



Caractérisation de la viscoélasticité des sols d'infrastructure avec le déflectomètre portable

Mémoire

Mbayang Kandji

Maîtrise en génie civil - avec mémoire
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada



UNIVERSITÉ
LAVAL

Caractérisation de la viscoélasticité des sols d'infrastructure avec le déflectomètre portable

Mémoire

Mbayang Kandji

Sous la direction de :

Guy Doré, ing., Ph.D, directeur de recherche

Jean-Pascal Bilodeau, ing., Ph.D, co-directeur de recherche

Résumé

La caractérisation du comportement des sols d'infrastructure est très importante pour le dimensionnement et la longévité d'une structure de chaussée. Certaines propriétés mécaniques des sols d'infrastructure, comme la déformation et le module réversible, sont obtenues en effectuant des essais triaxiaux de laboratoire. Ces essais, bien que plus précis, sont longs et coûteux à réaliser. Une des alternatives à ces essais est l'utilisation d'équipements portatifs, utilisables sur le terrain. L'un de ces équipements est le déflectomètre portable. C'est un appareil de mesure in situ de la déflexion, qui permet également de mesurer un module de déformation dit « élastique ». En se servant des historiques de charge et de déflexion également obtenus durant les essais, certains paramètres permettant d'évaluer la viscoélasticité des sols peuvent être déterminées. Le but de ce projet est donc de caractériser le comportement des sols d'infrastructure de chaussée en se basant sur l'hypothèse d'un comportement viscoélastique. Les essais de déflexion ont été effectués sur trois sols typiques du Québec, à différents états de saturation et de contraintes. À partir des résultats obtenus, un modèle de prédiction du module de déformation du déflectomètre a été mis en place. La réponse du matériau en fonction de la fréquence de chargement a également été évaluée. Pour cela, des essais triaxiaux de mesure de la déformation en fonction de la fréquence ont été effectués sur les mêmes sols et dans les conditions physiques les plus proches possibles de celles des essais de déflexion. En combinant les résultats des essais de déflexion avec ceux des essais triaxiaux, le modèle de Burger a été utilisée, dans les cas applicables, pour modéliser la réponse des matériaux en fonction du temps d'application de charge.

Abstract

The characterization of subgrade soils' behaviour is very important for the design and longevity of a pavement structure. Some mechanical properties of subgrade soils, such as their resilient modulus and sensitivity to deformation, are obtained by performing triaxial laboratory tests. Those tests are more precise but long and expensive to perform. One of the alternative solutions to those tests is the determination of these parameters by means of portable equipment, usable in the field. One of those equipment is the Light Weight Deflectometer (LWD), an in-situ deflection measuring device, which also measures an « elastic » modulus. Using the load and deflection histories, also measured during the tests, viscoelastic parameters can be determined. The purpose of this project is to characterize the behaviour of the subgrade soils, with the assumption of viscoelasticity. Deflection tests were performed on three typical soils from the Quebec province, with different saturation and stress levels. From the results, a prediction model of the modulus was established. The material response, depending on the load frequency, was also evaluated. To do so, triaxial tests were performed on the same soils and in the closest physical conditions to the deflection tests. By combining the results from both tests, Burger's model was used, where applicable, to model the time dependant response of the material.

Table des matières

Résumé	ii
Abstract.....	iii
Table des matières	iv
Liste des tableaux	viii
Liste des figures.....	x
Remerciements	xv
Introduction	1
Mise en contexte	1
Objectifs.....	3
Chapitre 1 : Revue de littérature.....	5
1.1 Propriétés mécaniques des sols et matériaux granulaires de chaussée	5
1.1.1 Module réversible.....	5
1.1.2 Déformation permanente et réversible	7
1.1.3 Viscoélasticité des sols d'infrastructure	15
1.2 Présentation du LWD.....	25
1.2.1 Développement de l'utilisation du LWD	25
1.2.2 Appareillage et calibration du LWD	28
1.2.3 Principe d'utilisation du LWD	29
1.2.4 Avantages et inconvénients par rapport au FWD.....	37
1.2.5 Facteurs influençant les mesures du LWD.....	40
1.2.6 Procédure d'essai.....	43
1.2.7 Interprétation des essais de LWD.....	45
1.3 Conclusion	46
Chapitre 2 : Programme expérimental.....	48
2.1 Echantillonnage	49
2.2 Essai de caractérisation géotechnique.....	51
2.2.1 Analyse granulométrique.....	51

2.2.2	Essai Proctor Modifié	51
2.2.3	Limites de consistance.....	51
2.2.4	Essai au bleu de méthylène.....	52
2.2.5	Densité relative	52
2.2.6	Essai CBR.....	52
2.3	Essai de déflexion	52
2.3.1	Mise en place de la cuve.....	53
2.3.2	Protocole expérimental.....	60
2.4	Essais triaxiaux	62
2.4.1	Principe et paramètres de l'essai	62
2.4.2	Préparation des échantillons	64
2.4.3	Détermination de la contrainte de confinement σ_3 avec Géostudio.....	66
2.5	Conclusion	67
Chapitre 3 : Présentation des résultats		68
3.1	Essai de caractérisation géotechnique.....	68
3.1.1	Analyse granulométrique.....	68
3.1.2	Essai Proctor Modifié	69
3.1.3	Limites de consistance.....	70
3.1.4	Essai au bleu de méthylène.....	70
3.1.5	Densité relative des grains	70
3.1.6	Essai CBR.....	71
3.2	Essais de déflexion.....	72
3.2.1	Contrainte verticale σ_v	72
3.2.2	Propriétés physiques des sols compactés	73
3.2.3	Résultats obtenus	74
3.2.4	Commentaires sur les essais de déflexion :	75
3.2.5	Interprétation des résultats des essais de déflexion	97
3.3	Essais triaxiaux	99
3.3.1	Résultats de la modélisation de la contrainte de confinement sur Géostudio	99
3.3.2	Propriétés des échantillons	101
3.3.3	Déformations axiales mesurées	102
3.3.4	Commentaires sur les essais triaxiaux :	105

3.3.5	Exemple d'application du modèle de Burger	108
3.4	Conclusion	109
Chapitre 4 : Mise en place d'une équation de prédiction du module du LWD		111
4.1	Introduction de quelques notions statistiques	111
4.1.1	Coefficient de corrélation	111
4.1.2	Erreur quadratique moyenne	112
4.2	Choix des paramètres du modèle	112
4.3	Mise en place du modèle	115
4.4	Validation du modèle	119
Chapitre 5 : Discussion		123
5.1	Problèmes et défis rencontrés durant l'étude	123
5.1.1	Essais de déflexion	123
5.1.2	Préparation des échantillons pour les essais triaxiaux	124
5.1.3	Modes de chargement des essais triaxiaux	125
5.1.4	Modèle de Burger	126
5.1.5	Données de validation	126
5.2	Principales avancées	127
5.2.1	Détermination de paramètres viscoélastiques à partir d'essais de déflexion	127
5.2.2	Modèles de prédiction du module	127
5.3	Suite de l'étude et applicabilité des résultats	128
Conclusion		129
Bibliographie		131
Annexe A : Dimensionnement des structures de chaussée sur Chaussée2 et calcul de la contrainte verticale au sommet du sol d'infrastructure avec WinJulea		135
Annexe B : Modélisation de la contrainte de confinement des essais triaxiaux sur GéoStudio		138
Annexe C : Résultats des essais de déflexion		141
Annexe D : Résultats des essais triaxiaux		150

Annexe E : Données de validation du modèle de prédiction du module..... 171

Liste des tableaux

Tableau 1 : Spécifications de différents appareils de mesure (d'après (Fleming, et al., 2002), (White, et al., 2007)et (Zorn, 2005))	27
Tableau 2 : Valeurs de f pour différentes distributions de contraintes (Ullidtz, 1998)	31
Tableau 3 : Modèles reliant le module réversible au module du LWD (Soto, 2013).....	37
Tableau 4 : Paramètres d'essai en fonction du type de sol.....	44
Tableau 5.a : Résumé du programme expérimental	48
Tableau 6 : Identification et provenance des sols utilisés pour le programme expérimental	50
Tableau 7 : Dimensions de la zone de contraintes significatives	55
Tableau 8 : Temps de chargement et fréquences appliqués pour les essais triaxiaux	64
Tableau 9 : Récapitulatif des résultats de la courbe granulométrique	69
Tableau 10 : Résultats de l'essai Proctor pour les différents sols	70
Tableau 11 : Résultats des essais de limite de consistance	70
Tableau 12 : Résultats des essais au bleu de méthylène.....	70
Tableau 13 : Résultats des essais de densité relative.....	71
Tableau 14 : Résultats des essais CBR pour les différents types de sol.....	71
Tableau 15 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques des matériaux	72
Tableau 16 : Résultats de σ_z sur WinJulea :	72
Tableau 17 : Propriétés physiques des cuves pour les essais de déflexion.....	74
Tableau 18 : Teneurs en eau et degrés de saturation des cuves.....	74
Tableau 19 : Valeurs d' E_{LWD} en fonction de la charge et de la contrainte appliquée pour un sable à $S_r = 30.8\%$	75
Tableau 20 : Tableau récapitulatif des paramètres viscoélastiques en fonction des degrés de saturation S_r pour les trois sols	78
Tableau 21 : Valeurs de W_d pour le sol (S1) en fonction des contraintes appliquées à $S_r=61.42\%$	88
Tableau 22 : Relations reliant ϕ et E_{LWD} en fonction du type de sol et du S_r	95
Tableau 23 : Relations reliant W_d et E_{LWD} en fonction du type de sol et du S_r	97
Tableau 24 : Résultats de la modélisation de la contrainte de confinement sur Géostudio .	99
Tableau 25 : Propriétés des échantillons des essais triaxiaux	101

Tableau 26 : Valeurs de déformations axiales pour le sol S1 $\sigma_1 = 30$ kPa et $S_{r2} = 61.4$ %.	102
Tableau 27 : Paramètres du modèle de Burger en fonction du type de sol, degré de saturation et de la contrainte verticale appliquée	104
Tableau 28 : Paramètres du modèle de Burger pour une argile CH à $S_r = 57\%$ et $\sigma_0 = \sigma_v = 15$ kPa	109
Tableau 29 : Coefficients de corrélation entre le module et les paramètres viscoélastiques	113
Tableau 30 : Matrice de corrélation.....	114
Tableau 31 : Coefficients a, b et c	117
Tableau 32 : Caractéristiques géotechniques des sols échantillonnés	120
Tableau 33 : Valeurs moyennes des modules prédit et mesuré et RMSE	122

Liste des figures

Figure 1 : Courbe de contrainte-déformation typique pour un cycle de chargement (White et Vennapusa, 2007)	6
Figure 2 : Taux de déformation permanente en fonction du nombre de cycles pour un MG typique (Soliman, 2015)	8
Figure 3 : Les trois phases de déformation permanente en fonction du nombre d'applications de charges N (Poupart, 2013)	9
Figure 4 : Élément de sol soumis à des contraintes (Locat, 2016)	11
Figure 5 : Rotation des contraintes principales (Doré, 2017).....	12
Figure 6 : Influence de la compacité sur le pourcentage de déformation permanente (modifiée de (Depatie, 2013)).....	14
Figure 7 : Influence de la teneur en fines sur le pourcentage de déformations plastiques (Barksdale, 1972)	15
Figure 8 : Boucle d'hystérésis contrainte – déformation pour les matériaux de chaussée non liés sous chargement cyclique (Soliman, 2015)	17
Figure 9 : Comportement du matériau selon son hystérésis de chargement (Doré, 2017)...	18
Figure 10 : Corrélations obtenues entre (a) énergie dissipée et déflexion maximale et (b) énergie dissipée et angle de phase (Marradi, et al., 2014).....	19
Figure 11 : Historique de charge et de déflexion pour un cycle de chargement dans un essai de déflexion	20
Figure 12 : Différents types de comportement des matériaux de chaussée en fonction de l'historique de déflexion (Deblois, et al., 2010).....	21
Figure 13 : Module complexe représenté (a) dans un plan complexe (b) dans un espace de Black (c) courbe maîtresse	23
Figure 14 : Modèle de Burger.....	24
Figure 15 : Comportement visco-élastique du till silteux du SERUL (Murillas, 2010).....	24
Figure 16 : Schéma du Prima 100 (Vennapusa & White, 2009)	28
Figure 17 : Zone de contraintes significatives.....	32
Figure 18 : Prima 100 de Carl Bro avec deux géophones supplémentaires (Carl Bro Pavement Consultants, Danemark)	39

Figure 19 : Relation entre le module du LWD et le degré de compaction (Elhakim, et al., 2014).....	42
Figure 20 : Variation du module élastique en fonction du nombre de passes (Nazzal, et al., 2007).....	43
Figure 21 : Distribution de contraintes sous un plateau de chargement rigide (a) pour un sol cohérent (b) pour un sol pulvérulent (tirés de (Bilodeau & Doré, 2013) d’après (Ullidtz, 1998))	45
Figure 22 : Historique de charge et de déflexion avec leurs valeurs maximales tels que représentés sur l’écran du PDA du LWD (a) et b) après importation (Fleming, et al., 2007)	46
Figure 23 : Localisation des différents sites d’échantillonnage	50
Figure 24 : Photo de la cuve en plastique utilisée pour les essais de déflexion	53
Figure 25 : Zone de contraintes significatives induites par un essai de LWD (Lambert, 2007)	54
Figure 26 : Disposition du LWD et des géophones pour les trois emplacements d’essai dans la cuve.....	55
Figure 27 : Photos du ProfilProbe (a) et des Decagon (b).....	56
Figure 28 : Coupe longitudinale de la cuve avec les capteurs de teneur en eau (exemple du sol S2).....	57
Figure 29 : Compacteur sur plaque (a) et marteau vibrant (b) utilisé pour la compaction...	57
Figure 30 : Densification de la cuve de sol S3 avec le pilon en bois	58
Figure 31 : Essai de cône de sable.....	59
Figure 32 : Saturation par vases communicant.....	60
Figure 33 : Photos des coussins en mousse (a) et des tapis en caoutchouc (b)	61
Figure 34 : Presse triaxiale de la chaire i3c de l’Université Laval avec en a) la presse hydraulique, b) le piston de chargement et c) la cellule triaxiale.....	63
Figure 35 : a) Moule utilisé pour la compaction des échantillons et b) échantillon de sol s3 après compaction	65
Figure 36 : Modélisation des essais de déflexion en cuve pour la détermination de la contrainte de confinement	66
Figure 37 : Courbes granulométriques	68

Figure 38 : Courbe Proctor du sol S3 (CH).....	69
Figure 39 : Courbe contrainte – pénétration (a) du sol S1 et (b) du sol S2.....	71
Figure 40 : Historiques de charge et de déflexion pour le sol S1 (silt) à $S_r=61.418\%$ et $\sigma=30$ kPa.....	75
Figure 41 : Exemple d'un historique de charge incomplet à 10 kPa.....	76
Figure 42 : Essai de déflexion avec rebond effectué sur le sol S3 (argile) à 40 kPa et $S_r=99.18\%$	77
Figure 43 : Diagramme comparatif des valeurs de déflexion en fonction de la contrainte verticale et du degré de saturation pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH).....	82
Figure 44 : Diagramme comparatif de E_{LWD} en fonction de la contrainte verticale et du degré de saturation pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH).....	84
Figure 45 : Diagramme comparatif des angles de phase en fonction du degré de saturation, de la contrainte verticale pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH).....	87
Figure 46 : Diagramme de charge-déflexion pour le sol S1 (silt) pour une contrainte de 20 kPa et un amortissement de 3 tampons.....	88
Figure 47 : Diagramme comparatif de l'énergie dissipée en fonction du degré de saturation, de la contrainte verticale pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH).....	90
Figure 48 : Exemple d'un plan Cole - Cole pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH).....	93
Figure 49 : Exemple de représentation pour le sol S1 (CL) a) du module E en fonction de l'angle de phase ϕ (espace de Black) et b) de ϕ en fonction de E.....	94
Figure 50 : Exemple de représentation pour le sol S1 (silt) a) du module E en fonction de l'énergie dissipée et b) de W_d en fonction de E.....	96
Figure 51 : Déformations mesurées avec le LWD et la cellule triaxiale en fonction du temps et courbe du modèle de Burger pour le sol S1 à $\sigma_1 = 30$ kPa et $S_{r2} = 61.42\%$	103
Figure 52 : Valeurs de déformations en fonction du temps pour a) le sol S1 (CL) à $S_{r2}=63.2\%$ et b) le sol S2 (SP) à $S_{r2}=47.6\%$	107
Figure 53 : Déformations en fonction du temps de chargement pour a) le sol S2 à $\sigma_1 = 70$ kPa et $S_{r1} = 36.2\%$ et b) le sol S1 à $\sigma_1 = 40$ kPa et $S_{r1} = 34.3\%$	108
Figure 54 : Relation de corrélation entre le module E et l'angle de phase ϕ	115
Figure 55 : Log (E) en fonction de log (ϕ).....	116

Figure 56 : ϕ en fonction de S_r , σ et VB	118
Figure 57 : $\log(\phi)$ en fonction de $\log(S_r - a * \sigma_b * VB_c)$	118
Figure 58 : Essai de déflexion effectué dans le moule en PVC.....	120
Figure 59 : Valeurs de modules mesurés en fonction des valeurs prédites	121
Figure 60 : Historique de charge et de déflexion d'un essai de déflexion avec rebond sur le sol S3 (CH) à 40 kPa et $S_r3 = 99.18\%$	124
Figure 61 : Mode de chargement de : a) l'essai triaxial et b) l'essai de déflexion.....	126

*à ma mère Ndeye Marièma Diop, une femme
exceptionnelle qui me montre tous les jours
ce qu'est l'amour inconditionnel; à mon père
Aliou qui a tout fait pour la réussite de ses
enfants; à ma sœur Yacine et mes petits frères
qui me font mesurer la chance que j'ai d'être
votre grande sœur*

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord, mon directeur de recherche M. Guy Doré, pour la confiance qu'il a placée en moi en me confiant ce projet de recherche. Ses excellentes suggestions et ses conseils avisés m'ont permis de mieux appréhender le projet et de surtout, d'apporter un aspect pratique aux solutions proposées.

Mes remerciements vont également à M. Jean-Pascal Bilodeau pour son aide tout au long de la réalisation de ce projet : de la revue de la littérature à l'analyse des résultats, ses conseils ont toujours été avisés et appréciés.

Je tiens aussi à remercier Messieurs Sylvain Auger et Christian Juneau pour leur aide logistique au laboratoire, aussi bien dans la réalisation des essais que dans le montage des cuves. Votre aide m'a été vraiment précieuse.

Je tiens également à remercier les stagiaires qui m'ont aidé dans la réalisation des essais de caractérisation géotechniques, ainsi que tous mes collègues de la chaire i3c pour leur aide, particulièrement durant les campagnes d'échantillonnage.

Merci à tous.

Dieuredieuf

Introduction

La fonction d'une structure de chaussée routière est de résister à diverses sollicitations, notamment celles dues au trafic lourd, et d'assurer la répartition des efforts induits par ce même trafic dans le sol d'infrastructure. La conception structurale d'une structure de chaussée consiste à déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constituent afin qu'elle puisse résister aux diverses sollicitations auxquelles elle sera assujettie tout au long de sa durée de vie utile. Le sol d'infrastructure, sur lequel repose la structure de chaussée, joue un rôle important dans la conception structurale mais aussi dans la longévité de la structure de chaussée. En effet, la conception structurale des différentes couches dépend en grande partie du comportement mécanique des sols, c'est-à-dire de la rigidité du sol d'infrastructure, ainsi que de son aptitude à résister à la déformation (propriétés mécaniques). Pour évaluer ces propriétés, le guide mécaniste empirique de conception des chaussées souples (Guide for Mechanistic-Empirical Design-MEPDG) recommande le module réversible (M_r) comme paramètre à utiliser (NCHRP, 2004). La détermination du M_r peut être faite à partir de méthodes de mesure directe, indirecte ainsi que l'utilisation de valeurs empiriques.

Mise en contexte

Trois des principaux types de dégradations liées au passage des véhicules lourds et qui sont retrouvées sur les chaussées sont l'orniérage de fluage, la fissuration de fatigue et l'orniérage structural. Les deux premières sont moins complexes à réparer car n'affectant que la couche de roulement en enrobé ou la couche de fondation ; la troisième en revanche nécessite plus de moyens car elle s'initie généralement au niveau du sol d'infrastructure. En effet, l'orniérage structural serait probablement principalement dû à l'accumulation de déformation permanente verticale dans les couches granulaires et le sol d'infrastructure (Salour & Erlingsson, 2017).

La présence de ces ornières est un des nombreux signes de la dégradation d'un réseau routier. Au Québec par exemple, on estime à 50 % la part du linéaire du réseau supérieur (soit 15 449 km (MTQ, 2015)) qui est jugé être dans un mauvais ou très mauvais état (MTMDET & GQ, 2017). Le réseau supérieur concerne les autoroutes, routes nationales, régionales et collectrices, ainsi que les chemins d'accès aux ressources, à l'exclusion des bretelles, voies

de desserte et chaussées en gravier. Environ 34 % des 17.9 milliards de dollars prévus pour le secteur routier dans le Plan québécois des infrastructures 2017-2027 sont destinés à la bonification et au maintien de l'offre de service (MTMDET & GQ, 2017).

Devant l'importance des moyens financiers déployés pour le maintien du réseau routier dans un état satisfaisant et la réhabilitation de ces ornières, il serait intéressant d'établir des méthodes de prédiction du comportement des sols d'infrastructure de chaussée et de détermination de leur sensibilité à la déformation. Cela permettrait d'éviter la dégradation accélérée des structures de chaussée. Comme il a été dit précédemment, il existe des méthodes de mesure directe, indirecte ainsi que l'utilisation de valeurs par défaut. La mesure directe du module réversible et de la déformation se fait au laboratoire, en effectuant des essais à chargements répétés en cellule triaxiale. Cette méthode est complexe et coûteuse et nécessite un personnel bien formé. Elle est, cependant, l'une des méthodes de détermination les plus fiables, préconisées par le MEPSD. L'utilisation des valeurs empiriques ou par défaut présente également un défi, dans la mesure où il faut choisir les valeurs adéquates en fonction du type de sol et des propriétés géotechniques. Ainsi, les méthodes de mesure indirecte des propriétés et de la sensibilité à la déformation des sols pourraient être une bonne alternative. En effet, de récentes études ont démontré qu'il est possible de les évaluer à l'aide d'équipements portatifs. Ces derniers permettent d'effectuer la mesure de paramètres associés aux propriétés mécaniques des sols comme la déflexion. L'un de ces appareils est le déflectomètre portable (Light Weight Deflectometer – LWD). C'est un appareil non destructif de mesure de la déflexion de surface et est une version allégée du déflectomètre à masse tombante (Falling Weight Deflectometer – FWD). Il est de plus en plus utilisé pour la caractérisation du module réversible ((Gudishala, 2004) ; (White, et al., 2007) ; (Mohammad, et al., 2008) ; (Soto, 2013)). En raison de son caractère portatif, de son coût d'utilisation peu élevé et la nécessité d'une logistique moindre, il a gagné en popularité au cours des dernières années surtout en tant qu'outil de contrôle et d'assurance qualité (Quality Control/Quality Assurance- QC/QA) de la compaction et de la capacité portante des couches de matériaux en chantier ((Siekmeier, et al., 2009) ; (Nazarian, 2014)). Le LWD permet également, grâce à son mini-ordinateur portable (Personal Digital Assistant – PDA), d'obtenir les historiques de déflexion et de chargement en fonction du temps, ainsi que le cheminement contrainte-déflexion pour chaque essai effectué. En simplifiant le

comportement du sol avec la théorie de l'élasticité, le module élastique est également déduit. Néanmoins, comme le comportement réel des sols est de type élastoplastique non-linéaire ou même visco-élasto-plastique non-linéaire, l'historique des contraintes et déflexions peut permettre d'utiliser des approches telles que l'énergie dissipée et l'angle de phase. En faisant varier le temps de chargement lors des essais de déflexion et en associant la réponse du matériau à d'autres résultats obtenus avec des essais triaxiaux, le modèle de Burger pourrait aussi être utilisé pour modéliser le comportement des matériaux en fonction du temps de chargement.

L'utilisation de ce modèle permettrait de prédire la déformation des sols d'infrastructure en fonction du temps de chargement; cela serait surtout intéressant pour les chaussées en contexte municipal qui sont soumises à des vitesses de circulation assez faibles (voie réservée d'autobus) et donc à des déformations importantes.

Objectifs

Ce projet de recherche a pour but la détermination du comportement des sols d'infrastructure en se basant sur l'hypothèse d'un comportement viscoélastique et en se servant du déflectomètre portable (LWD). Pour cela, il faudra :

- Caractériser la viscoélasticité des sols à différents états de saturation avec les résultats des essais de déflexion,
- Estimer un module qui tient compte du comportement viscoélastique des sols (variation du comportement en fonction de l'angle de phase, de l'énergie dissipée),
- Prédire la déformation du sol avec le modèle de Burger en effectuant des essais triaxiaux à des fréquences de chargement variées.

Ainsi, avec ces approches, il serait possible de caractériser la sensibilité des sols d'infrastructure à l'endommagement à partir d'essais au LWD, mais aussi de prévoir leur comportement ou module de déformation à partir de paramètres viscoélastiques.

Ainsi, le premier chapitre de ce mémoire sera consacré à une revue de la littérature sur les propriétés mécaniques des sols, ainsi que sur les méthodes de détermination de leur viscoélasticité. Le chapitre deux sera une présentation du programme expérimental qui sera mené dans l'atteinte de ces objectifs : le programme concerne la campagne d'échantillonnage

des sols, les essais de caractérisation, les essais de déflexion ainsi que les essais triaxiaux de fréquence. Ensuite, le chapitre trois permettra la présentation des résultats des différents essais effectués, ainsi que leur interprétation. Dans le chapitre quatre, une équation de prédiction du module sera mise en place à partir des résultats présentés au chapitre trois, avant le chapitre cinq qui est celui de la discussion. Enfin, le dernier chapitre est celui de la conclusion qui permet de revenir sur les grandes lignes du document ainsi que de projeter des perspectives de recherche.

Chapitre 1 : Revue de littérature

Cette section passe en revue l'état des connaissances sur les propriétés mécaniques des sols et matériaux granulaires de la chaussée, ainsi qu'une présentation du LWD. Dans la première partie, le module réversible et la déformation en particulier seront investigués. Les mécanismes d'initiation et d'évolution de la déformation, dont la théorie du Shakedown et les modèles de prédiction, seront présentés ainsi que les différents facteurs qui influent sur celle-ci. Les paramètres de viscoélasticité des sols, essentiels pour la suite de l'étude, seront également présentés. Dans la seconde partie qui porte sur le LWD, cet outil sera présenté et comparé à d'autres appareils de mesure in situ de déflexion. La procédure d'essai, qui sera utilisé dans la suite du projet, sera également présenté.

1.1 Propriétés mécaniques des sols et matériaux granulaires de chaussée

1.1.1 Module réversible

Le module réversible (M_r) est utilisé en ingénierie des chaussées comme une mesure de la rigidité des couches non traitées. Il décrit le comportement élastique des matériaux granulaires et des sols d'infrastructure soumis à une impulsion de charge. Son concept a été initialement introduit par Seed en 1962. Lui et ses collaborateurs ont défini le module réversible comme le rapport entre la contrainte déviatorique $\Delta\sigma_{\text{cyclique}}$ et la déformation réversible ϵ_r (voir [figure 1](#) et [équation 1](#)) sous un chargement dynamique transitoire. C'est un paramètre qui est grandement dépendant des contraintes appliquées (White, et al., 2007).

$$M_r = \frac{\Delta\sigma_{\text{cyclique}}}{\epsilon_r} \quad \text{Equation 1}$$

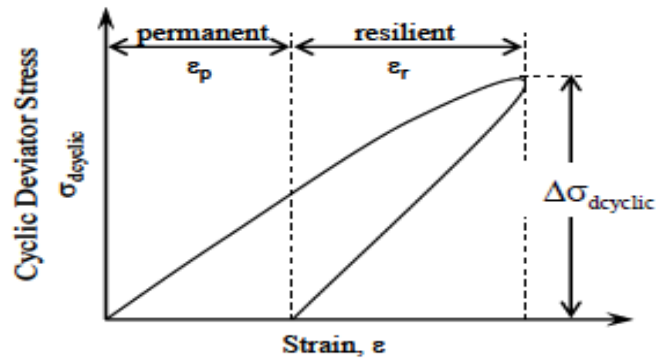


Figure 1 : Courbe de contrainte-déformation typique pour un cycle de chargement (White et Vennapusa, 2007)

La plupart des sols sont sensibles à une augmentation du confinement, qui provoque une augmentation de la rigidité et de la contrainte de cisaillement qui résulte en une diminution de la rigidité (Andrei et al, 2004 rapporté par White et al. (2007)). Witczak et Uzan (1988) ont proposé un modèle « universel » qui combine ces deux effets en une seule équation (équation 2) :

$$M_r = k_1 * P_a \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{k_2} \left[\frac{\sigma_d}{P_a} \right]^{k_3} \quad \text{Equation 2}$$

Où:

k_1, k_2, k_3 : coefficients de régression avec $k_1 > 0$, $k_2 \geq 0$ et $k_3 \leq 0$

θ : somme des contraintes principales ou contrainte totale ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

P_a : pression atmosphérique, de la même unité que M_r et θ (MPa)

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$: contrainte déviatorique, de la même unité que M_r et θ (MPa)

Plusieurs facteurs peuvent influencer sur la valeur du module réversible. Il s'agit notamment de facteurs liés aux contraintes (l'état des contraintes appliquées et leur historique), de la teneur en eau, de la masse volumique (degré de compaction) et de la granulométrie du matériau ainsi que le nombre d'applications de charges, la morphologie, la composition minéralogique des granulats, etc. (Bilodeau, 2009)

1.1.2 Déformation permanente et réversible

Sous un chargement cyclique, les sols et les matériaux granulaires ont un comportement en déformation élastoplastique non-linéaire complexe, où, pour chaque cycle de chargement, la plus grande partie de la déformation totale induite inclut une déformation réversible (ϵ_r) avec une petite part de déformation plastique ou permanente (ϵ_p), représentées à la *figure 1*. Cette déformation permanente s'accumule avec chaque cycle de chargement pour toutes les couches du système de la chaussée, ce qui peut éventuellement mener à l'orniérage structural de la chaussée. Dans les approches classiques d'analyse et de conception des chaussées, il est généralement considéré que la majeure partie de l'orniérage est attribuable au sol d'infrastructure, surtout lorsqu'il est constitué de matériau fin de faible rigidité (Sun, et al., 2015).

La différence notée entre le cheminement des contraintes durant le chargement et le déchargement montre que de l'énergie a été dissipée dans le système, due principalement à l'accumulation de plasticité dans le cas de matériaux granulaires (Ghuzlan & Carpenter, 2006). Cette énergie sert au réarrangement des grains dans le cas de la déformation plastique. Cependant, une importante partie de la déformation est généralement emmagasinée dans l'éprouvette lors du chargement et relâchée lors du déchargement.

1.1.2.1 Mécanismes et évolution de la déformation permanente

Selon Luang (1982) et Paute (1994), cités par (Calvar, et al., 2013), la déformation des sols est le résultat de trois mécanismes principaux :

- La consolidation : changement de forme et de compressibilité des particules ; déformation élastique de chaque particule
- La distorsion : courbure, mouvement individuel des particules ou glissement entre particules (irréversible)
- L'attrition : écrasement et rupture des matériaux quand la charge excède la résistance des particules (irréversible)

La déformation permanente ou plastique ϵ_p d'un matériau correspond à la déformation non réversible qui s'accumule sous les chargements cycliques des véhicules. Il existe trois phases essentielles dans l'évolution du taux de déformation permanente ϵ_p : la zone de post-compaction, la zone dite « stable » et la zone non stable ou de rupture (voir *figure 2* et *figure 3*). Dans la zone de post-compaction, les matériaux ont un taux de déformation élevé qui

diminue lorsque le nombre de cycles augmente ; cela est dû à une continuité de la compaction sous la charge du trafic. C'est pourquoi certains auteurs estiment qu'il est préférable de négliger les 100 premiers cycles de chargement durant la modélisation (Paute, et al., 1996). C'est également pour cela que la norme AASHTO T307-99 exige un préchargement de 1000 cycles qui précèdent les 15 séquences de 100 cycles, afin d'éliminer les effets de la post-compaction. Ces déformations peuvent aussi être dues aux imperfections durant la préparation de l'échantillon. Dans la zone stable, ils ont un taux de déformation qui demeure constant avec l'augmentation du nombre de cycles. Dans la zone d'instabilité, enfin, les matériaux ont un comportement pouvant montrer une augmentation rapide du taux de déformation permanente jusqu'à la rupture. La conception d'une chaussée est typiquement réfléchi de façon à ce que les couches de MG demeurent dans la zone stable pendant leur durée de service pour éviter une rupture prématurée.

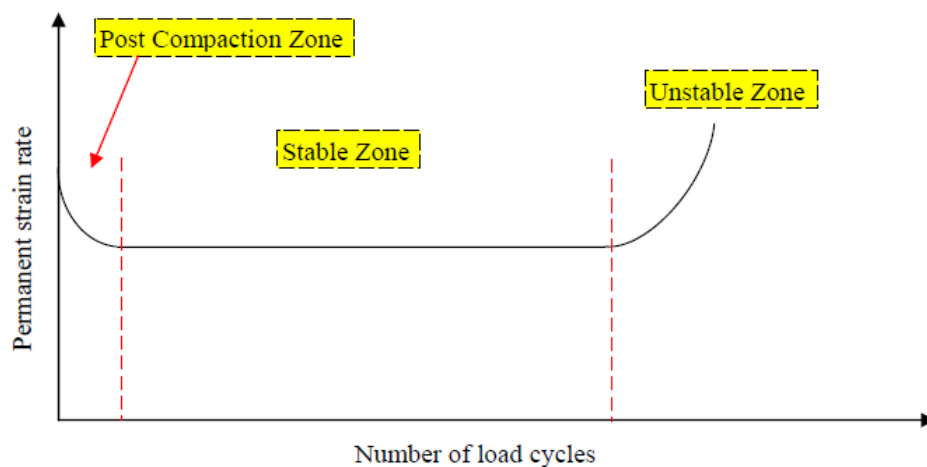


Figure 2 : Taux de déformation permanente en fonction du nombre de cycles pour un MG typique (Soliman, 2015)

Différentes approches ont été investiguées ces dernières années pour prédire l'évolution de la déformation permanente. L'une des principales et des plus utilisées et documentées dans la littérature est l'approche du Shakedown. Cette approche va être discutée plus en détail dans le prochain point.

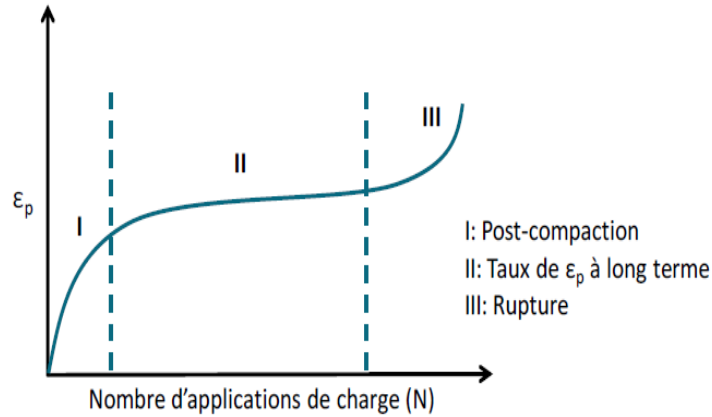


Figure 3 : Les trois phases de déformation permanente en fonction du nombre d'applications de charges N (Poupart, 2013)

1.1.2.2 Théorie du Shakedown

La théorie du « Shakedown » peut être utilisée pour caractériser le comportement en déformation permanente des matériaux granulaires et sols d'infrastructure dans les structures de chaussées. Cette approche permet, d'après Werkmeister de classifier le comportement d'un matériau de chaussée non lié en trois catégories : le « plastic Shakedown » (catégorie A), la réponse intermédiaire ou « plastic creep » (catégorie B) et la rupture intermédiaire ou « intermediate collapse » (catégorie C).

Catégorie A : elle regroupe les matériaux dont la réponse à un certain niveau de contrainte est plastique pour un nombre d'applications de charges infini et un taux de déformation plastique qui diminue dans le temps. Ce type de comportement est essentiellement à la post-compaction du matériau. Une fois la post-compaction achevée, la déformation plastique s'arrête et la réponse devient alors entièrement élastique ou réversible. A ce moment, les applications de contraintes cycliques cessent d'être dommageables avec peu de réarrangement des particules. (Werkmeister, et al., 2001).

Catégorie B : si l'application de cycles de chargement répétés se fait au-delà de la limite du « plastic Shakedown » mais reste quand même inférieur à une certaine limite, le taux de déformation plastique montre une tendance à la baisse durant les premières applications de charges jusqu'à atteindre une valeur faible mais constante. A partir de là, l'augmentation de déformation permanente devient presque linéaire et les faibles variations du taux de

déformation plastique sont à attribuer aux attritions de particules mineures (Werkmeister, et al., 2001)

Catégorie C : à des valeurs de contraintes appliquées supérieures à celles de la limite de déformation plastique, le taux de déformation plastique ne diminue plus ou le fait faiblement comparé aux catégories A et B. Cela résulte en une augmentation de la déformation plastique pour chaque cycle de chargement, suivi de la rupture du spécimen. Ce comportement peut être principalement associé à une rupture en cisaillement du matériau, dû à une réorientation des particules, leur écrasement et leur réarrangement aussi bien qu'à leur glissement et à leur perte de friction les uns contre les autres. ((Werkmeister, et al., 2001) et (Salour & Erlingsson, 2017)).

Cette théorie du Shakedown est aussi utilisée dans la mise en place de modèles. Ils existent plusieurs modèles de prédiction de la déformation permanente qui sont plus détaillés dans la section suivante.

1.1.2.3 Modélisation de la déformation permanente

Actuellement, le comportement en déformation permanente des matériaux non traités est étudié et modélisé en utilisant, selon Cerni et al. (2012):

- des modèles analytiques : ils offrent la possibilité de modéliser le comportement en déformation permanente par le biais d'une relation constitutive. La déformation permanente peut être prédite de manière précise pour un nombre de cycle de chargement et un état de contraintes donnés.
- des modèles basés sur la théorie de la plasticité en utilisant la modélisation incrémentielle : des modèles élasto-plastiques sont utilisés pour décrire le comportement des matériaux granulaires non traités et calculer, étape par étape la réponse cyclique des matériaux.
- la théorie du « Shakedown » : elle est basée sur le fait que la progression de la déformation permanente se stabilise graduellement avec le nombre d'applications de charges uniquement lorsque les contraintes appliquées sont faibles. Sinon, à des contraintes élevées, la déformation permanente a tendance à augmenter rapidement résultant d'une rupture graduelle. Cela suggère donc qu'il existe une contrainte critique qui sépare la condition stable de la condition instable.

1.1.2.4 Facteurs affectant les déformations permanentes dans un matériau granulaire

1.1.2.4.1 Facteurs liés aux contraintes

➤ Niveau de contraintes

Le niveau de contraintes est un des principaux facteurs qui influe sur l'accumulation de déformation permanente dans un sol ou un matériau granulaire. En effet, la non-linéarité du comportement mécanique des matériaux granulaires est associée à la dépendance de leurs propriétés du niveau de contraintes appliquées. La déformation permanente ou plastique est directement reliée à la contrainte déviatorique et est inversement proportionnelle à la pression de confinement (Lekarp, et al., 2000).

➤ Rotation des contraintes

Une contrainte se divise en deux composantes : la contrainte normale σ_n qui est perpendiculaire à la surface et la contrainte de cisaillement qui est tangente à la surface du matériau. La contrainte normale se subdivise en contraintes principales σ_x , σ_y et σ_z suivant les plans du repère (x,y,z) alors que les contraintes de cisaillement sur ces mêmes plans sont nulles (voir [figure 4](#)).

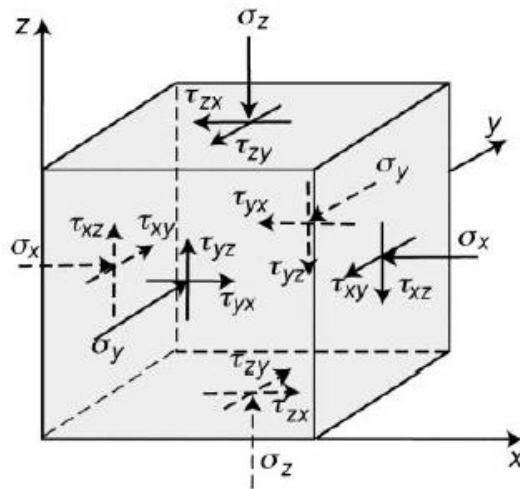


Figure 4 : Élément de sol soumis à des contraintes (Locat, 2016)

Lorsque la chaussée est soumise à l'action d'un véhicule, le mouvement rotatif de la roue entraîne la rotation des contraintes principales ([figure 5](#)). Elles varient en intensité et en

direction en fonction de la distance entre l'axe horizontal de la roue et la verticale passant par l'élément considéré (Calvar, et al., 2013).

Il est assez difficile de reproduire l'effet des rotations de contraintes avec des équipements conventionnels. En effet, l'essai triaxial à chargement répété qui est utilisé pour déterminer la déformation permanente ne permet pas de reproduire facilement un changement continu de l'axe des contraintes principales et donc du chemin de contrainte réel subi sous une charge roulante. Cependant, d'après Lekarp et al. (2000), la déformation permanente obtenue avec la rotation des contraintes principales est environ deux fois plus importante que celle obtenue avec un chargement axial. Pour Chan (1990), les déformations permanentes dues à la rotation des contraintes sont trois fois supérieures à celles obtenues avec un essai triaxial à chargement répété. La différence étant assez importante, l'effet de la rotation des contraintes n'est donc pas à négliger.

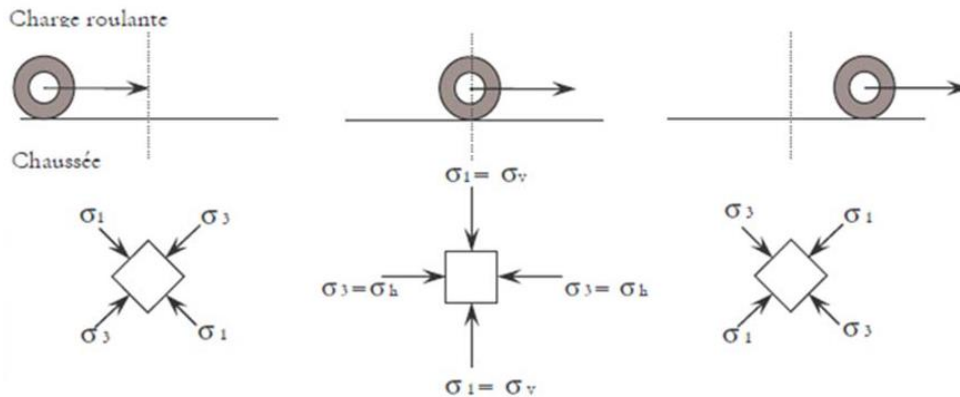


Figure 5 : Rotation des contraintes principales (Doré, 2017)

1.1.2.4.2 Facteurs liés au nombre d'applications de charges

L'accumulation de déformation permanente d'une couche de matériau ou d'un sol d'infrastructure sous chargement cyclique se fait de manière graduelle, chaque cycle de chargement faisant augmenter la déformation d'un incrément. Selon Barksdale (1972), la déformation permanente axiale augmente de manière linéaire avec le logarithme du nombre de cycles.

Pour l'étude du comportement des matériaux granulaires et des sols, un nombre minimum de 10 000 cycles est nécessaire car, d'après Werkmeister (2003), c'est un nombre suffisant pour

estimer le comportement du matériau pour un état de contraintes donné. Cependant, ce nombre peut être revu à la hausse car la déformation réversible, nécessaire pour caractériser les MG et les sols, se stabilise entre 7 000 et 20 000 cycles.

1.1.2.4.3 Facteurs liés à la fréquence de chargement

La fréquence de chargement lors d'essais triaxiaux est comprise entre 0.2 Hz et 10Hz, ce qui correspond aux fréquences de chargement habituellement rencontrées pour les sols et matériaux non liés. D'après Gomes-Correia (1985), cités par (Calvar, et al., 2013), la fréquence de chargement cesse d'avoir une influence significative sur la déformation permanente après les cent premiers cycles de chargement.

Les essais triaxiaux effectués à une fréquence inférieure ou égale à 20 Hz sur des matériaux granulaires non liés montrent typiquement un comportement typique du début du « plastic shakedown » alors que pour une fréquence comprise entre 30 et 50 Hz, le matériau aurait un comportement de plastic shakedown et de réarrangement, la déformation permanente augmentant avec la fréquence pour un même nombre de cycles. (Sun, et al., 2014)

1.1.2.4.4 Facteurs liés aux caractéristiques physiques et mécaniques du matériau

➤ Masse volumique sèche et compacité

La masse volumique sèche, qui est reliée au degré de compaction d'un matériau, a une influence sur l'accumulation de la déformation permanente (Lekarp, et al., 2000). En effet, pour les mêmes conditions d'essai, la déformation plastique finale emmagasinée par un matériau compacté à sa densité sèche maximale selon l'essai Proctor est moins importante que celle d'un matériau compacté à une densité sèche en deçà de son optimum.

De même, d'après Barksdale (1972), les matériaux granulaires subissent une augmentation de 185% de leur déformation permanente axiale quand ils sont compactés à 95 % au lieu de 100% de leur densité maximale. Ces tendances sont confirmées par ceux de Depatie (2013) qui a obtenu une déformation permanente de 7.3 % pour un matériau recyclé compacté à 87% et de 1.8 % pour celui compacté à 95 % (voir *figure 6*).

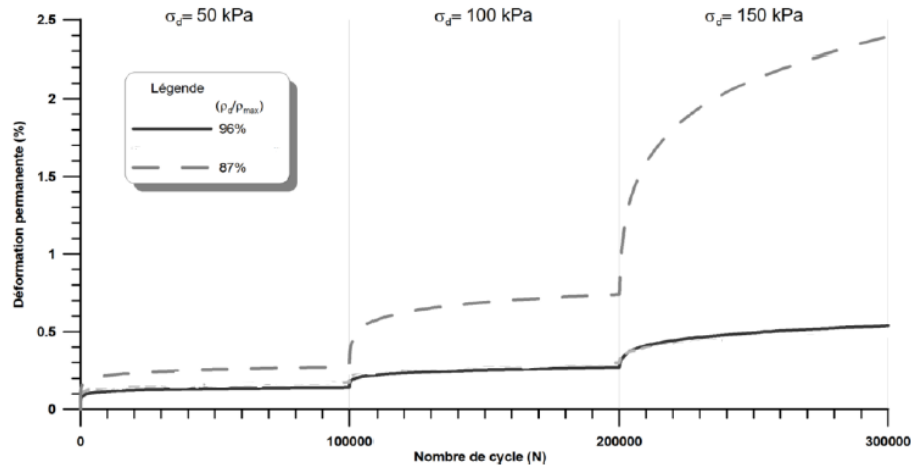


Figure 6 : Influence de la compacité sur le pourcentage de déformation permanente (modifiée de (Depatie, 2013))

➤ Teneur en eau

La teneur en eau d'un matériau, qu'elle soit égale ou différente de l'optimum Proctor, a un effet non négligeable sur sa résistance à la déformation permanente. Ainsi, d'après Carrera et al., (2009), 80 % des dommages seraient causés par une présence excessive d'eau.

Une teneur en eau en dessous de l'optimum implique une influence positive sur la résistance et la rigidité des MG par le développement de contraintes liées à la succion matricielle. Cependant, quand la teneur en eau approche du niveau de saturation maximal, il peut se produire une réduction de la contrainte effective, traduit par une déformation permanente plus importante pour le matériau granulaire non drainé (Calvar, et al., 2013).

➤ Granulométrie

La granulométrie influe sur la quantité de déformation permanente induite dans un matériau. Elle dépend aussi bien de la texture et de l'angularité des particules du sol que de leur teneur en fines. En effet, que leurs particules soient rondes ou anguleuses, lisses ou rugueuses, les particules des matériaux granulaires et des sols se comportent différemment par rapport à la déformation. Selon Bérubé (2001), cité par Poupart (2013), la présence de particules arrondies augmente la propension à la déformation permanente tandis que les particules rugueuses et angulaires améliorent la résistance au cisaillement.

En ce qui concerne la teneur en fines, d'après Barksdale (1972), son effet est plus ou moins important selon l'état de contrainte déviatorique donné ($(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3$ varie entre 2 et 6 à la *figure 7*). La présence de particules fines dans une matrice granulaire permet de remplir les pores et favorise l'obtention d'un assemblage de particules dense après compaction, de même qu'un matériau avec une granulométrie étalée (Poupart, 2013).

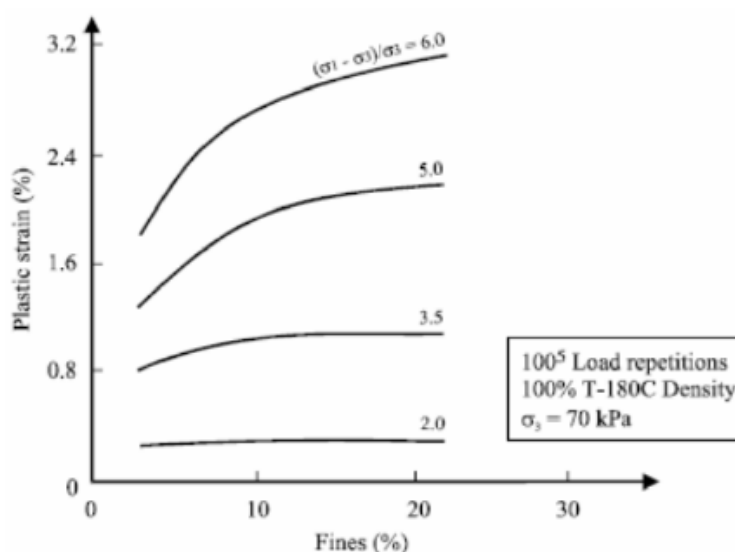


Figure 7 : Influence de la teneur en fines sur le pourcentage de déformations plastiques (Barksdale, 1972)

1.1.3 Viscoélasticité des sols d'infrastructure

Le caractère viscoélastique du comportement des sols d'infrastructure peut être déterminé en montrant l'existence d'une énergie dissipée et d'un angle de phase lors de l'application d'une charge dynamique sur ces matériaux. Ces deux valeurs sont déterminées respectivement à partir du diagramme chargement – déflexion et des historiques de charge et de déflexion obtenus à partir d'un essai de déflexion. Il peut aussi être caractérisé à partir du module complexe tiré des historiques de charge et de déflexion. Le modèle de Burger peut aussi servir à modéliser le comportement viscoélastique des sols d'infrastructure, surtout la dépendance au temps de chargement de leur réponse mécanique (Murillas, 2010).

1.1.3.1 Énergie dissipée

L'énergie dissipée se définit comme la surface délimitée dans la boucle de l'hystérésis de chargement du diagramme chargement-déflexion (Deblois, et al., 2010) ; (Marradi, et al., 2014)) et permet la caractérisation du comportement viscoélastique des matériaux. Selon Widyatmoko et al., (1999), il s'agit de la quantité d'énergie perdue ou dissipée par le flux visqueux ou plastique et peut mener éventuellement à un dommage potentiel (comme la déformation permanente), quand le matériau est soumis à un chargement répété. En des termes plus simples, il s'agit de l'énergie consommée par un matériau soumis à un chargement dynamique pour que sa surface se déforme verticalement.

L'approche de l'énergie dissipée a précédemment été utilisée dans la littérature pour caractériser le comportement viscoélastique et élasto-plastique des matériaux. C'est un critère de dommage qui permet principalement de caractériser la fatigue et la déformation des bétons bitumineux ((Ghuzlan & Carpenter, 2006), (Shen & Carpenter, 2005), (Widyatmoko, et al., 1999)), même si Cao et Law (1992) l'ont utilisé pour caractériser le comportement dynamique des argiles sous un chargement cyclique.

La figure suivante (*figure 8*) montre une boucle d'hystérésis de chargement pour un matériau non lié soumis à un cycle de chargement. D'après cette figure, l'énergie totale W_T comprend l'énergie élastique W_e et l'énergie dissipée W_d , comme indiquée dans l'*équation 3* :

$$W_T = W_e + W_d$$

équation 3

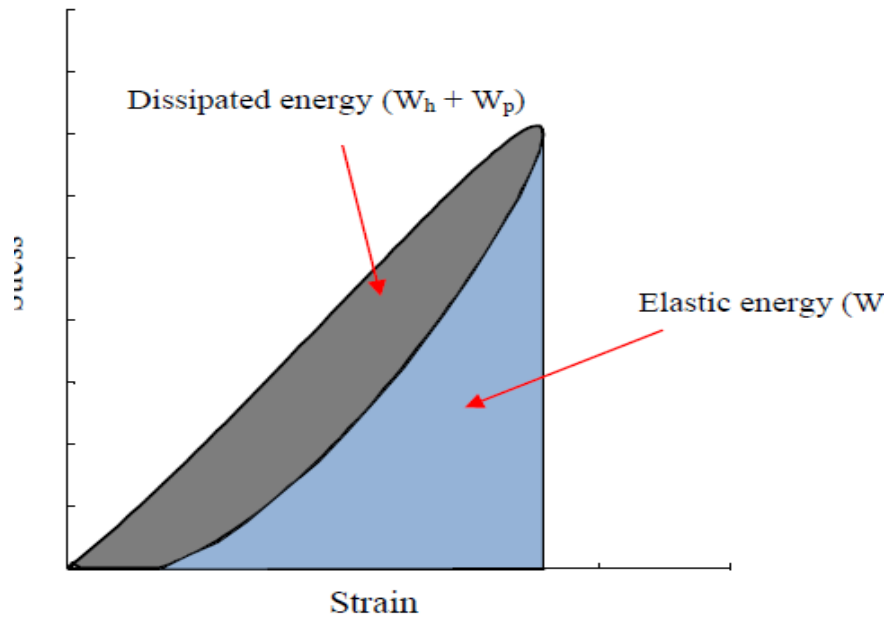


Figure 8 : Boucle d’hystérésis contrainte – déformation pour les matériaux de chaussée non liés sous chargement cyclique (Soliman, 2015)

Lorsque toute la déformation est récupérée lors du retrait de la charge, et qu’il n’y a donc pas de déformation permanente, l’énergie dissipée W_d est uniquement constituée de l’énergie hystérétique W_h . Dans le cas où le matériau subit de la déformation permanente, l’énergie dissipée est composée de l’énergie hystérétique et de l’énergie plastique W_p , comme indiqué à l’équation 4. L’énergie hystérétique est la part d’énergie dissipée qui est due à la friction interne et au réarrangement des particules durant le processus de chargement et de déchargement ; alors que l’énergie plastique est la part de l’énergie dissipée due au mouvement irréversible et à l’attrition des particules non liées sous chargement ((Widyatmoko, et al., 1999) ; (Soliman, 2015)).

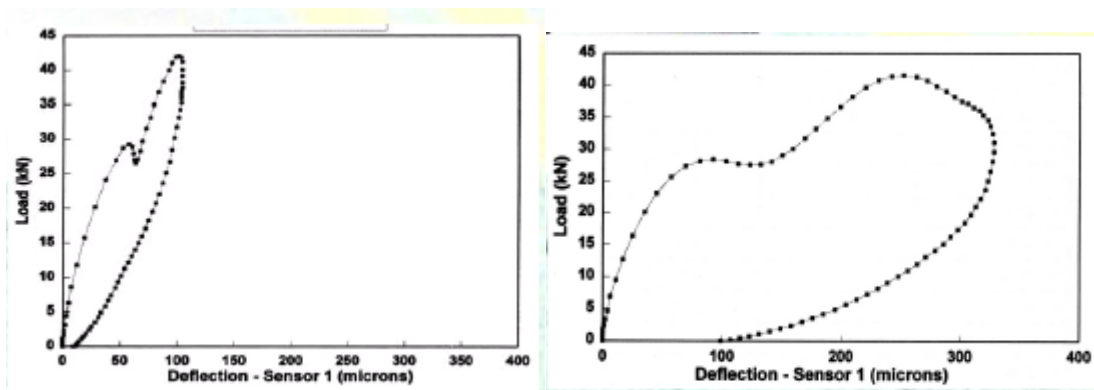
$$W_d = W_h + W_p \quad \text{Équation 4}$$

L’approche de l’énergie dissipée peut être utilisée comme paramètre de détermination de la sensibilité d’un sol à la déformation permanente par l’intermédiaire du ratio d’énergie dissipée DER (Dissipated Energy Ratio), défini à l’équation 5 (Soliman, 2015). En effet, si toute l’énergie appliquée sur le matériau est récupérée lors du retrait de la charge, il n’y a pas

d'énergie dissipée : le DER est alors égale à zéro et le comportement du matériau est purement élastique. En revanche, si toute l'énergie appliquée est dissipée, alors le DER est égale à 1 et le matériau a un comportement viscoélastique. Ainsi, plus la valeur du DER est faible, plus le matériau a tendance à avoir un comportement élastique. Plus elle est élevée, plus le matériau tend à avoir un comportement viscoélastique.

$$\text{DER} = \frac{Wd}{Wt} \quad \text{Équation 5}$$

Dans un essai de déflexion, l'approche de l'énergie dissipée peut aider à la caractérisation du comportement du matériau, en supposant que l'énergie dissipée calculée à partir de l'historique de déflexion est proportionnelle au dommage causé sur la chaussée. Plus la réponse du matériau tend à être élastique, plus la courbe va suivre une bande étroite autour de la diagonale sud-ouest – nord-est de la boucle d'hystérésis et avoir très peu de déformation permanente ; et plus la réponse tend à être plastique ou viscoélastique, plus cette bande va être large (Marradi, et al., 2014)) (respectivement (*figure 9.a* et *figure 9.b*)).



(a) comportement quasi élastique

(b) comportement plastique ou visqueux

Figure 9 : Comportement du matériau selon son hystérésis de chargement (Doré, 2017)

Les essais de Marradi et al. (2014), effectués avec un déflectomètre portable (plus précisément un modèle Dynatest 3031), ont permis d'établir une corrélation entre l'énergie dissipée et la déflexion maximale (*figure 10.a*), mais aussi entre l'énergie dissipée et l'angle de phase (*figure 10.b*).

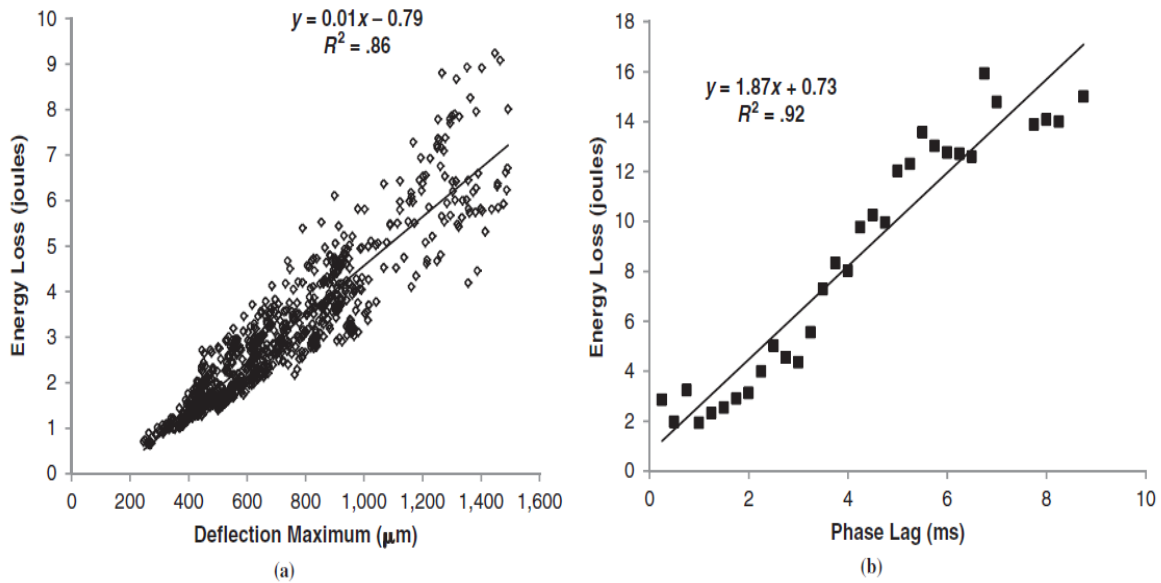


Figure 10 : Corrélations obtenues entre (a) énergie dissipée et déflexion maximale et (b) énergie dissipée et angle de phase (Marradi, et al., 2014)

D'après Lenngrenn (2010), la présence d'eau ou de particules cohésives a une influence significative sur la forme de la courbe ; plus la teneur en eau ou la quantité de particules cohésives est grande, plus l'énergie dissipée est importante. D'après Soliman (2015), pour un matériau granulaire, la boucle d'hystérésis devient plus large lorsque la teneur en fines augmente (14.5%), ce qui traduit une énergie dissipée plus grande. La déformation plastique est aussi plus importante. Ces deux phénomènes (augmentation de l'énergie et de la déformation plastique) montrent aussi qu'il y a plus de déplacements réversibles et irréversibles des particules.

1.1.3.2 L'angle de phase

Le comportement du matériau peut aussi être caractérisé par l'angle phase ϕ . Il est le produit du déphasage temporel t_{lag} avec la vitesse angulaire de chargement ω (équation 6 et figure 7).

$$\phi = \omega * t_{lag} \quad \text{Équation 6}$$

La vitesse angulaire ω pour un chargement cyclique dépend du temps de chargement total t_{total} (équation 7 et figure 11) :

$$\omega = \frac{2\pi}{t_{total}}$$

Équation 7

Le déphasage temporel t_{lag} (*figure 11*) est le décalage qui existe entre le moment où on atteint la valeur maximale de chargement et celui où l'on atteint le maximum de la déflexion. En effet, Fleming (1999), rapporté par Fleming (2000) a montré que la déflexion du plateau de chargement est souvent en déphasage avec les contraintes appliquées. Ce déphasage varie de la même manière que l'énergie dissipée (Deblois, et al., 2010). Il augmente également avec la masse du plateau de chargement, la rigidité des tampons en caoutchouc et celle du matériau testé.

Ces résultats montrent aussi que l'énergie dissipée est plus influencée par l'angle de phase que par la déflexion maximale, ce qui prouve que, contrairement au module de surface E , l'énergie dissipée ne dépend pas uniquement des valeurs maximales de chargement et de déflexions mais de leur historique.

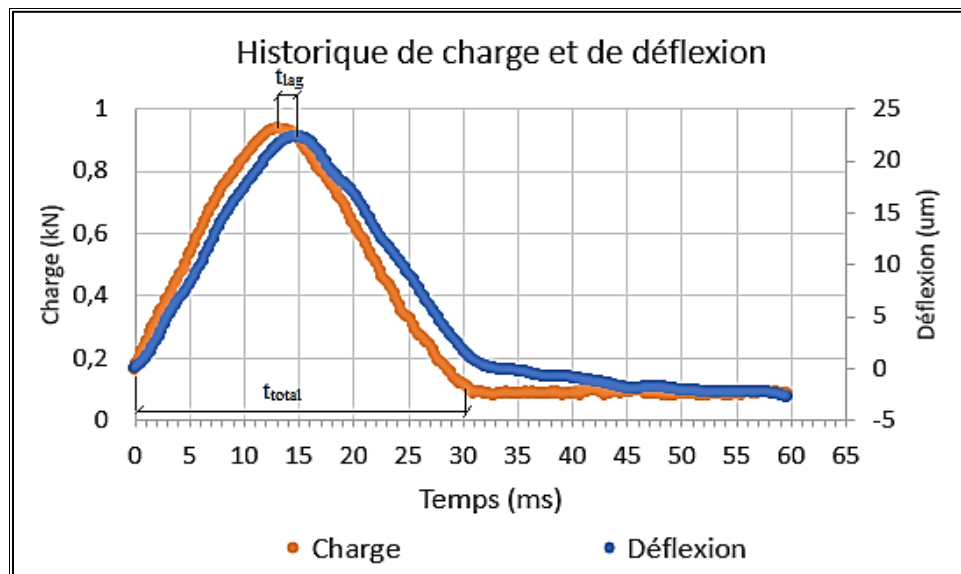


Figure 11 : Historique de charge et de déflexion pour un cycle de chargement dans un essai de déflexion

L'historique de déflexion d'une structure de chaussée permet de classer son comportement dans l'une ou l'autre des deux catégories suivantes : élastique ou viscoélastique (Deblois, et al., 2010). Les propriétés élastiques et viscoélastiques d'une structure de chaussée peuvent être observées grâce à la relation déflexion en fonction du temps. En effet, lorsqu'il n'y a pas

de décalage entre la fin de la courbe de chargement et la fin de la courbe de déflexion dans un diagramme d'historique de chargement ou de déflexion, alors la chaussée a un comportement élastique (voir *figure 12.a*). Cela veut dire que la déformation est instantanément redevenue égale à zéro. Dans le cas contraire, la chaussée a un comportement viscoélastique (*figure 12.b*).

L'utilisation d'un LWD comportant une cellule de chargement permet de calculer la valeur de l'énergie dissipée pour chaque contrainte appliquée. Les historiques de chargement et de déflexion sont enregistrés et représentés directement sur le système d'acquisition de données portable (PDA). Les valeurs maximales sont utilisées pour calculer le module de surface avec les équations de Boussinesq (Ullidtz, 1998).

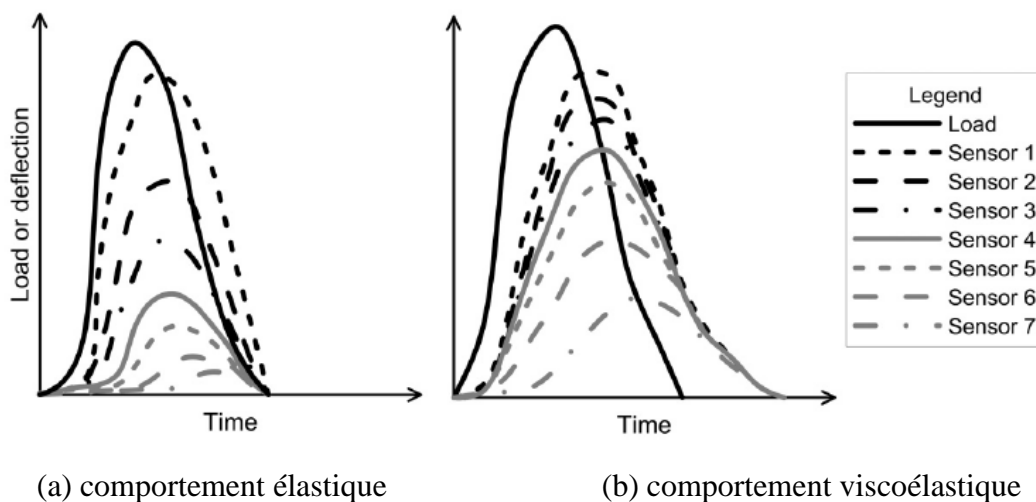


Figure 12 : Différents types de comportement des matériaux de chaussée en fonction de l'historique de déflexion (Deblois, et al., 2010)

➤ Représentation

Certains paramètres viscoélastiques des sols peuvent être représentés dans un espace de Black ou un plan Cole – Cole (Kim, 2009). La courbe maîtresse peut également être utilisée (Carter & Perraton, 2002). Ces représentations sont le plus souvent utilisées pour représenter le module complexe E^* des matériaux bitumineux. Dans le plan Cole - Cole (*figure 13.a*), le module réel, réversible ou élastique E_1 est représenté sur l'axe des abscisses ; le module imaginaire, irréversible ou dissipé E_2 est représenté sur l'axe des ordonnées en fonction de l'angle de phase ϕ . Dans un espace de Black (*figure 13.b*), c'est plutôt l'angle de phase ϕ qui

est représenté en fonction du logarithme du module dynamique $|E^*|$, qui est une indication de la rigidité et qui est la norme du module complexe (Carter & Perraton, 2002). Pour la courbe maîtresse (figure 13.c), c'est la norme du module complexe qui est représentée en fonction de la fréquence. La plupart du temps, cette représentation est utilisée pour illustrer les variations de comportement des matériaux bitumineux à différentes températures.

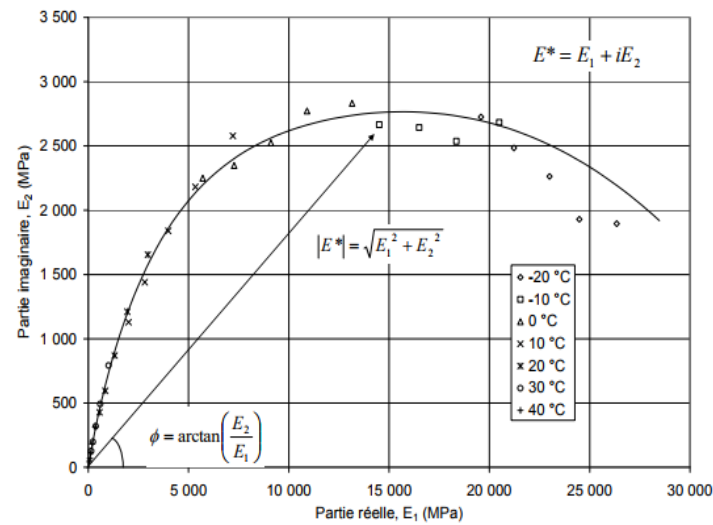
$$|E^*| = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Équation 8}$$

$$E_1 = |E^*| \cdot \cos\phi \quad \text{Équation 9}$$

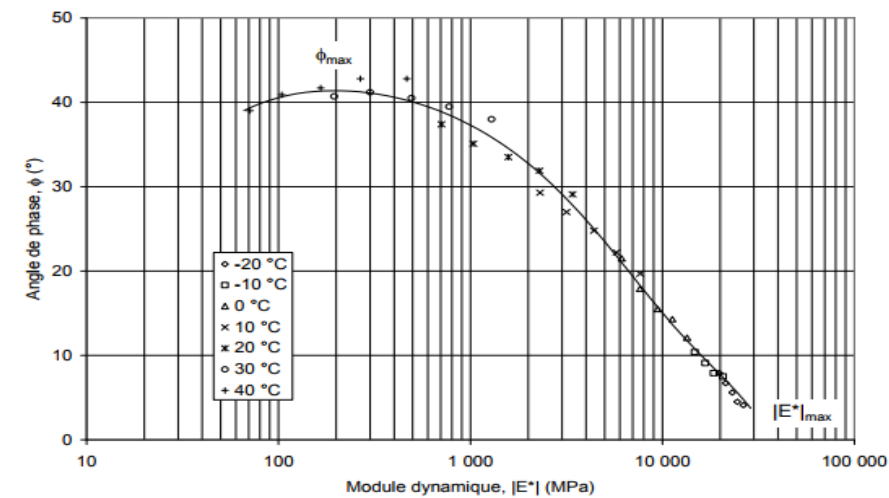
$$E_2 = |E^*| \cdot \sin\phi \quad \text{Équation 10}$$

σ : contrainte totale maximale

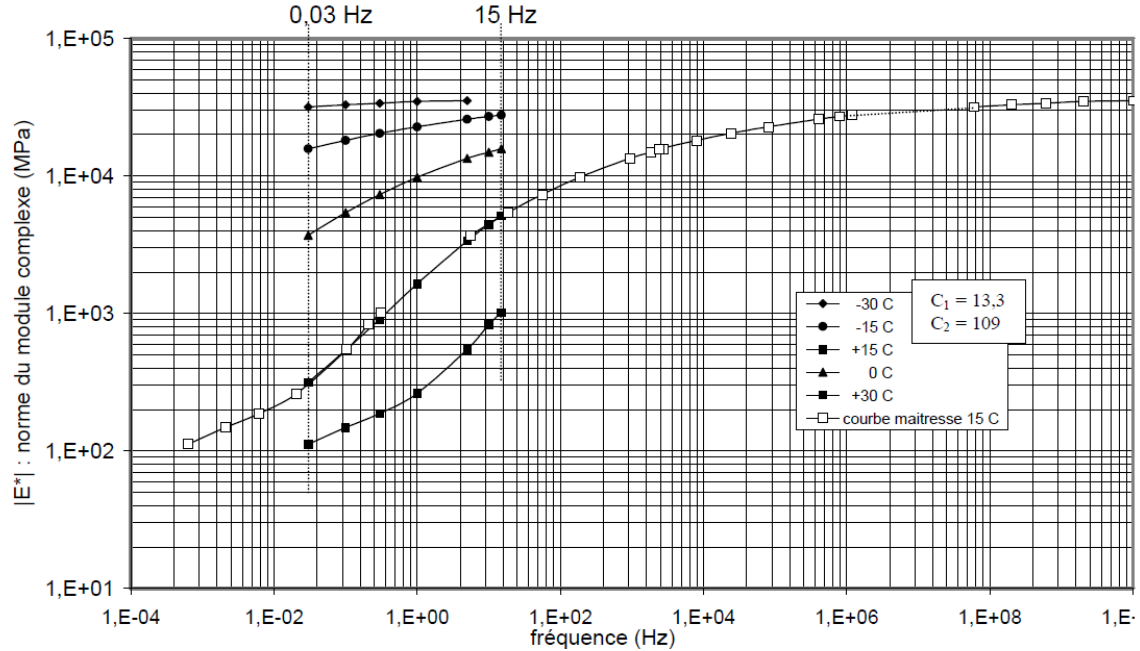
ε : déformation totale maximale



(a) (MTQ, 2010)



(b) (MTQ, 2010)



(c) (Carter & Perraton, 2002)

Figure 13 : Module complexe représenté (a) dans un plan complexe (b) dans un espace de Black (c) courbe maîtresse

1.1.3.3 Le modèle de Burger

Le modèle viscoélastique de Burger (*figure 14*) est utilisé pour la détermination de la réponse mécanique des matériaux de chaussée en fonction du temps d'application de la charge. Il consiste en un modèle de Maxwell et un modèle de Kelvin, montés en série. Il permet de représenter la déformation élastique ou instantanée ($\frac{\sigma}{E_0}$), la déformation visqueuse ($\frac{\sigma * t}{E_0 T_0}$) et la déformation permanente ($\frac{\sigma}{E_1} * (1 - e^{-t/T_1})$) d'un matériau. Il est formulé de la manière suivante (*équation 11*) :

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0 * t}{\lambda_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} \left[1 - \exp\left(\frac{-t * E_1}{\lambda_1}\right) \right] \quad \text{Équation 11}$$

Dans cette équation, $\varepsilon(t)$ est la déformation évaluée à un temps t donné, σ_0 la contrainte moyenne appliquée, E_0 le module élastique de Maxwell, λ_0 le coefficient de viscosité de Maxwell, E_1 le module élastique de Kelvin et λ_1 le coefficient de viscosité de Kelvin.

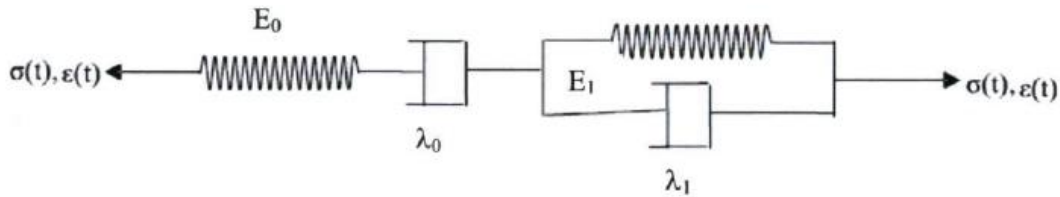


Figure 14 : Modèle de Burger

Le principe du modèle est le suivant : lorsqu'on applique une contrainte constante à l'ensemble constitué de ressorts et d'amortisseurs illustré à la *figure 14*, la contrainte est la même dans chaque élément (ressort et amortisseur) et la déformation totale est la somme des déformations élémentaires de chaque élément.

Lorsque le matériau tend à avoir un comportement plutôt élastique, la déformation totale sera en grande partie due à la déformation élastique ou instantanée, les déformations visqueuse et permanente étant très faibles. Au contraire, si le matériau a un comportement plutôt viscoélastique, les valeurs de déformations visqueuse et retardée seront plus élevées.

Ce modèle a été utilisé dans le cadre du projet de Murillas (2010) pour la détermination de la réponse mécanique des matériaux de chaussée en fonction du temps d'application de la charge (*figure 15*) pour des sols d'infrastructure.

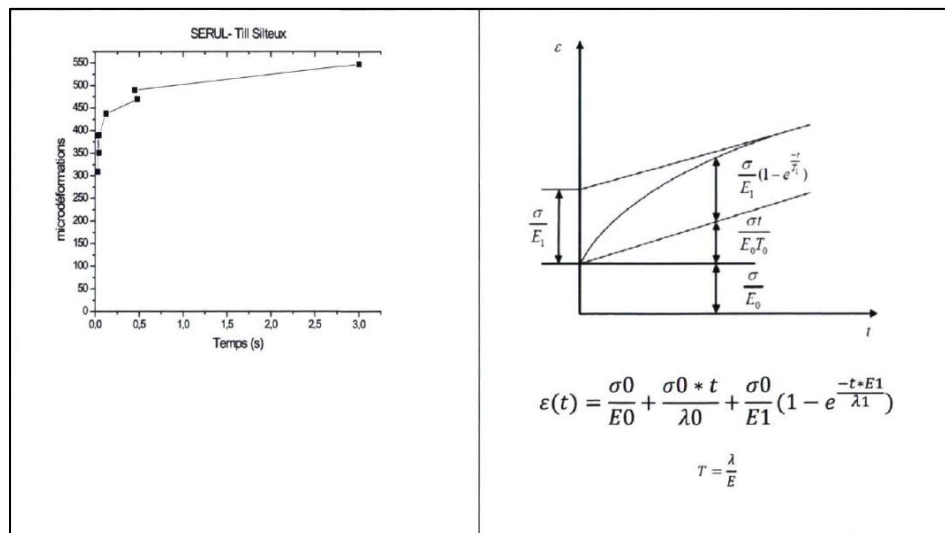


Figure 15 : Comportement visco-élastique du till silteux du SERUL (Murillas, 2010)

Les paramètres du modèle sont déterminés de la manière suivante :

- Le module E_0 est inversement proportionnel à la déformation élastique instantanée ($t=0$).

$$E_0 \text{ (MPa)} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad \text{Équation 12}$$

- Le module E_1 est inversement proportionnel à la valeur de la déformation visqueuse élastique ε_{ve} , qui correspond à la valeur qu'intercepte l'asymptote sur l'axe des déformations.

$$E_1 \text{ (MPa)} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_{ve}} \quad \text{Équation 13}$$

- Le coefficient de viscosité λ_0 est inversement proportionnel à la pente α de l'asymptote

$$\lambda_0 \text{ (MPa*s)} = \frac{\sigma_0}{\alpha} \quad \text{Équation 14}$$

- Le coefficient de viscosité λ_1 est lié au temps de relaxation T_1 , qui correspond au temps où 63 % de la déformation différée est atteinte.

$$\lambda_1 \text{ (MPa*s)} = T_1 * E_1 \quad \text{Équation 15}$$

σ_0 : contrainte verticale appliquée (MPa)

ε_0 : déformation instantanée maximale

ε_{ve} : déformation visqueuse élastique (mm/mm)

α : pente de l'asymptote

1.2 Présentation du LWD

1.2.1 Développement de l'utilisation du LWD

Les récents progrès enregistrés en ingénierie des chaussées ont rendu essentielle l'amélioration des procédures de contrôle-qualité et d'assurance-qualité (QC/QA). Le FWD ou déflectomètre à masse tombante et l'essai de chargement à la plaque (en anglais Plate Load Test ou P.L.T.) ont été utilisés durant de nombreuses années pour évaluer la capacité portante des couches de chaussée et des sols d'infrastructure. Cependant, ces appareils ont démontré certaines limitations lorsqu'ils sont utilisés comme outils de d'évaluation des routes durant leur phase de construction. L'utilisation du FWD présente des problèmes d'accessibilité alors que le PLT est un essai relativement lent qui prend plusieurs heures à

être effectué et nécessite l'usage d'un camion de chargement qui peut être encombrant sur un chantier de construction routière (Nazzal, et al., 2007). Il s'agit également d'un essai statique peu représentatif des conditions de sollicitations routières.

Les limitations de ces appareils de mesures ont encouragé le développement de nouveaux appareils qui peuvent facilement mesurer le module élastique in situ des matériaux de chaussée et qui sont assez robustes pour pouvoir accéder aux sites de construction. L'un de ces nouveaux appareils est le LWD ou déflectomètre portable. Il a été développé en premier lieu en Allemagne, plus précisément à Magdeburg, en 1981, conjointement par la Highway Research Institute et la compagnie HMP (Elhakim, et al., 2014). Il a ensuite gagné de l'approbation et de la popularité en Amérique du Nord au vu du gain d'intérêt pour son utilisation en tant qu'appareil in situ de contrôle et d'assurance de la qualité (Shabir Hossain M., 2010).

Différents types de PFWD sont disponibles sur le marché, parmi lesquels le German Dynamic Plate (GDP), le prototype du Transport Research Laboratory qui est le Foundation Tester (T.F.T.), le 3031 de Dynatest et le Prima 100 de Carl Bro.

Ils se distinguent essentiellement par le taux d'impulsion de charge, la durée du chargement et l'intensité même si le principe d'utilisation reste le même. Généralement, il s'agit de mesurer la réponse du matériau sous l'effet d'un chargement dynamique d'une durée de 15 à 40 millisecondes (ms) appliqué sur un plateau de chargement de diamètre compris entre 200 et 450 mm, avec une pression de contact de 100 kPa à 200 kPa. La flexibilité du chargement est facilitée pour le Prima 100. Les appareils portables mesurent la déflexion via un géophone central (ou accéléromètre pour le GDP et le ZFG 2000) sauf pour le Prima 100 qui peut s'accommoder de deux géophones supplémentaires. Le *tableau 1* présente les principales différences entre ces différents appareils.

Tableau 1 : Spécifications de différents appareils de mesure (d'après (Fleming, et al., 2002), (White, et al., 2007)et (Zorn, 2005))

Appareil (Compagnie)	Diamètre du plateau (mm)	Masse		Durée de chargement (ms)	Transducteur de déflexion		Gamme de contrainte (kPa)
		Masse tombante (kg)	Masse du plateau de chargement (kg)		Type	Sur plateau ou sur sol	
GDP	300	10	17	18 ± 2	Accéléromètre	Plateau	100
TFT (TRL)	300, 200	10	20	15-25	Vitesse (Géophone)	Sol	<20
Prima100 (Carl Bro)	300, 200, 100	10, 20	16	15-20	Géophone	Sol	<200
ZFG 2000 (Zorn)	300, 150	10,15	15	18	Accéléromètre	Plateau	<100
Dynatest 3031 (Dynatest)	100, 150, 200, 300	10, 15		15 – 30	Géophone	Sol	

Les mesures de déflexions fournies par les appareils portables varient également. Cela est dû à plusieurs facteurs tels que l'usage d'un accéléromètre fixé à l'intérieur du plateau de chargement (tel que le GDP), pour la mesure de la déflexion (ce qui donne des résultats moins fiables d'après Fleming- 2002), ou d'un géophone qui passe à travers un trou sur le bas du plateau qui est directement en contact avec le sol. Certains appareils supposent un pic de chargement établi durant les tests d'essai au laboratoire (comme l'appareil développé par Gerhard Zorn, le ZFG 2000) alors que d'autres sont munis d'une cellule de chargement qui prend les mesures pour chaque chute de masse (Siekmeier, et al., 2009). Enfin, la rigidité du plateau et des tampons affecte la manière dont l'énergie de la masse tombante est transférée au sol (Vennapusa & White, 2009).

1.2.2 Appareillage et calibration du LWD

1.2.2.1 Appareillage

Le modèle de LWD utilisé dans le cadre de cette étude est le Prima 100 (*figure 16*). Il a été développé puis mis sur le marché par Grontmij Carl Bro Pavement Consultants (anciennement connu sous le nom de Phønix), une société danoise. Il a une masse totale de 20 kg et comporte une masse tombante de 10 kg qui impacte sur une plaque de chargement par le biais de deux, trois ou quatre tampons en caoutchouc (pour contrôler la durée et la magnitude du chargement mais aussi éviter le contact acier-acier) (UK Highway Agency, 2009). L'impact de la masse sur le plateau de chargement produit une impulsion de chargement de 15 ms à 30 ms. Le Prima 100 a une gamme de chargement de 1 à 20 kN (c'est-à-dire qu'il peut induire une contrainte pouvant aller jusqu'à 282 kPa avec un diamètre de plaque de chargement de 300 mm). (Grontmij/Carl Bro, 2009).

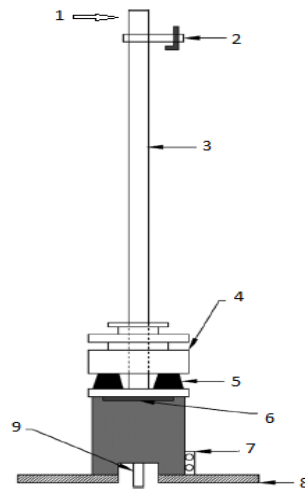


Figure 16 : Schéma du Prima 100 (Vennapusa & White, 2009)

- 1 : poignée
- 2 : mécanisme de lâché de la masse qui permet aussi d'ajuster la hauteur de chute (maximum 85 cm)
- 3 : tige de guidage de la masse tombante
- 4 : masse tombante de 10 kg
- 5 : tampons en caoutchouc (2, 3 ou 4)
- 6 : cellule de chargement (gamme : 1 à 15 kN avec une précision de 0.0001 kN)
- 7 : port de communication (option pour le transfert sans fil des données)
- 8 : plateau de chargement de 100 ou 300 mm de diamètre
- 9 : géophone

Le Prima 100 a été commercialisé muni d'un logiciel qui permet l'acquisition de données et leur interprétation à partir d'un ordinateur. Alternativement, il peut être fourni avec un mini-ordinateur portable (PDA : Personal Digital Assistant) qui permet de visualiser directement les données transmises par le LWD dès l'application de la charge grâce à une connexion Bluetooth. Il est donc possible de valider la qualité de l'essai sur le champ et de reprendre les essais manqués (instabilité de l'appareil, mauvais contact du capteur avec le sol, etc.). L'interface est simple et permet de visualiser très facilement les résultats de module de surface E. Les résultats incluent également les historiques de déflexion et de chargement qui permettent de déterminer les valeurs maximales de déflexion d_0 et de charge appliquée, σ .

Le Prima 100 a aussi plusieurs accessoires qui peuvent être utilisés : il s'agit notamment d'une plaque de chargement supplémentaire de 200mm, de cinq poids de 5 kg pouvant être ajoutés à raison d'un poids à la fois, de deux géophones supplémentaires qui peuvent être connectés à l'aide d'une poutre de 600 mm de longueur et d'une tour pour géophones qui sert à vérifier notamment les mesures.

Il mesure aussi bien la force appliquée que la déflexion au centre grâce à son géophone qui peut mesurer des déflexions pouvant aller jusqu'à 2.2 mm (Fleming, et al., 2000). La mesure de la déflexion du matériau se fait par le biais d'un trou dans le plateau de chargement.

1.2.2.2 Calibration du LWD

Lorsque le Prima 100 est livré par le constructeur, le géophone central et la cellule de charge sont déjà calibrés. Cependant, pour être sûr de toujours collecter des données correctes, ces derniers doivent être re-calibrés au moins une fois par an, particulièrement la cellule de charge.

1.2.3 Principe d'utilisation du LWD

Le chargement utilisé est une impulsion de charge générée par une masse tombante. La masse est élevée jusqu'à la hauteur qui va donner la force désirée puis est lâchée. Elle s'abat ensuite sur des tampons en caoutchouc qui transmettent la charge au plateau de chargement reposant sur le matériau à tester.

Le mouvement vertical de la surface du matériau qui en résulte, appelée déflexion, est mesurée par le géophone central situé au centre du plateau de chargement. Il peut aussi y avoir des géophones supplémentaires pour mesurer des valeurs de déflexion à des distances

assez éloignées de l'endroit où est appliquée la force, de manière à obtenir un bassin de déflexion. Le pic de déflexion ou déflexion maximale, généré par l'impulsion de charge, est enregistré en micromètres (μm), millimètres (mm) ou pouces (po) ; de même que la force maximale en kilonewton (kN) ou la contrainte (force divisée par la surface du plateau de chargement) en kN/m^2 (kPa) ou psi, selon le système de mesure utilisé. Plusieurs tests avec la même hauteur de chute peuvent être effectués à un même point, les valeurs moyennes de déflexion et de force étant ensuite exploitées.

Pour le calcul du module élastique du LWD (E_{LWD}), c'est la valeur de la déflexion maximale d_0 , mesurée au niveau de la plaque de chargement par le géophone central, qui est prise en compte. L'expression utilisée (*équation 15*) pour calculer ce module est similaire à celle qui est utilisée pour calculer le module de surface d'un système multicouche en supposant un coefficient de Poisson uniforme ν et un chargement constant sur un espace semi-infini élastique (semi espace élastique de Boussinesq) (Fleming, et al., 2007) ; (Nazzal, et al., 2007) ; (Bilodeau & Doré, 2013). L'hypothèse d'un milieu homogène isotrope est également considéré. Cette expression est reprise dans l'équation suivante :

$$E_{\text{LWD}} = \frac{f(1-\nu^2) \cdot \sigma \cdot a}{d_0} \quad \text{Équation 16}$$

Dans cette équation, E_{LWD} est le module de surface (MPa), σ est la contrainte appliquée (kPa), a est le rayon de la plaque (mm) de chargement, d_0 est la déflexion de surface (μm), ν est le coefficient de Poisson et f est le facteur de forme ou facteur de distribution de contrainte.

La valeur de f dépend de la distribution des contraintes sous le plateau de chargement. Dans le *tableau 2* sont consignées les différentes valeurs de f selon la distribution des contraintes. Cependant, pour une distribution uniforme de la contrainte, le facteur f peut être ajusté à 0.64 et 2.2 respectivement pour un plateau de 100 mm et 300 mm (Bilodeau & Doré, 2013).

Un des aspects importants dont il faut tenir compte en considérant les mesures faites avec le LWD est l'interprétation de la déflexion. En effet, le logiciel de calcul de l'appareil prend la valeur maximale de déflexion enregistrée par le géophone. Or, il existe un décalage temporel (discuté à la *section 1.1.3.2*) entre le pic de déflexion et le pic de charge, surtout lorsque l'essai est effectué sur des matériaux de faible rigidité.

Tableau 2 : Valeurs de f pour différentes distributions de contraintes (Ullidtz, 1998)

Distribution des contraintes	Valeurs de f
Uniforme	2
Plateau rigide	$\pi/2$
Matériau granulaire (parabolique)	$8/3$
Matériau cohérent (parabolique)	$4/3$

1.2.3.1 Théorie d'élasticité de Boussinesq et ses limites

Pour des matériaux linéaires et isotropes, la théorie de Boussinesq permet de déterminer l'état de contraintes imposées par une charge ponctuelle appliquée à la surface d'un espace semi-infini homogène et isotrope. Elle repose sur trois hypothèses :

- Le chargement est statique
- La continuité ou compatibilité des déformations normales et de cisaillement
- Le matériau est linéaire élastique et isotrope (loi de Hooke) : dans ce cas, le ratio des contraintes verticales σ_z sur la déformation verticale ε_z est une constante qui est le coefficient d'élasticité ou module de Young E. Également, le rapport entre contrainte et déformation verticales donne aussi une constante qui est le coefficient de Poisson.

Cette théorie d'élasticité de Boussinesq, qui est utilisée pour le calcul du module élastique du LWD, a pourtant certaines limites. En effet, le type de chargement considéré pour le calcul du module d'élasticité est un chargement statique alors que le LWD a un mode de chargement dynamique. De plus, si le matériau est réellement linéaire isotrope, sa réponse en chargement statique serait la même que pour un chargement dynamique, ce qui n'est pas avéré.

Ensuite, la valeur de déflexion maximale, prise pour le calcul de E, peut inclure un élément de déformation permanente ou plastique, en plus de la déformation élastique ou réversible. Surtout qu'à hautes fréquences (auxquelles les essais de déflexion avec le LWD sont faits), c'est principalement la réponse visqueuse du matériau qui est mobilisée, plutôt qu'élastique. Donc, le terme « module élastique », utilisé pour qualifier le module calculé par le LWD doit être utilisé avec précaution. (Fleming, et al., 2000).

Le LWD est de nos jours essentiellement utilisé pour évaluer le module de surface des couches de matériaux non traités ainsi que pour analyser la capacité portante à court terme des couches de matériaux. Les informations sur la déflexion peuvent aussi servir à évaluer la performance des matériaux de chaussée, mais aussi à assurer le contrôle et l'assurance qualité (QC/QA) des couches compactées et la détermination des exigences d'épaisseurs pour les autoroutes et les pistes aéroportuaires.

1.2.3.2 Zone de contraintes significatives

Dans un essai de déflexion, la zone de contraintes significatives (*figure 17*) est l'espace dans lequel la contrainte ressentie par le sol est supérieure à 10% de P , P étant la contrainte totale verticale appliquée au contact plaque-sol. Cette zone a une épaisseur qui varie entre $1.5*B$ et $2.0*B$, B étant la largeur du plateau de chargement. Sa demi-largeur à partir du centre du plateau de chargement est notée x et a une valeur de $0.9*B$. Donc, les échantillons pris pour effectuer des essais de déflexion doivent avoir des dimensions supérieures à celles de la zone de contraintes significatives.

Pour les essais de déflexion en cuve, il faut s'assurer que l'espace occupé par le matériau dans la cuve englobe la zone de contraintes significatives. Pour cela, l'espace compris entre le bord de la cuve et le géophone (centre de la plaque de chargement), noté D , doit être supérieur à x . Dans la même mesure, l'épaisseur de la couche de matériau, noté H , doit être supérieur à y .

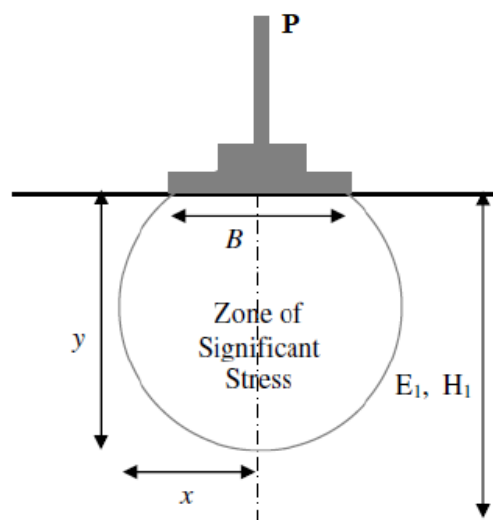


Figure 17 : Zone de contraintes significatives

1.2.3.3 Utilisation pour l'évaluation de la rigidité ou capacité portante

Le contrôle de la rigidité ou de la capacité portante en chantier peut se faire à l'aide du deflectomètre portable en mesurant le module de surface E_{LWD} . Pour cela, il faut déterminer au préalable des valeurs cibles de module en utilisant des sections d'essai ou des valeurs basées sur l'expérience ou sur des essais de laboratoire.

Dans le cas de l'utilisation d'une section d'essai, le processus de contrôle qualité doit se faire dans des conditions in situ bien contrôlées pour pouvoir corrélérer les valeurs mesurées avec le LWD avec les propriétés des matériaux (Mazari, et al., 2016). La rigidité des couches sous-jacentes doit aussi être prise en compte car elle peut affecter les mesures du LWD (2009). Par exemple ; le Minnesota Department of Transportation (Mn/DOT) utilise le LWD pour déterminer la valeur cible du module de rigidité et ensuite le processus de compactage est suivi jusqu'à l'atteinte de cette valeur de module sur site.

Au Royaume Uni, la « UK Highway Agency » utilise le LWD en tant qu'appareil de contrôle de la rigidité ou de la capacité portante in situ en se basant sur les modules de surface E_{LWD} (qui est le module composite de toutes les couches évaluées par le test). Ensuite, le module mesuré par le LWD (E_{LWD}) est corrélé à celui du FWD. Cette corrélation entre le LWD et le FWD est faite grâce à des essais effectués sur une bande d'essai avec le même diamètre de plateau de chargement et la même pression de contact. Cette valeur de module de FWD, obtenue avec la corrélation, est comparée aux valeurs limites spécifiées dans la norme (United Kingdom Highway Agency, Février 2009). Par exemple, pour une fondation de classe 1, le module E_{FWD} , calculé à partir du E_{LWD} doit être compris entre 25 et 40 MPa pour un matériau granulaire non traité ; et entre 50 et 80 MPa pour une fondation de classe 2.

1.2.3.4 Utilisation comme outil de contrôle en chantier

Traditionnellement, c'est le nucléo-densimètre qui est utilisé pour déterminer si la densité sèche visée est atteinte. Cependant, la mesure de densité avec cet appareil, bien que pratique et simple, ne fait pas le lien entre la qualité de la construction et la performance de la couche de chaussée (Mazari, et al., 2016). En effet, d'après Alshibli (2005) et Siekmeir (2009), la densité est un assez mauvais indicateur de la performance d'une chaussée, contrairement à la rigidité et la résistance qui dépendent, toutes les deux de la teneur en eau et de l'état de contraintes. C'est la raison pour laquelle les appareils de mesure in situ non destructifs tels que le LWD sont de plus en plus utilisés car ils permettent d'estimer les paramètres de rigidité

qui sont plus représentatifs de la performance des chaussées, telle que prédite par la méthode mécaniste empirique.

En plus, d'après Von Quintus (2009), le taux de succès dans la localisation des zones où il y a un défaut de compaction en chantier est de 25% pour les méthodes de contrôle basées sur la densité alors que celles basées sur le module ont un taux de réussite de 64 à 85 %.

Pour utiliser le LWD comme outil de contrôle en chantier, une valeur cible de rigidité ou de déflexion est nécessaire. Contrairement aux méthodes basées sur la densité où la valeur cible de densité est évaluée grâce à l'essai Proctor standard ou modifié, il n'existe pas encore de méthode de détermination simple de la valeur cible de rigidité ou de déflexion. Pour la plupart, le choix des valeurs cibles est basé sur l'expérience, sur certains essais de laboratoire ou sur la construction d'une bande d'essai.

1.2.3.5 Relation entre le module réversible M_r et le module du LWD E_{LWD}

Très peu de publications portent sur les relations entre M_r et E_{LWD} . Cependant, le modèle développé par Gudishala (2004) peut être retenu. Il met en relation le module réversible mesuré avec l'essai triaxial à chargement répété M_r avec le module de surface élastique mesuré avec le LWD. Ce modèle est valable pour des sols cohérents tels que l'argile naturelle et l'argile silteuse (*équation 16*) et des sols pulvérulents comme le sable, le calcaire concassé (*équation 17*).

$$M_r = 101 * \frac{(E_{LWD})^{0.21}}{W} + 2.53 * \gamma_d \text{ avec } R^2 = 0.6 \text{ et } RMSE = 8.9 \quad \text{Équation 17}$$

Sols cohérents

Où (E_{LWD}) est en MPa, W la teneur en eau du sol est en pourcentage (%), la densité sèche mesurée du matériau est en kN/m^3 .

$$M_r = 73.3 * (E_{LWD})^{0.25} \text{ avec } R^2 = 0.7 \text{ et } RMSE = 18.8 \quad \text{Équation 18}$$

Sols pulvérulents

Les travaux effectués par White (2007), et Mohammad et al. (2008) ont abouti à des corrélations pour estimer le M_r des sols d'infrastructure à partir du module de surface

déterminé avec le LWD à des états de contraintes de confinement et de contraintes déviatoriques bien précis. Le modèle de White est présenté à l'équation 19. Le coefficient de Poisson est supposé égal à 0.35 et le facteur de forme $f = \pi/2$ et 2, respectivement pour les sols cohérents et pulvérulents. La contrainte de confinement est de 41.4 kPa (6 psi) et celle déviatorique est de 69 kPa (10 psi).

$$M_r = \frac{E_{LWD} + 45.3}{1.24} \quad \text{Équation 19}$$

Avec M_r et E_{LWD} exprimés en MPa.

Le modèle de Mohammad (2008), présenté à l'équation 20, suppose un coefficient de Poisson de 0.4 et un $f = \pi/2$ et 2, respectivement pour les sols cohérents et pulvérulents. La contrainte de confinement est de 13.8 kPa (2 psi) et celle déviatorique est de 41.4 kPa (6 psi). Ces valeurs de contraintes ont été choisies pour représenter l'état de contraintes au sommet d'un sol d'infrastructure sous un chargement uniaxial de 80kN (18 kips) et une pression du pneu de 689 kPa (100 psi), appliqué sur une couche de roulement de 50 mm d'enrobé de surface, une couche de liant bitumineux de 100 mm et une couche de base en granulats de 200 mm.

$$M_r = 27.75 (E_{LWD})^{0.18} \quad \text{Équation 20}$$

Les deux modèles présentés ci-dessus ont donné des valeurs de M_r qui sont supérieures à celles déterminées au laboratoire. Cependant, le modèle de Mohammad a tendance à sous-estimer les valeurs de M_r pour les sols hautement plastiques (Mousavi, et al., 2016).

Pour éliminer les incertitudes liées au choix d'un coefficient de Poisson et d'un facteur de forme f , Mousavi (2016) a utilisé le rapport des contraintes appliquées σ sur la déflexion de surface d , telles qu'elles sont mesurées par le LWD. Les coefficients du modèle MEPDG relié au module élastique (k_1), au comportement écrouissant (k_2) et au comportement anti-écrouissant de la déformation (k_3) ont été corrélés à ce rapport σ/d pour estimer le module réversible avec la possibilité de le faire à différents états de contraintes. Ce modèle a été développé à partir d'analyses de régression effectuées sur des données recueillies en

laboratoires et sur le terrain, pour des sols cohérents de type A-7-5 (MH) et des sols pulvérulents de type A-4 (ML, SM, CL) mais il a été démontré qu'il peut aussi prédire le module réversible de sol de type A-1-b (SP) et A-6 (CL-ML). Les modèles permettant la prédiction de ces coefficients sont présentés aux *équations 21, 22 et 23* :

$$k_1 = 480 + 1040 * \frac{\sigma}{d} \quad \text{avec } R^2 = 0.71 \quad \text{Équation 21}$$

$$k_2 = 1.0 - 0.9 * \frac{\sigma}{d} \quad \text{avec } R^2 = 0.82 \quad \text{Équation 22}$$

$$k_3 = -3.7 + 2.8 * \frac{\sigma}{d} \quad \text{avec } R^2 = 0.55 \quad \text{Équation 23}$$

Le M_R peut ensuite être calculé avec le modèle MEPDG (*équation 23*) proposé dans le projet NCHRP 1-28A (2003) :

$$M_R = k_1 * P_a \left[\frac{\theta}{P_a} \right]^{k_2} \left[\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right]^{k_3} \quad \text{Équation 24}$$

Des recherches plus poussées devront être faites pour évaluer l'applicabilité de ce modèle à d'autres types de sol.

Les travaux de Soto (2013) ont aussi porté sur une étude de corrélation entre le M_R et le module E_{LWD} . Pour cela, il a présenté plusieurs relations pour deux groupes de matériaux : le groupe 1 qui regroupent les essais dont b , la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite de régression « $d_0 - \sigma_v$ », est supérieure à zéro (d_0 étant la valeur de la déflexion maximale et σ_v la valeur de la contrainte verticale appliquée par la masse durant l'essai de déflexion). Le groupe 2 regroupe les essais dont la valeur de b est inférieure à zéro. Pour chaque groupe, au moins deux modèles ont été proposés ; ces modèles prennent également des paramètres tels que la teneur en eau optimale W_{OPT} , la fraction passant le tamis de 5 mm P_5 , la masse volumique sèche de l'échantillon ρ_d , la saturation de l'échantillon S et la fraction passant le tamis de 80 μm . Ces modèles sont consignés dans le *tableau 3* suivant :

Tableau 3 : Modèles reliant le module réversible au module du LWD (Soto, 2013)

N° Groupe	N° du modèle	Relation	R ²	RMSE
1	1	$M_R = 3.628 * E_{LWD} - 3333.131 * W_{OPT} + 161.554$	0.87	63.48
	2	$M_R = 2.670 * E_{LWD} - 1277.884 * P_5 + 1142.414$	0.77	85.05
	3	$M_R = 2.637 * E_{LWD} + 0.54 * \rho_d - 1041.791$	0.70	97.07
2	1	$\log(M_R) = 0.302 * \log(E_{LWD}) - 2.686 * S^{10} + 0.330 * P_{080} + 1.455$	0.86	0.06
	2	$\log(M_R) = 0.364 * P_{080} - 0.113 * \log(E_{LWD}) - 0.643 * S^3 + 0.008 * b + 2.581$	0.86	0.06

Ces relations ont été établies pour des sols grossiers (SM, SP, SW-SM) et des sols fins (CL, CH). Les essais ont été effectués dans un moule cylindrique de petites dimensions (300 mm de diamètre et 360 mm de hauteur) avec une plaque de chargement de 100 mm.

1.2.4 Avantages et inconvénients par rapport au FWD

La comparaison se fera en termes de maniabilité et de facilité d'utilisation des deux appareils, mais aussi en termes d'intérêt d'utilisation (profondeur d'influence, etc...). Cependant, avant cela, une brève présentation du FWD est faite au point suivant.

1.2.4.1 Brève présentation du FWD

Le FWD est utilisé depuis près de 25 ans comme outil d'évaluation des chaussées. Il est monté sur une remorque et comprend, à l'arrière de celle-ci, une masse qui est soulevée et abattue par gravité sur un plateau de chargement flexible de 300 à 450 mm de diamètre via un coussin en caoutchouc qui assure une distribution uniforme de la pression. Cette plaque peut être segmentée en deux ou quatre sections afin d'avoir le meilleur contact possible entre la plaque et la surface du sol.

La hauteur de chute, la masse et le diamètre du plateau de chargement peuvent varier de manière à obtenir une large gamme de pression de contact. La durée du chargement est de 25 à 40 ms, selon la nature du matériau testé. La contrainte appliquée et les déflexions de surface sont mesurées à l'aide des sept à neuf géophones, placés à des distances typiques de 0, 200, 300, 450, 600, 750, 900 1200 et 1500 mm, et sont enregistrées automatiquement. Elles

peuvent servir à obtenir le bassin de déflexion (qui correspond à l'ensemble des déflexions maximales enregistrées par chacun des géophones) ainsi qu'au rétro-calcul des caractéristiques des couches de chaussée tels que le module réversible grâce à des logiciels tels que le BAKFAA (développé par le Federal Aviation Administration) ou l'EVERCALC (développé par le Washington State Department of Transportation - WS/DOT).

1.2.4.2 Comparaison entre FWD et LWD

L'un des principaux atouts du LWD par rapport au FWD est sa portabilité et sa facilité d'utilisation. En effet, l'usage du FWD n'est pas toujours compatible avec l'évaluation des routes durant la construction, spécialement dans les zones d'accès restreint pour la remorque et le véhicule de tractage. Les difficultés à manœuvrer la remorque du FWD sur un site de construction en pleine activité font que les essais sont plus longs à effectuer (Siekmeier, et al., 2009). Ces mêmes difficultés rendent l'utilisation fréquente du FWD difficile, d'après Livneh et Goldberg (2001). Grâce à son poids global de 26 kg, garant de sa portabilité, et sa masse tombante de 10 kg qui fait qu'il peut être manœuvré par une seule personne, le LWD est utilisable sur chantier sans gêner les travaux se déroulant à proximité et peut aussi être utilisé dans des endroits difficiles d'accès.

Aussi, bien que le FWD soit efficace sur les chaussées revêtues, son usage reste difficile sur les couches de granulats et les sols d'infrastructure, dû à leur surface irrégulière. En plus, le coût élevé et la sophistication du FWD le rendent moins pratique pour effectuer des essais sur les couches d'infrastructure et de fondation car celles-ci sont typiquement soumises à des gammes de contraintes inférieures à celles du FWD (Fleming, et al., 2007). De même, dans ce genre de cas, la détermination du bassin de déflexion dans son entièreté, qui se fait avec le FWD, n'est pas toujours nécessaire ou pertinent. Il est préférable d'utiliser un LWD comme le Prima 100 avec un plateau de chargement de 200 à 300 mm car, d'après le constructeur Carl Bro, il convient pour les matériaux granulaires de couche de base et les sols d'infrastructure, les matériaux traités au liant hydraulique et au liant bitumineux, les structures avec géogrilles.

Du point de vue de la sécurité, l'utilisation du LWD offre aussi la possibilité à l'opérateur de rester debout et visible durant la plus grande partie de l'essai. Cet avantage est non négligeable pour des essais effectués sur un chantier de construction routière où des déplacements de machinerie lourde sont fréquents.

Cependant, le LWD offre une profondeur d'influence plus faible que celle du FWD ou du PLT (Horak, 2008). En effet, d'après les résultats de Nazzal (2007), la profondeur d'influence du LWD (modèle Prima100) se situe entre 270 et 280 mm, ce qui équivaut à approximativement 1.5 fois le diamètre du plateau de chargement (pour un plateau de 200 mm), alors que pour Petersen (2006), elle se situe plutôt entre 100 et 300 mm soit 3000 cm³ de volume de sol. Elle est inférieure à celle du PLT qui est le double du diamètre de sa plaque de chargement (qui est de 305 mm), soit une profondeur d'influence de 710 mm.

Remarque : La profondeur de mesure du LWD peut être augmentée en lui enjoignant des géophones supplémentaires (*figure 18*). En effet, les essais conventionnels effectués avec le LWD se font généralement avec un seul géophone qui est placé directement en contact avec le sol sous le plateau de chargement. En utilisant le seul géophone central, on peut mesurer le module composite de toutes les couches de la chaussée, mais en disposant de deux géophones supplémentaires, espacés de 300 mm d'après Horak (2008), on peut alors recalculer les modules pour chaque couche de la chaussée (Senseney & Mooney, 2010) ; (Grasmick, et al., 2015). Cette configuration donne également les mesures de modules les plus précises pour les matériaux granulaires non traités (Senseney & Mooney, 2010).

Le LWD équipé de géophones supplémentaires permet également de mesurer un bassin de déflexion plus profond car ayant une profondeur de mesure plus importante (1.8 fois le diamètre du plateau de chargement) que celle du LWD muni d'un seul géophone. D'après Senseney et Mooney (2010), le bassin de déflexion mesuré peut permettre de déterminer à quel point un sol est homogène, isotropique et linéaire élastique.

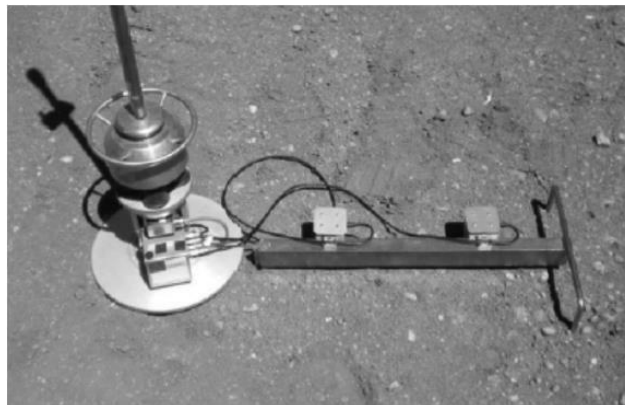


Figure 18 : Prima 100 de Carl Bro avec deux géophones supplémentaires (Carl Bro Pavement Consultants, Danemark)

Grasmick (2015) a utilisé un LWD doté de deux géophones, placés à 30 et 60 cm du géophone central, pour voir l'effet de la cure sur les couches de matériaux traités au ciment, à l'émulsion et au bitume. La valeur de déflexion au centre notée w_0^{max} diminuait avec le temps, traduisant le gain de rigidité et de résistance du matériau traité au ciment. De la même manière, la valeur de la déflexion à 60 cm w_{60}^{max} est demeurée constante. Cette valeur de déflexion est plus liée au comportement du sol d'infrastructure. La déflexion mesurée à 30 cm w_{30}^{max} du centre du plateau avait plutôt tendance à diminuer, elle aussi, mais moins rapidement que celle mesurée au centre, cette valeur étant liée aux deux couches. Ces observations ont été confirmées par les modules rétro-calculés du sol d'infrastructure E_{2-LWD} (qui est resté constant durant la cure) et de la couche de matériau traité (E_{1-LWD}) qui a augmenté de manière significative durant la cure.

Note : Lorsque la profondeur d'influence du LWD ou du PLT dépasse l'épaisseur de la couche à tester, atteignant les autres couches ou le sol d'infrastructure, le module obtenu directement après le test est un module combiné de toutes les couches comprises dans l'épaisseur correspondant à la profondeur d'influence. Afin de connaître le module d'une seule des couches, on utilise une solution pour système multicouche, comme celle des épaisseurs équivalentes d'Odemark, pour rétro-calculer le module de la couche à tester (Nazzal, et al., 2007).

1.2.5 Facteurs influençant les mesures du LWD

Plusieurs facteurs influencent le module mesuré par le LWD parmi lesquelles les contraintes appliquées (hauteur de chute), le degré de compaction du matériau, la teneur en eau et le contact entre le sol et le plateau de chargement.

1.2.5.1 Effet de la hauteur de chute et des contraintes appliquées

Les mesures effectuées avec un LWD sont assez dépendantes des contraintes appliquées, et donc de la hauteur de chute de la masse. Selon Fleming (2000 et 2007) et Petersen (2006), les modules mesurés par le Prima 100 sur des couches granulaires de fondation et des sols d'infrastructure augmentent lorsque les contraintes appliquées augmentent, alors que ceux

mesurés par le FWD demeurent assez constants. Cependant, cette influence de la hauteur de chute reste assez faible pour de petites augmentations de hauteur de chute.

En effet, d'après Siekmeier (2009), l'augmentation d'un centimètre de la hauteur de chute fait augmenter de 1.2% la valeur de la déflexion, de 0.5% la valeur de module et de 1.6% la force appliquée sur des matériaux granulaires. Si la teneur en eau est trop élevée (par rapport à l'optimum Proctor), la valeur de déflexion augmente alors de manière très importante.

1.2.5.2 Effet de la surface de contact

L'effet de la surface de contact a été mis en exergue par Fleming (2007). Ainsi, la valeur de la déflexion est beaucoup plus importante lorsque la plaque n'est pas bien appuyée sur le sol, la valeur du module mesurée est alors plus faible. Pour améliorer le contact plateau de chargement – sol, l'usage d'un lit de sable ou de tapis en caoutchouc est recommandé pour une distribution uniforme de la pression mais aussi une baisse de la variabilité de la distribution des contraintes (Bilodeau & Doré, 2013). L'étude recommande aussi quelques chutes de masse préliminaires pour bien asseoir la plaque avant de commencer les essais.

1.2.5.3 Effet du degré de compaction

L'une des principales utilisations du LWD est pour le contrôle qualité des remblais sur le terrain. Le degré de compaction, qui se définit comme le ratio de la densité in situ sur la densité sèche maximale déterminée au laboratoire, a un effet certain sur les mesures de module du LWD. En effet, d'après les résultats d' (Elhakim, et al., 2014), le module mesuré avec le LWD (E_{LWD}) augmente lorsque la densité sèche du matériau compacté sur site, et donc lorsque le degré de compaction, augmente. La *figure 19* montre cette relation pour un sable siliceux et un sable calcaire.

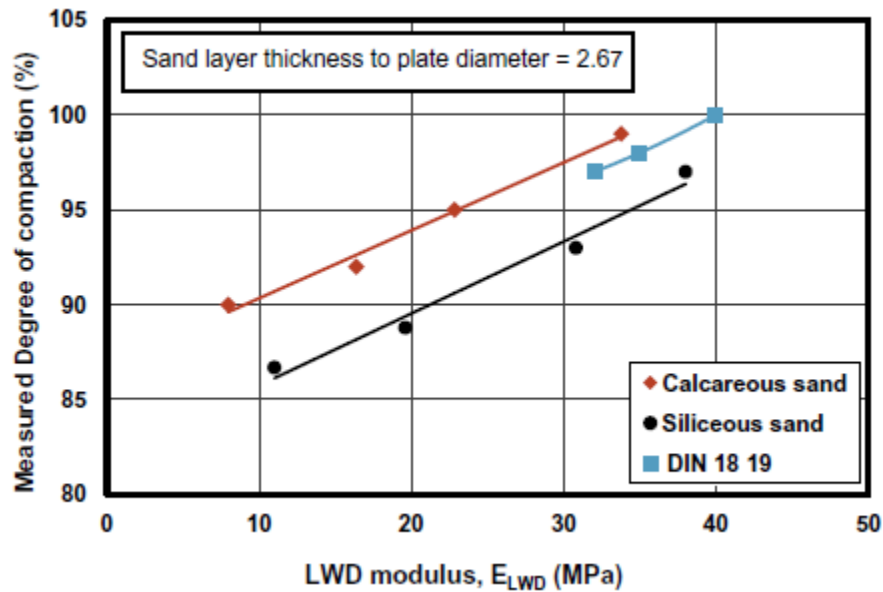


Figure 19 : Relation entre le module du LWD et le degré de compaction (Elhakim, et al., 2014)

1.2.5.4 Effet de la teneur en eau

La teneur en eau a aussi une influence sur la variabilité des mesures du LWD. En effet, selon Fleming (2007), la variabilité des résultats du LWD et du FWD obtenus sur des sols d'infrastructure fins avec des coefficients de variations compris entre 25 et 60% peut être due à une variation de la teneur en eau d'un point d'essai à un autre.

1.2.5.5 Effet du nombre de passes du compacteur

Lorsqu'effectué sur site, l'essai de déflexion au LWD peut être influencé par la variation du nombre de passes du compacteur, et donc de la densité sèche du matériau en place. D'après la *figure 20* issue des travaux de Nazzal et al. (2007), le module mesuré avec le LWD augmente avec le nombre de passes et la densité sèche du matériau. Une faible compaction peut engendrer un mauvais emboîtement des particules et une moins bonne répartition de la charge due à un plus faible contact grains à grains. Cela induit aussi une porosité plus importante.

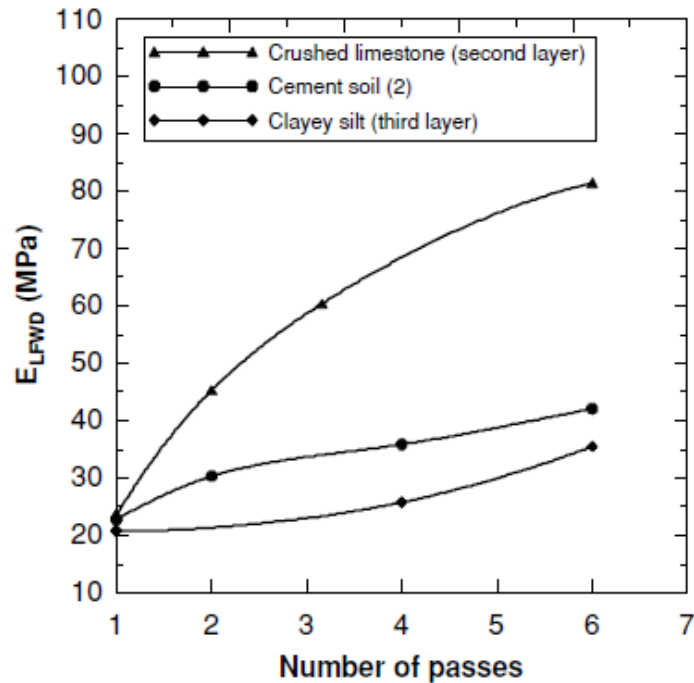


Figure 20 : Variation du module élastique en fonction du nombre de passes (Nazzal, et al., 2007)

1.2.6 Procédure d'essai

La procédure d'essai suivante s'inspire de la norme ASTM E2583-07 : Standard Test Method for measuring deflection with a Light Weight Deflectometer (ASTM, 2015) et de la procédure IN/DOT N°508-12 T : Field Determination of Deflection using a Light Weight Deflectometer (IN/DOT, 2012).

Avant de placer le LWD sur le matériau à tester, la surface doit être correctement nivelée. Les matériaux particulièrement lâches ou mous sont décapés sur une certaine épaisseur et un lit de sable peut être épandu si le test est effectué sur des matériaux graveleux. Un tapis en caoutchouc peut aussi être utilisé. Le plateau du LWD peut être tourné de 45 ° d'avant en arrière pour s'assurer que l'appareil est bien assis. Trois chutes de masse sont effectuées initialement pour s'assurer d'un bon contact entre le plateau et le sol. Ensuite, une fois le LWD installé, trois essais seront effectués à un même point de mesure, puis la moyenne des mesures sera calculée pour ce point d'essai.

Notons que, durant les trois mesures, les valeurs de modules fluctueront légèrement ; cependant, si cette augmentation dépasse les 10%, alors cela veut probablement dire que le

matériau a été mal compacté. Le matériau devra être compacté à nouveau pour obtenir des résultats fiables.

Dans la littérature, la hauteur de chute ou le diamètre du plateau utilisé pour effectuer les essais varient selon le type de sol. Ces paramètres sont consignés dans le *tableau 4*, pour quelques études répertoriées.

Tableau 4 : Paramètres d'essai en fonction du type de sol

Référence	Type de sol	Charge appliquée (kN)	Hauteur de chute	Diamètre du plateau (mm)
(Georges, 2006)	Argiles (CL)	7.7 10.9	-	300
(White, et al., 2007)	Argiles (CL) et sables (SP-SM)	-	72 (cm)	300
(Siekmeier, et al., 2009)	Sols grossiers (7.6 < % fines < 16 %)	-	25, 50, 75 (cm)	200
	Sols fins (argiles, silts, silts argileux)	-	10, 50, 90 (cm)	200
(Soto, 2013)	Argiles (CL, CH) et sables (SM, SP, SW-SM)	-	25, 50, 75, 100, 125, 150 (mm)	100
(Grasmick, et al., 2015)	Emulsion/SP-SM/CL, Asphalte/GC-GM, émulsion/calcaire graveleux/calcaire rocheux	10 – 15 kN	100 (cm)	200

1.2.7 Interprétation des essais de LWD

1.2.7.1 Distribution des contraintes sous le plateau de chargement

D'après Ullidtz (1998), les contraintes sous un plateau rigide reposant sur un matériau élastique tendent vers des valeurs infinies aux extrémités du plateau. Cela correspondrait au comportement d'un sol cohérent, mais le contraire est attendu des sols pulvérulents à cause de la très faible capacité portante d'un matériau granulaire non-confiné proche de la surface. La *figure 21* montre la distribution typique des contraintes pour des sols cohérents et pulvérulents quand le chargement est appliqué sur un plateau rigide. La non-uniformité de la répartition des contraintes sous la plaque est confirmée par les résultats de Dejean (2011) avec des coefficients de variation plus importants pour la plaque de 100 mm que pour celle de 300 mm.

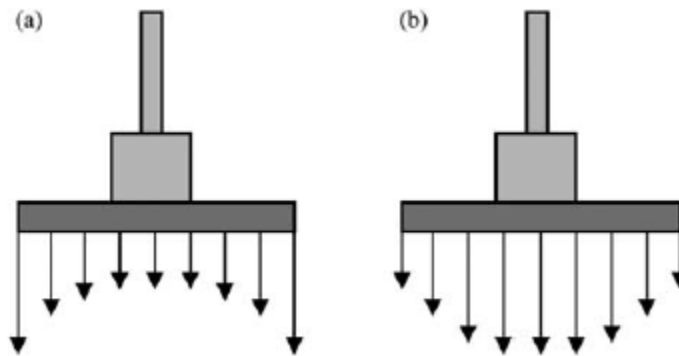


Figure 21 : Distribution de contraintes sous un plateau de chargement rigide (a) pour un sol cohérent (b) pour un sol pulvérulent (tirés de (Bilodeau & Doré, 2013) d'après (Ullidtz, 1998))

1.2.7.2 Historique de charge et de déflexion

En plus de donner la valeur du module élastique de surface à partir de la valeur de la déflexion centrale maximale, le LWD permet aussi d'obtenir les valeurs de déflexions et de charges en fonction du temps (voir *figure 22.a et figure 22.b*). À partir de ces historiques, le diagramme contrainte – déflexion peut être déduit. Il permet d'avoir les valeurs d'énergie dissipée et d'angle de phase.

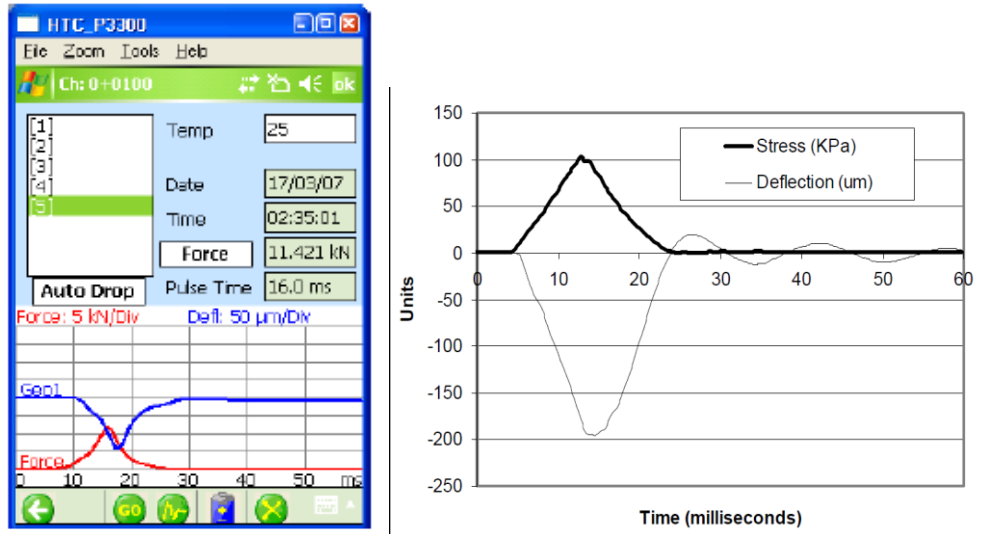


Figure 22 : Historique de charge et de déflexion avec leurs valeurs maximales tels que représentés sur l'écran du PDA du LWD (a) et b) après importation (Fleming, et al., 2007)

1.3 Conclusion

Le sol d'infrastructure joue un rôle important dans la conception et le dimensionnement des chaussées. En effet, le calcul des épaisseurs des différentes couches de la structure de chaussée dépend grandement des propriétés mécaniques du sol sur lequel elles reposent. Les différentes couches constituant la structure de chaussée sont également là pour atténuer les charges verticales transmises au sol afin de limiter au maximum, entre autres, l'initiation de la déformation permanente pouvant conduire à l'apparition d'ornières à grand rayons à la surface (orniéage structural).

Les propriétés mécaniques des sols d'infrastructure (module élastique et déformation) sont habituellement déterminées par des essais triaxiaux effectuées en laboratoire. Ils sont influencés par des paramètres tels que la teneur en eau, l'état de contraintes, la fréquence de chargement, la granulométrie, etc. Cependant, au vu de la complexité et du coût de ces essais, il y a de plus en plus d'intérêt pour la mise en place de méthodes de détermination indirecte de ces paramètres. Parmi ces méthodes de mesure indirecte, celle utilisant des équipements portatifs se démarque. En effet, d'après des recherches effectuées ces dernières années, il est possible de déterminer le module réversible ou la déformation des sols en utilisant des appareils de mesure tels que le déflectomètre portable – LWD ((Gudishala, 2004) ; (White, et al., 2007) ; (Mohammad, et al., 2008) ; (Soto, 2013) ; (Mousavi, et al., 2016)). Cet appareil

est habituellement utilisé pour le contrôle de la compaction en chantier ainsi que l'évaluation de la capacité portante et de la rigidité des matériaux grâce à la possibilité qu'il offre de déterminer un module « élastique » du matériau. Cependant, il n'est pas encore utilisé au maximum de son potentiel car des données de sortie telles que les historiques de charge et de déflexion, sont encore largement sous-exploitées. En effet, il serait possible d'obtenir, à partir de ces historiques, des paramètres de viscoélasticité des sols que sont l'énergie dissipée et l'angle de phase ((Deblois, et al., 2010) ; (Marradi, et al., 2014)).

Le module « élastique » est déterminé avec le LWD en se basant sur la théorie d'élasticité de Boussinesq. Cependant, certaines des hypothèses utilisées dans le calcul des modules (chargement statique et matériau linéaire isotrope) ne sont pas en adéquation avec les conditions réelles de l'essai et du matériau. L'essai de déflexion est un essai de chargement dynamique et les sols d'infrastructure sont plutôt élasto-plastiques ou viscoélastiques. Ainsi, l'un des objectifs de ce projet est la prédiction du module en se basant sur l'hypothèse d'un comportement viscoélastique des sols. Pour cela, des essais de déflexion seront effectués avec différents matériaux typiques du Québec, à différents états de saturation et de contrainte. Par la suite, les valeurs de modules seront notées et les paramètres viscoélastiques déterminées. Une corrélation sera faite entre le module et les paramètres physiques et viscoélastiques des matériaux.

Le modèle de Burger est aussi un moyen de mettre en exergue le comportement viscoélastique d'un matériau, en s'appuyant notamment sur l'influence du temps de chargement sur sa réponse. Les études menées par Murillas (2010) montrent qu'il est possible de caractériser la réponse des sols avec ce modèle, sur la base de mesures de déflexion, effectuées in situ. Dans le cadre de ce projet, des essais triaxiaux seront effectués dans les mêmes conditions que les essais de déflexion (en termes de saturation du matériau, de contraintes appliquées) et à différents temps de chargement. Les résultats seront associés à ceux des essais de déflexion (qui seront également faits à différents temps de chargement) pour bâtir la courbe du modèle. Les différents paramètres du modèle seront calculés et permettront une prévision de la déformation du matériau en fonction du temps de chargement.

Chapitre 2 : Programme expérimental

Afin d'atteindre les objectifs fixés en introduction pour ce projet, un vaste programme expérimental sera mené. Il comprend deux types d'essais effectués au laboratoire : des essais de déflexion et des essais triaxiaux. Les essais de déflexion ont été effectués dans des cuves dans lesquelles les matériaux sont humidifiées et/ou séchées puis compactés afin d'atteindre des états de saturation distincts. Les essais triaxiaux sont ensuite menés avec pour but de reproduire les états de saturation et de sollicitation les plus proches possibles des essais en cuve. Pour cela, les teneurs en eau des cuves seront mesurées avec les capteurs et les états de contraintes des essais de déflexion seront modélisés. Des essais de caractérisation géotechnique ont préalablement été effectués afin de déterminer certaines caractéristiques physiques de ces sols. Le [tableau 5.a](#) présente un résumé du programme de caractérisation physique et le [tableau 5.b](#) présente les essais de caractérisation mécanique suivis ainsi que des résultats attendus pour chaque essai.

Tableau 5.a : Résumé du programme expérimental

Volet	Essai	Norme	Paramètres à déterminer
Caractérisation physique	Analyse granulométrique (plus sédimentation)	LC 21-040	P_5 : fraction passant le tamis de 5 mm (%) $P_{0.8}$: fraction passant le tamis de 80 μm (%)
	Limite de consistance	CAN/BNQ 2501-092-M-86	w_l : limite de liquidité w_p : limite de plasticité I_l : indice de liquidité I_p : indice de plasticité
	Valeur au bleu	LC 21-255	VB : valeur au bleu (g de bleu/100 g d'échantillon)
	Densité relative	CAN/BNQ 2501-070/2006	D_r : densité relative
	Essai Proctor Modifié	CAN/BNQ 2501-255	W_{opt} : teneur en eau optimale de compactage (%) $\gamma_{d,opt}$: masse volumique sèche maximale (kg/m^3)

Tableau 5.b : Résumé du programme expérimental

Volet	Essai	Norme	Paramètres à déterminer
Caractérisation mécanique	Essai CBR	ASTM D1883 – 16	CBR : indice de portance californien (%)
	Essai de déflexion (mesure de la déflexion avec un LWD)	ASTM E2583-07 IN/DOT N°508-12 T	E_{LWD} : module élastique (MPa) Wd : énergie dissipée (kN* μ m) ϕ : angle de phase (°)
	Essai du cône de sable	CAN/BNQ 2501-060-M-86	ρ_d : Masse volumique sèche (kg/m ³)
	Essais triaxiaux (mesure de la déformation en fonction de la fréquence)	NCHRP 1-28A (modifiée)	ε : déformation axiale (μ def)

2.1 Echantillonnage

Les matériaux utilisés pour les essais proviennent de différents sites de la province du Québec (*tableau 6*). Il s'agit des municipalités de Louiseville, Saint Casimir et Sainte Catherine de la Jacques Cartier. C'est sur ces sols, provenant de ces trois sites, qu'ont été effectués l'ensemble des essais de déflexion et des essais triaxiaux, ainsi que les essais de caractérisation. Les sites d'échantillonnage sont localisés sur la carte à la *figure 23*. Des essais de caractérisation géotechnique ont préalablement été effectués afin de déterminer certaines caractéristiques de ces sols, essentielles pour la suite du programme expérimental.

Tableau 6 : Identification et provenance des sols utilisés pour le programme expérimental

Identification du sol	Provenance	Type de sol
S1	St Casimir	Sol cohérent
S2	Carrière Robitaille (Sainte Catherine de la Jacques Cartier)	Sol pulvérulent
S3	Louiseville	Sol cohérent

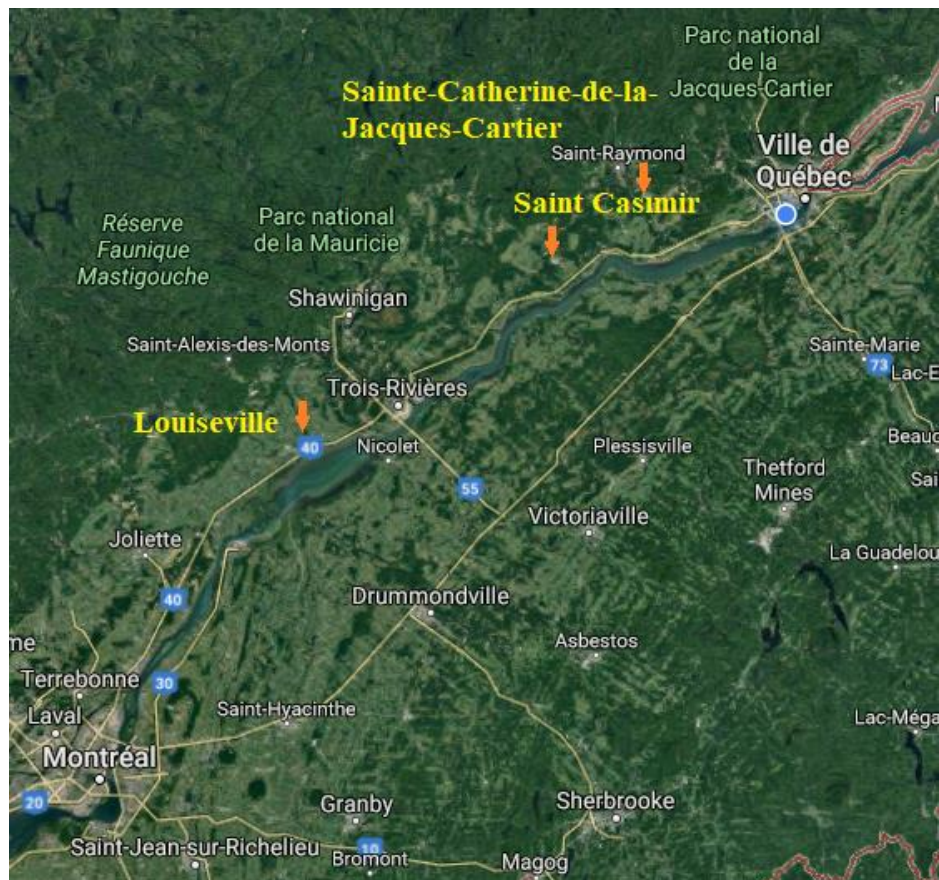


Figure 23 : Localisation des différents sites d'échantillonnage

2.2 Essai de caractérisation géotechnique

Avant de commencer le programme expérimental propre au projet, des essais de caractérisation de base ont d'abord été menés. Ils permettront de connaître les propriétés physiques et mécaniques des sols utilisés, propriétés qui seront utiles pour la suite.

2.2.1 Analyse granulométrique

Des essais d'analyse granulométrique et de sédimentation ont été effectués sur les matériaux selon la norme **LC 21-040**. Ces essais permettent de connaître la répartition dimensionnelle massique des particules du sol dont le diamètre est compris entre 200 et 0.001 mm. Les résultats de ces essais, combinés à ceux des essais de consistance, vont permettre de classifier les sols étudiés selon les règles de l'USCS (United Soil Classification System), en utilisant notamment le pourcentage de passant au tamis de 5 mm (pour distinguer les sols à grains fins des sols à grains grossiers). Les courbes granulométriques seront aussi présentées ainsi que d'autres paramètres déterminants pour la classification (pourcentage de passant au tamis de 80 μm et coefficient d'uniformité C_u).

2.2.2 Essai Proctor Modifié

Les essais Proctor avec une énergie de compactage modifiée ont été réalisés selon la norme **CAN/BNQ 2501-255** sur la fraction de sol passant au tamis de 5 mm. L'essai consiste à compacter le sol dans un moule cylindrique à différentes teneurs en eau encadrant la teneur en eau optimale. Une énergie de compactage de 2700 $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ est appliquée au moyen d'un marteau mécanique ou manuel. Ensuite, la courbe reliant la teneur en eau W à la masse volumique sèche γ_d est tracée. Les valeurs optimales de ces deux paramètres, correspondant au meilleur compactage, sont déterminées graphiquement.

2.2.3 Limites de consistance

Les essais de limite de consistance ont été faits selon la norme **CAN/BNQ 2501-092-M-86** sur la fraction de sol passant le tamis de 400 μm . Ces essais permettent de déterminer la limite de liquidité W_L , la limite de plasticité W_p , l'indice de plasticité I_p ainsi que l'indice de liquidité, qui sont essentiellement également à la classification des sols cohérents selon le système de l'USCS.

2.2.4 Essai au bleu de méthylène

Les essais de valeur au bleu de méthylène ont été effectués selon la norme **LC 21-255**, sur la fraction de sol passant le tamis de 400 μm . Au cours de cet essai, la quantité de bleu de méthylène d'une solution type de bleu que peut adsorber l'échantillon sec de sol est déterminée. Cette quantité est appelée valeur au bleu (VB) et s'exprime en cm^3/g . Pour cela, on injecte successivement des doses élémentaires de la solution de bleu dans un bain aqueux contenant l'échantillon. L'essai est effectué jusqu'à l'apparition d'une auréole bleu clair autour de la tache faite par une goutte de l'échantillon. La capacité d'adsorption du matériau correspond à la quantité de solution injectée jusqu'à apparition de l'auréole.

2.2.5 Densité relative

Les essais de densité relative ont été effectués selon la norme **CAN/BNQ 2501-070/2006** sur la fraction de sol passant au tamis de 5 mm. Le but de cet essai est la détermination de la densité relative D_r des particules du sol, c'est-à-dire le rapport entre la masse des grains solides à une température donnée et la masse d'un volume d'eau pure égale au volume des grains solides à la même température.

2.2.6 Essai CBR

Les essais CBR (California Bearing Ratio) ont été faits selon la norme **ASTM D1883 – 16**. Ils ont pour but d'évaluer la résistance et la capacité portante des sols à tester. L'essai consiste à mesurer la force appliquée sur un piston qui s'enfonce à une vitesse de 1.3 mm/min dans un sol compacté dans un moule d'environ 153 mm de diamètre et 178 mm de hauteur, pour une teneur en eau W et une masse volumique γ_d données. Ensuite, la courbe contrainte – pénétration est représentée avec les valeurs corrigées de ces deux paramètres. L'indice CBR du sol est calculé à partir des valeurs de contraintes corrigées pour une pénétration à 0.1 pouce ou 2.54 mm. Il est exprimé en pourcentage. Cette même valeur, prise à 0.2 pouce ou 5.08 mm, est aussi calculée pour déterminer la validité du test.

2.3 Essai de déflexion

Les essais de déflexion ont été effectués avec un Prima 100, décrit au chapitre précédent, sur les trois matériaux énumérés plus haut, à différents degrés de saturation et en considérant

différentes contraintes verticales. Ces matériaux ont été mis en place dans une cuve en plastique de 1.3 mètres de hauteur et de 1.2 mètres de diamètre.

2.3.1 Mise en place de la cuve

Les trois matériaux ont tour à tour été mis en place dans une cuve en plastique de 1.3 m de diamètre et 1.2 m de hauteur (*figure 24*), suivant le même principe. Les parois de la cuve ont été tapissées de géotextile pour limiter les effets de parois, bien qu'il n'y ait pas eu de mesures de déformations pour s'en assurer.



Figure 24 : Photo de la cuve en plastique utilisée pour les essais de déflexion

Les sols sont d'abord compactés du côté sec de l'optimum à une teneur en eau de $W_{opt} - 1\%$, et à une masse volumique sèche comprise entre 90 et 95 % de l'optimale γ_{dopt} (état 1). Les paramètres W_{opt} et γ_{dopt} ont été déterminés avec l'essai Proctor modifié. Cet état 1 correspond au degré de saturation optimal noté Sr_1 . Ils sont ensuite saturés par gravité à la même densité (état 2) avant d'être drainés (état 3). Les degrés de saturation pour l'état 2 et l'état 3 sont respectivement Sr_2 et Sr_3 . Cependant, la cuve de sable comprend un quatrième degré de saturation (état 2*), compris entre Sr_2 et Sr_3 . Ce quatrième état de saturation a été ajouté car les deux premiers (Sr_1 et Sr_2) étant assez proches, un quatrième degré de saturation proche de Sr_3 permettrait de dégager une réelle tendance pour des comportements assez distincts du

sol. Durant la mise en place des cuves, les masses de sol sec ainsi que les masses d'eau ajoutée sont soigneusement relevées. La hauteur de sol dans la cuve a également été notée, afin de calculer le volume occupé par le sol. Ces données permettent le calcul des propriétés physiques.

➤ Cas de la cuve du sol S3:

La cuve du sol S3 (qui est un sol très argileux) est une exception et sa construction ne suit pas la méthodologie décrite plus haut. Le matériau a d'abord été densifié à sa teneur en eau naturelle (état 2 et Sr_2). Ensuite, il a été déconstruit, partiellement séché à l'air puis remis en place (état 1 et Sr_1). L'argile a été densifiée de telle sorte que la masse volumique sèche des deux cuves (avant et après déconstruction) soit la même. Les masses humides de sol compactées dans la cuve pour les deux états de saturation ont été notées, ainsi que la hauteur de sol compactée. Les teneurs en eau correspondantes ont également été déterminées pour le calcul des propriétés physiques.

➤ Zone de contraintes significatives

Les trois différents sols ont été mis en place de sorte que le volume de sol englobe la zone de contraintes significatives. Elle a les dimensions suivantes :

- Dimension horizontale : $X = 0.9*B$
- Dimension verticale : $Y = 1.5*B$ à $2*B$

Avec B : diamètre du plateau de chargement

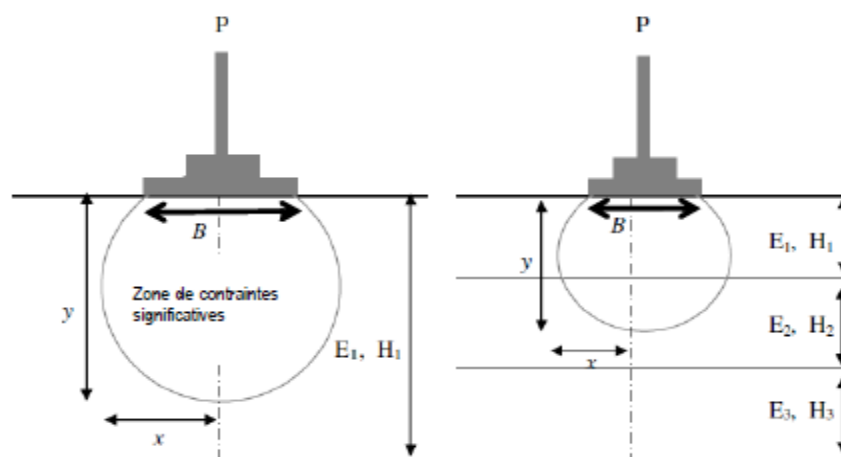


Figure 25 : Zone de contraintes significatives induites par un essai de LWD (Lambert, 2007)

Les dimensions de la zone sont consignées dans le *tableau 7* suivant.

Tableau 7 : Dimensions de la zone de contraintes significatives

Dimensions de la zone de contraintes significatives	Pour un plateau de chargement de 300 mm
X (mm)	270
Y (mm)	450 à 600 mm

Pour que l'espace occupé par le matériau dans la cuve englobe la zone de contraintes significatives, il faut s'assurer que l'espace compris entre le bord de la cuve et le géophone central, noté D, soit supérieur à X pour les trois emplacements d'essai. Dans la même mesure, l'épaisseur de la couche de matériau, noté H, doit être supérieur à Y.

Cette condition est respectée pour les trois emplacements d'essai de LWD dans la cuve (*figure 26*) avec :

$$0.4 < D < 0.44 \text{ m et } H_{\text{sol}} \geq 0.6 \text{ m}$$

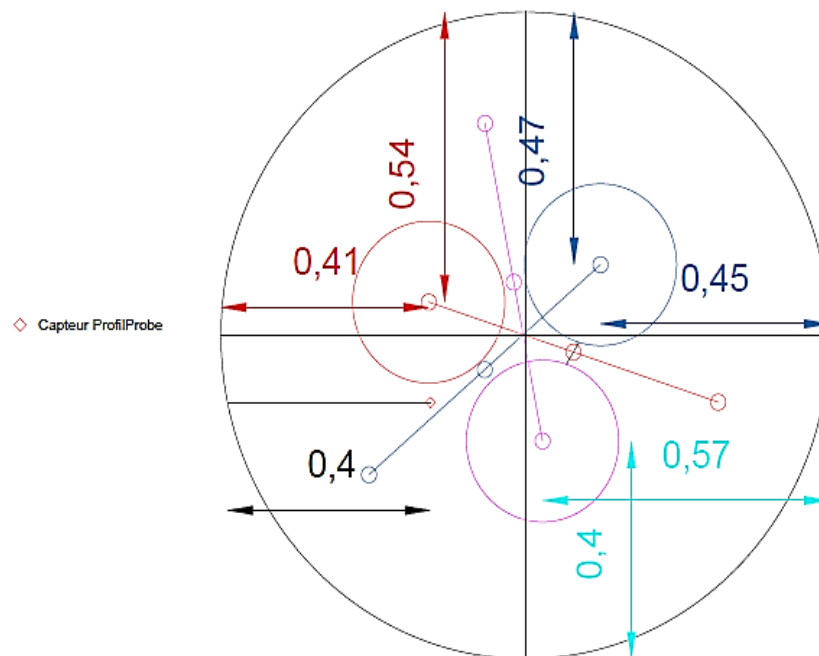


Figure 26 : Disposition du LWD et des géophones pour les trois emplacements d'essai dans la cuve

➤ Instrumentation

La cuve est équipée d'un piézomètre qui permet de vérifier le niveau d'eau ainsi que d'une valve qui permet sa saturation et son drainage. Trois capteurs de teneur en eau de la marque Decagon, modèle ECHO EC5, (*figure 27.a*) sont placés dans la cuve. Ils sont à des profondeurs de 52 cm, 26 cm et 13 cm par rapport à la surface du matériau pour le sol grossier (S2) ; et à 21.7 cm, 43.4 cm et à 5 cm pour les sols fins (S1 et S3). Les valeurs mesurées à ces différentes profondeurs permettront de calculer une teneur en eau moyenne pour toute la cuve. Un capteur ProfilProbe (*figure 27.b*) a également permis de mesurer des valeurs de teneur en eau volumétriques à différentes profondeurs dans la cuve. Une coupe transversale de la cuve avec ces différents capteurs est présentée à la *figure 28*.

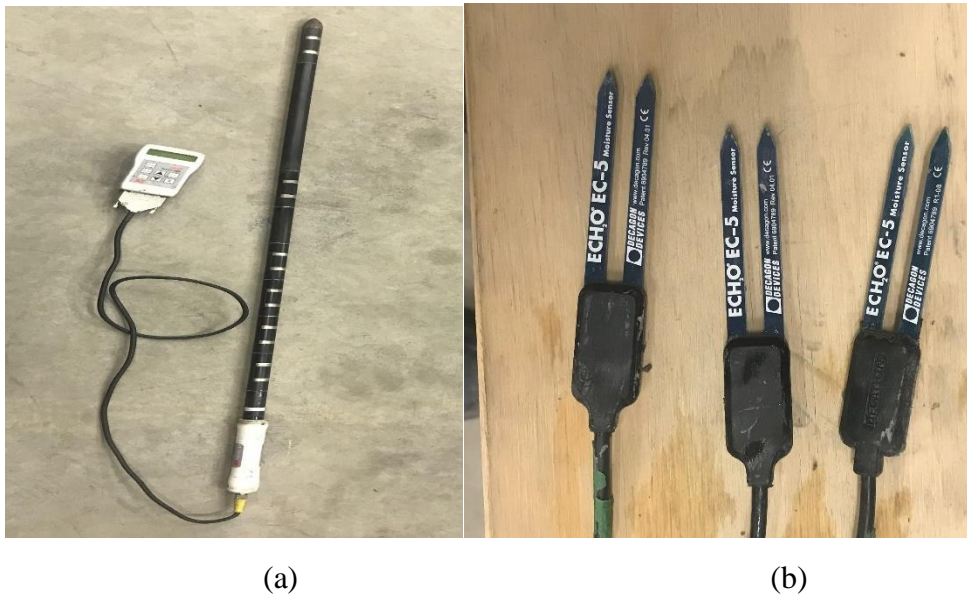


Figure 27 : Photos du ProfilProbe (a) et des Decagon (b)

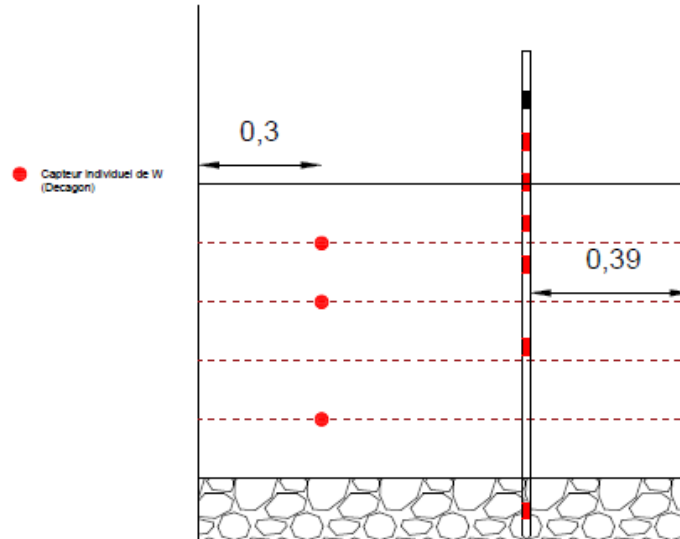


Figure 28 : Coupe longitudinale de la cuve avec les capteurs de teneur en eau (exemple du sol S2)

➤ Compaction à l'optimum Proctor

La compaction des différents matériaux, exceptée l'argile, s'est faite avec un compacteur sur plaque (*figure 29.a*) et un marteau vibrant muni d'une plaque de 6 pouces (*figure 29.b*).

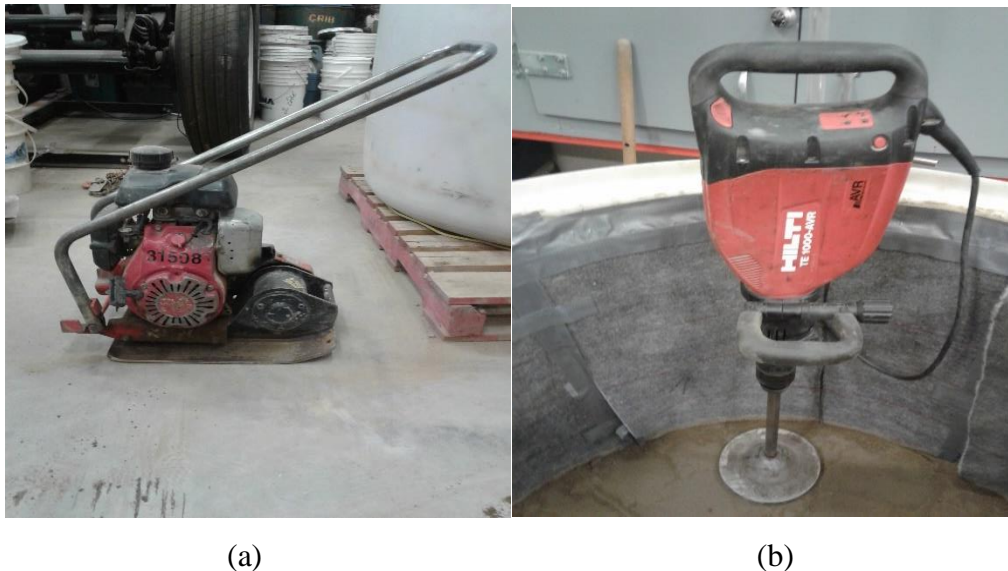


Figure 29 : Compacteur sur plaque (a) et marteau vibrant (b) utilisé pour la compaction

Les matériaux ont été compactés à une teneur en eau $W_{opt} - 1\%$ pour être sûr de rester dans la partie sèche de la courbe Proctor. Un taux de compaction compris entre 90% et 95 % est visé pour les matériaux, 90 % étant le taux exigé par le CCDG (Cahier des Charges et Devis Généraux) en matière de densité de compactage pour un sol d'infrastructure routière (section 11.9.2.3.1.).

Pour la cuve de sol argileux S3, la densification s'est faite à la teneur en eau naturelle avec un pilon en bois, recouvert de géotextile, visible à la *figure 30*. En raison de la nature du matériau (sol cohérent à particules très fines) et de sa teneur en eau très élevée, la densification ne pourra se faire à 95 % de la masse volumique sèche maximale.

Le contrôle de la compaction s'est fait avec l'essai au cône de sable (*figure 31*) effectué selon la norme CAN-BNQ 2501-060 : *Détermination de la masse volumique en place selon la méthode du cône de sable*. Les essais de cône ont été effectués après la mise en place de la première, troisième et quatrième couche (soit respectivement à 52 cm, 26 cm et 13 cm de profondeur par rapport à la surface du sol) pour le sable. Pour les sols fins, les essais ont été faits sur les trois couches (soit à la surface, à 21.7 cm, et 43.4 cm de profondeur). Pour chaque niveau, trois essais ont été effectués et la moyenne des trois essais donne la valeur de masse volumique sèche.

Des essais de nucléo-densimètre ont également été effectués pour la cuve de sol S3.



Figure 30 : Densification de la cuve de sol S3 avec le pilon en bois



Figure 31 : Essai de cône de sable

➤ Saturation et drainage

La saturation s'est faite du bas vers le haut au moyen d'un réservoir situé en hauteur pour les matériaux concernés (silt et sable). Le réservoir est posé à une hauteur permettant d'obtenir une charge hydraulique suffisante pour saturer le matériau dans la cuve, tout en évitant le phénomène de bouillonnement. Il est relié à la cuve par un tuyau, muni d'une valve installée à la base de la cuve, afin d'assurer une meilleure expulsion des bulles d'air, en utilisant le système des vases communicants (*figure 32*). Une couche de pierre nette d'environ 15 cm est aussi mise en place pour faciliter la saturation. Le suivi de la teneur en eau est fait avec les capteurs Decagon et le ProfilProbe. Le niveau de l'eau, vérifiable sur le piézomètre, a été maintenu à la moitié de l'épaisseur de la couche de sol, pour éviter l'effondrement du sol durant les essais.

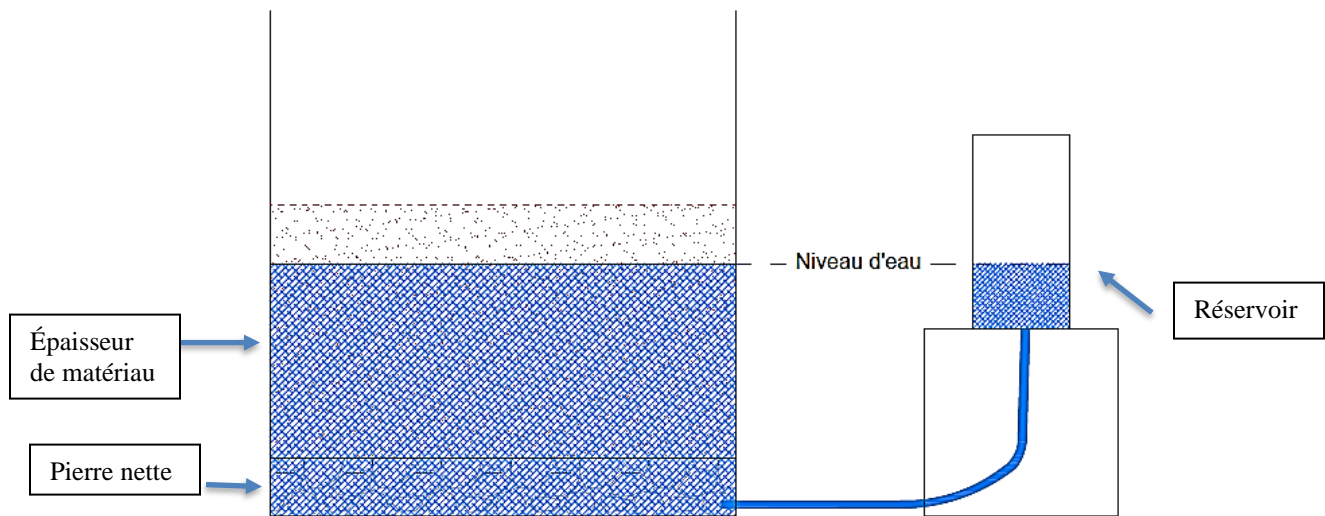


Figure 32 : Saturation par vases communicant

2.3.2 Protocol expérimental

2.3.2.1 Configuration des essais

Les essais de déflexion sont effectués à trois emplacements à la surface du matériau dans la cuve (LWD1, LWD2 et LWD3 sur la [figure 26](#)). Pour chaque emplacement, plusieurs valeurs de contraintes verticales sont appliquées correspondant à différentes hauteurs de chute. La procédure suivie pour effectuer ces essais est détaillée à la [section 1.2.6](#).

Pour chaque hauteur de chute, cinq configurations d'amortissement ont été utilisées afin de faire varier le temps de chargement : une première configuration avec 4 tampons, puis une deuxième avec trois, et une troisième avec deux tampons. Les temps de chargement pour ces trois configurations varient entre 19 et 25 millisecondes (ms). Une quatrième configuration a aussi été mise en place, en superposant **quatre** tapis en caoutchouc très rigides ([figure 33.a](#) et temps de chargement entre 5 ms et 9 ms) puis une cinquième en se servant d'épais coussins en mousse ([figure 33.b](#) et temps de chargement entre 30 ms et 45 ms).



(a)

(b)

Figure 33 : Photos des coussins en mousse (a) et des tapis en caoutchouc (b)

En effet, les résultats de Marradi (2014), obtenus sur du sable A₃, montrent que la durée de l'impulsion de charge du LWD peut être modifiée en jouant sur la rigidité (et donc le type de matériau) des tampons qui amortissent la chute de la masse de l'appareil.

2.3.2.2 Choix de la contrainte verticale

Les valeurs de contrainte verticale appliquées durant les essais de déflexion ont été modélisées avec le logiciel Winjulea en considérant une chaussée régionale, nationale et une autoroute.

Les structures de chaussée ont préalablement été dimensionnées avec le logiciel Chaussée 2, afin de connaître les épaisseurs des différentes couches de matériaux. Une fois ces chaussées dimensionnées, la contrainte verticale σ_z , au sommet du sol d'infrastructure été calculée sur WinJulea. Les paramètres ainsi que la démarche de dimensionnement considérés pour chaque cas sont détaillés à l'*annexe A*.

Les valeurs de contrainte verticale modélisées seront appliquées durant les essais de déflexion et les essais triaxiaux.

2.4 Essais triaxiaux

Les essais triaxiaux effectués dans le cadre de ce projet ont pour objectif de déterminer la réponse des matériaux sous chargement cyclique en fonction de la fréquence, et donc, du temps de chargement, afin de mettre en évidence un comportement viscoélastique. Ainsi, les échantillons seront testés dans un état physique le plus proche possible de celui des sols compactés dans les cuves afin de pouvoir comparer leur réponse aux sollicitations. Pour cela, la contrainte de confinement ou contrainte horizontale est modélisée avec GéoStudio, à partir des conditions physiques des essais de déflexion, pour reproduire l'état de sollicitations des sols compactés dans les cuves.

Il n'existe pas vraiment de norme pour effectuer des essais de déformation sur des sols d'infrastructure. Cependant, la démarche utilisée pour ce projet s'inspire grandement du protocole NCHRP 1-28A : *Recommended Standard Method For Routine Resilient Modulus Testing Of Unbound Granular Base/Subbase Materials And Subgrade Soils*, notamment pour la préparation des échantillons. Ce protocole comprend :

- la description de l'appareillage à utiliser
- la méthodologie de préparation des échantillons
- la procédure de l'essai
- les calculs à effectuer pour la détermination du module réversible

2.4.1 Principe et paramètres de l'essai

L'essai consiste à appliquer une contrainte verticale σ_v et une contrainte de confinement σ_h à un échantillon de sol reconstitué. L'échantillon est initialement compacté (*figure 34*) dans un moule cylindrique puis entouré d'une membrane en latex. Il est ensuite placé à l'intérieur de la cellule triaxiale qui est munie d'un système automatisé d'application de charges cycliques et d'acquisition de données. Il est placé entre deux pierres poreuses qui surmontent des plateaux de chargement perforés et qui permettent l'écoulement de l'eau (dans le cas où l'échantillon est saturé dans la cellule). La contrainte de confinement est appliquée au moyen d'un fluide (de l'air dans le cas de ce projet) alors que la contrainte verticale est appliquée à l'aide d'un piston qui est au contact de la plaque supérieure, selon un chargement de type continu. Une illustration de la presse triaxiale de la chaire i3c est présentée à la *figure 34*.

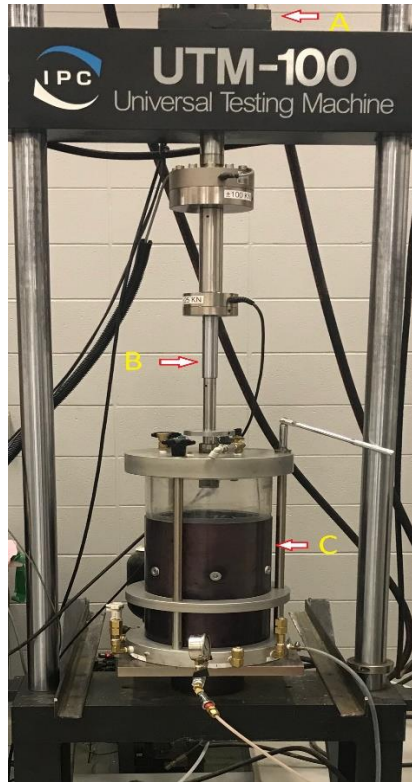


Figure 34 : Presse triaxiale de la chaire i3c de l'Université Laval avec en a) la presse hydraulique, b) le piston de chargement et c) la cellule triaxiale

Après sa mise en place, l'échantillon est soumis, sans phase de conditionnement, à des états de contrainte correspondant aux contraintes verticales appliquées durant les essais de déflexion. La phase de conditionnement est omise du processus car, lorsqu'elle est faite, l'échantillon commence déjà à accumuler des déformations et sa réponse durant les phases de chargement subséquentes est moindre que ce qui est attendu.

Pour chaque état de contrainte, huit temps d'application de charge sont considérés (*tableau 8*), appliqués pendant 100 cycles chacun. La déformation axiale réversible ϵ_r est déterminée à partir des déplacements axiaux h_1 et h_2 , mesurés à l'aide de deux capteurs de déplacement axiaux (LVDT) installés sur l'éprouvette. La moyenne de déformation des six derniers cycles sera retenue pour les calculs.

La contrainte verticale σ_v et la déformation axiale ϵ sont calculées à partir de la charge et des déplacements mesurés durant l'essai suivant les *équations 25* et *26*.

$$\sigma_v \text{ (kPa)} = \frac{4P}{\pi \cdot d^2} \quad (\text{équation 25})$$

$$\varepsilon = \frac{h_1+h_2}{2*h} \quad (\text{équation 26})$$

P : charge axiale appliquée (kN)

d : diamètre de l'éprouvette (mm)

h₁, h₂ : déplacement mesurée par les 2 capteurs de déplacement

h : hauteur pour la mesure des déplacements (200 mm)

Tableau 8 : Temps de chargement et fréquences appliqués pour les essais triaxiaux

Temps de chargement (ms)	Fréquence (Hz)	Nombre de cycles
60	16.67	100
80	12.5	100
100	10	100
300	3.33	100
500	2	100
1000	1	100
3000	0.33	100
5000	0.2	100

Ces essais ont été faits au laboratoire avec des échantillons qui se trouvent dans des conditions proches de celles utilisées pour les essais de déflexion en termes de densité de compaction, de degré de saturation et de contraintes appliquées. La méthodologie de préparation des échantillons est détaillée à la section suivante.

2.4.2 Préparation des échantillons

Les échantillons sont préparés dans les mêmes conditions physiques que les matériaux mis en place dans la cuve pour les essais de déflexion (masse volumique sèche, degré de saturation).

Selon le protocole NCHRP 1-28A, les dimensions du moule sont choisies en fonction du type de matériau : pour un matériau dont le diamètre maximal D_{max} de la particule est supérieur à 19 mm, un moule de 152 mm de diamètre et de 305 mm de hauteur est conseillé. Pour un matériau avec un D_{max} inférieur à 19 mm, un moule de 102 mm de diamètre et de 204 mm de hauteur est conseillé. Cependant, par souci d'harmonisation, les dimensions de 152 mm de diamètre et de 305 mm de hauteur sont choisies pour l'ensemble des matériaux. Le compactage se fait en six couches. Il peut se faire par impact, vibration ou pétrissage (cas de l'argile S3). Dans le cas du sol S1, il est écrêté au tamis de 20 mm, comme il est stipulé dans la norme. Les échantillons sont directement préparés à la teneur en eau correspondant au degré de saturation visé, pour s'éviter les difficultés de saturation dans la cellule triaxiale. Le moule utilisé pour la préparation des échantillons ainsi qu'un échantillon du sol S3 après compactage et démoulage sont présentés aux *figures 35.a* et *35.b*.



Figure 35 : a) Moule utilisé pour la compaction des échantillons et b) échantillon de sol s3 après compaction

Les valeurs de contraintes verticales sont égales aux valeurs de contrainte verticale appliquées durant les essais de déflexion. Les valeurs de contrainte de confinement σ_3 ont été déterminées à partir de modélisation faites sur GéoStudio.

2.4.3 Détermination de la contrainte de confinement σ_3 avec GéoStudio

Afin de déterminer la valeur du confinement pour les essais triaxiaux, la charge verticale appliquée durant les essais de déflexion a été modélisée sur le logiciel SIGMA-W de la suite GeoStudio. Les données d'entrée sont le type de matériau, les modules du matériau mesurés initialement avec le LWD, et les contraintes verticales appliquées durant les essais de déflexion. Les valeurs de sortie sont les valeurs de contrainte totale et effective, horizontale et verticale.

La modélisation a été faite pour chacun des trois emplacements d'essai LWD dans la cuve, en respectant la géométrie. Un exemple est montré à la *figure 36*.

La valeur de contrainte horizontale choisie est la moyenne des contraintes modélisées avec le logiciel, à une profondeur de 305 mm qui correspond à la hauteur d'un échantillon triaxial, et sur un diamètre de 152 mm. La démarche de modélisation est détaillée à *l'annexe B*.

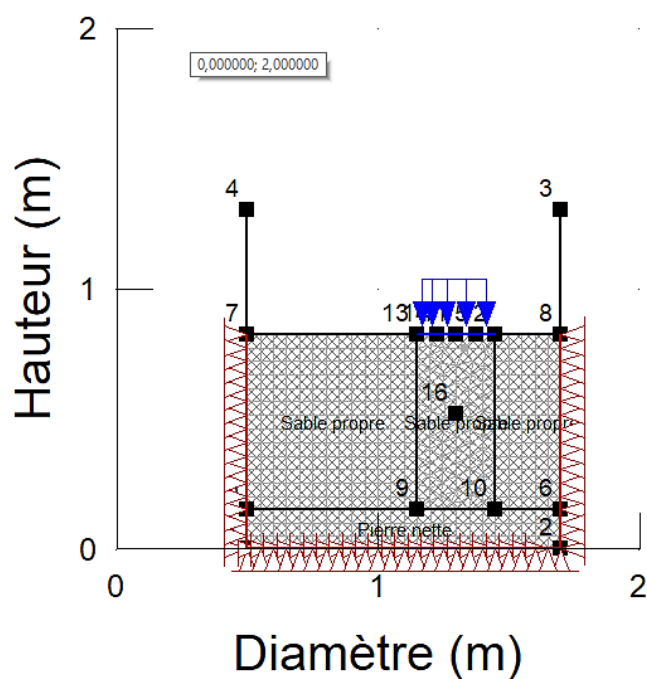


Figure 36 : Modélisation des essais de déflexion en cuve pour la détermination de la contrainte de confinement

2.5 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter le programme expérimental qui a été suivi dans le cadre de ce projet. Les sols échantillonnés ont été présentés, ainsi que leur localisation et les différents essais de caractérisation géotechnique et mécanique qui seront effectués. La démarche suivie pour la mise en place des cuves a aussi été détaillée. À l'exception de la cuve du sol S3, les autres sols seront d'abord compactés à une teneur en eau proche de leur optimum Proctor avant d'être saturés pour obtenir d'autres états de saturation distincts du premier. Les valeurs de teneur en eau seront monitorées grâce aux capteurs de teneur en eau Decagon et Profilprobe. En ce qui concerne le sol S3, il sera d'abord densifié dans la cuve à sa teneur en eau naturelle, avant d'être récupéré puis redensifiée après avoir préalablement été séché à l'air libre. Les essais de déflexion seront ensuite effectués à trois emplacements distincts de la cuve, la moyenne des résultats sera utilisée pour les interprétations. Pour les essais triaxiaux, les contraintes verticale et horizontale (de confinement) seront également modélisées sur la suite SIGMA-W de géostudio, afin qu'ils soient faits dans les conditions les plus proches possibles des essais de déflexion en cuve.

Chapitre 3 : Présentation des résultats

Cette section regroupe les résultats des essais présentés dans le chapitre précédent. Certains d'entre eux sont cruciaux car ils serviront à mettre en place un modèle de prédiction du module du LWD. Les résultats des essais de caractérisation sont d'abord présentés, notamment l'identification et la classification des sols échantillonnés ainsi que les résultats des essais mécaniques tels que le Proctor et le CBR. Ensuite, les résultats des essais de déflexion ont permis de déterminer les paramètres viscoélastiques des matériaux en fonction de la contrainte et de l'état de saturation. La modélisation de la contrainte horizontale permettra également de mener les essais triaxiaux, et les résultats de ces essais ont permis de bâtir la courbe complète du modèle de Burger et d'en déterminer les caractéristiques

3.1 Essai de caractérisation géotechnique

3.1.1 Analyse granulométrique

Pour chaque sol, trois essais ont été effectués et c'est la moyenne des résultats qui a été prise pour l'interprétation. Les courbes granulométriques sont compilées à la *figure 37* pour les différents sols.

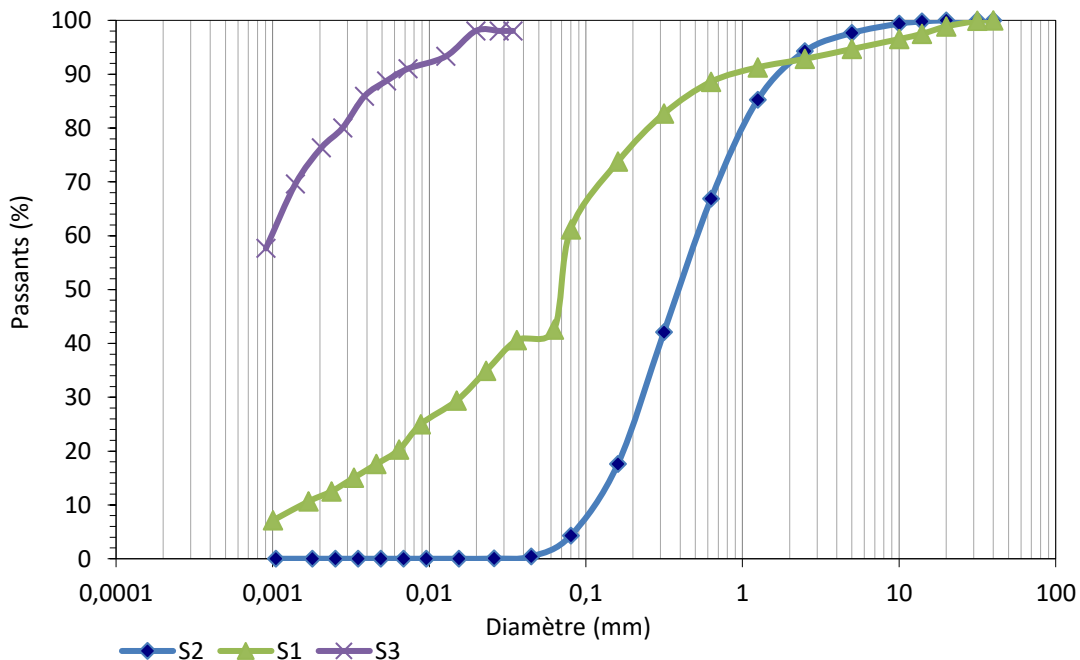


Figure 37 : Courbes granulométriques

En plus des courbes granulométriques, certains paramètres nécessaires à la classification des sols grossiers tels que le coefficient d'uniformité ont aussi été déterminés (*tableau 9*).

Tableau 9 : Récapitulatif des résultats de la courbe granulométrique

Matériau	Passant 5 mm (%)	Passant 80 µm (%)	Passant 2 µm (%)	Cu	Cc
S1	94,36	60,96	11,45	-	-
S2	97,65	4,29	0	4,76	0,92
S3	100	100	75,88	-	-

3.1.2 Essai Proctor Modifié

Trois essais Proctor ont été réalisés pour chaque sol. La courbe Proctor a aussi été tracée et un exemple est montré à la *figure 38*. Les valeurs optimales de teneur en eau W_{opt} et de masse volumique sèche $\gamma_{d,opt}$ pour chaque sol sont récapitulés dans le *tableau 10*.

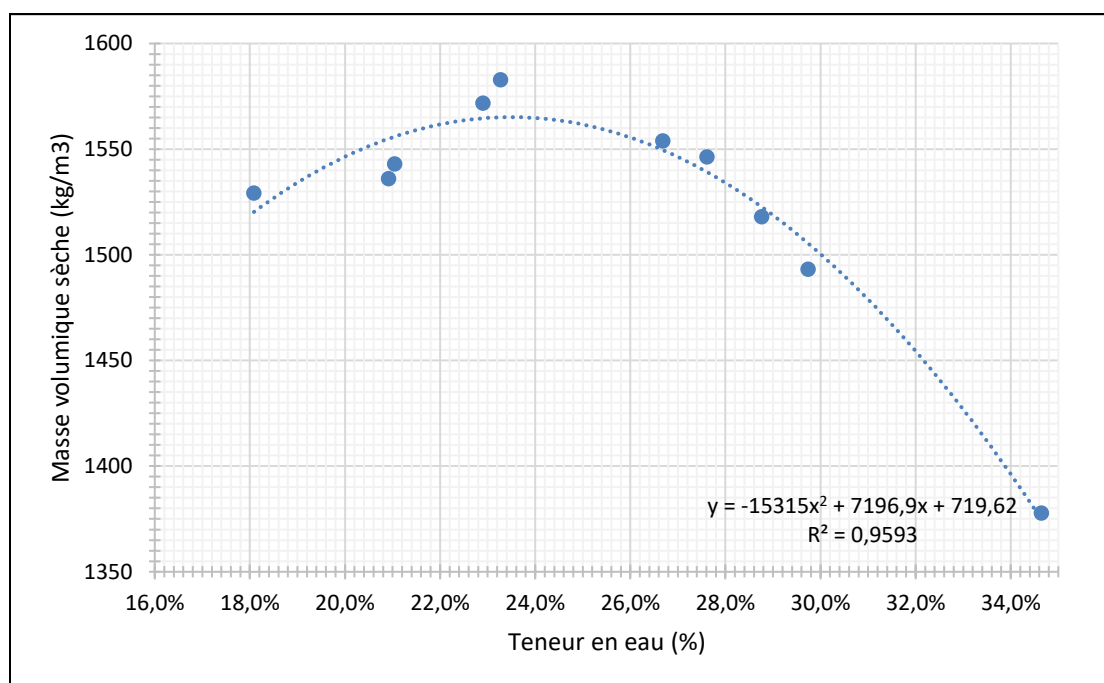


Figure 38 : Courbe Proctor du sol S3 (CH)

Tableau 10 : Résultats de l'essai Proctor pour les différents sols

Matériau	Teneur en eau optimale (%)	Masse volumique maximale sèche (kg/m ³)
S1	11,2	2045,8
S2	9,4	1846,4
S3	23,5	1565,1

3.1.3 Limites de consistance

Les valeurs des limites de consistance, pertinentes pour chaque type de sol, sont consignées dans le [tableau 11](#) suivant.

Tableau 11 : Résultats des essais de limite de consistance

Matériau	w _L (%)	w _P (%)	IL	I _P (%)
S1	21.1	12.6	1.1	8.5
S2	25.3	-	-	-
S3	74.6	25.3	1.0	49.3

3.1.4 Essai au bleu de méthylène

La moyenne des valeurs au bleu, calculée pour trois essais, pour chaque sol est consignée dans le [tableau 12](#) suivant.

Tableau 12 : Résultats des essais au bleu de méthylène

Matériau	S1	S2	S3
VB (cm ³ /g)	0,979	0,067	4,875

3.1.5 Densité relative des grains

Pour la détermination de la densité relative des grains, trois essais ont été effectués pour chaque sol. La valeur de Dr a été calculée avec une précision de 3 décimales. La moyenne

est calculée pour deux essais ayant un écart de D_r inférieur à 0.010. Les résultats sont consignés dans le [tableau 13](#) suivant.

Tableau 13 : Résultats des essais de densité relative

Matériau	S1	S2	S3
D_r	2.7602	2.7065	2.7888

3.1.6 Essai CBR

Trois essais ont été effectués pour chaque sol à des valeurs de teneur en eau et de masse volumique sèche proches des valeurs de Proctor optimales. La moyenne des résultats a été utilisée pour l'interprétation. Un exemple de diagramme contraintes – pénétrations est représentée à la [figure 39](#) et les valeurs de l'indice CBR calculés ([tableau 14](#))

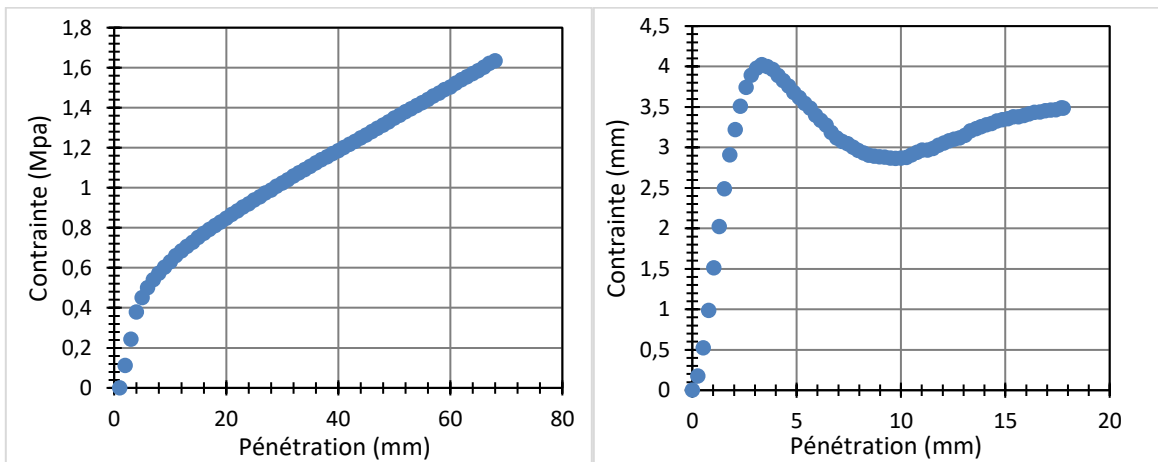


Figure 39 : Courbe contrainte – pénétration (a) du sol S1 et (b) du sol S2

Tableau 14 : Résultats des essais CBR pour les différents types de sol

Matériau	Teneur en eau W (%)	Masse volumique sèche γ_d (Kg/m ³)	CBR (%)	
			0,1 po. (2.54 mm)	0,2 po. (0.51 mm)
S1	10.6	2040.0	10.1	9.3
S2	9.9	1743.0	10.1	9.3
S3	28.0	1427.0	4.8	4.4

Le *tableau 15* présente un récapitulatif des résultats des essais de caractérisation effectués sur chaque matériau sélectionné.

Tableau 15 : Récapitulatif des caractéristiques géotechniques des matériaux

Matériau	Passant 5 mm (%)	Passant 80 µm (%)	Passant 2 µm (%)	Limite de liquidité W _L (%)	Valeur au Bleu (cm ³ /g)	Classification USCS	Densité relative D _r	Teneur en eau Optimale W _{opt} (%)	Masse volumique sèche optimale γ _{dopt} (Kg/m ³)
S1	94,68	61,17	11,49	21,09	0,9787	CL	2,7602	11,2	2045,8
S2	97,65	4,29	0,00	25,3	0,067	SP	2,7065	9,37	1846,4
S3	100,00	100,00	75,88	74,6	4,8749	CH	2,7888	23,5	1565,1

3.2 Essais de déflexion

Avant de débiter les essais de déflexion, la contrainte verticale à appliquer durant les essais a d'abord été modélisée sur WinJulea, en considérant trois types de chaussées : régionale, nationale et autoroute. Pour cela, une charge de 50 kN (environ 707 kPa) a été considérée, transmise à la chaussée par un pneu de référence circulaire de 150 mm de rayon équivalent, ce qui équivaut à une pression de 707 kPa. Avant cela, les trois structures de chaussée ont préalablement été dimensionnées sur Chaussée2. Les détails de la démarche de dimensionnement sont présentés à l'*annexe A*.

3.2.1 Contrainte verticale σ_v

Les résultats de la modélisation de la contrainte verticale au sommet du sol d'infrastructure sur Winjulea sont consignés dans le *tableau 16* suivant.

Tableau 16 : Résultats de σ_z sur WinJulea :

Type de chaussée	Contrainte verticale σ_z (kPa)
Régionale	20.66
Nationale	14.73
Autoroute	9.02

Ces résultats sont arrondis à des valeurs de 20, 15 et 10 kPa. Des essais de 30, 40 et 70 kPa sont aussi ajoutées à l'étude pour voir l'effet de contraintes plus élevées. Les hauteurs de chute de la masse sont ajustées pour pouvoir atteindre les valeurs de contrainte cible, pour un plateau de chargement de 300 mm de diamètre.

3.2.2 Propriétés physiques des sols compactés

Pour chaque cuve, les propriétés physiques des sols telles que le degré de saturation (*équation 27*), l'indice des vides (*équation 28*), la porosité totale n (*équation 29*) et le degré de compaction ont été déterminées à partir des résultats des essais donnés au *tableau 17*. Après la mise en place, la saturation a pu être suivie grâce aux capteurs Decagon et ProfilProbe, pour les cuves de silt (S1) et de sable (S2). Les différents teneurs en eau ont pu être monitorées et les degrés de saturation correspondant calculés. Les résultats sont consignés dans les *tableaux 17 et 18*.

$$S_r = \frac{W * G_s * (M_s / V_t)}{G_s \gamma_w - (M_s / V_t)} \quad \text{équation 27}$$

$$e = \frac{W * G_s}{S_r} \quad \text{équation 28}$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad \text{équation 29}$$

S_r : degré de saturation (%)

M_s : masse sèche de sol (kg)

G_s : densité relative

V_t : volume total de la cuve (m³)

W : teneur en eau (%)

γ_w : poids volumique de l'eau = 9.81 kN/m³ = 981 daN/m³

Tableau 17 : Propriétés physiques des cuves pour les essais de déflexion

Matériau	Masse de sol humide Mh (kg)	Masse de sol sec Ms (kg)	Volume total (m ³)	Indice des vides e	Masse volumique sèche ρ_d (kg/m ³)
Silt (S1)	1211.988	1108.577	0.74	0.8066	1768.15
Sable (S2)	1336.457	1233.091	0.748	0.6097	1906.65
Argile 1 (S3)	1009.736	537.789	0.681	2.7655	1035.9
Argile 2 (S3)	808.16	514.27	0.681	2.4653	1079.5

Tableau 18 : Teneurs en eau et degrés de saturation des cuves

Matériau	Degré de compaction (%)	Teneur en eau massique (%)	Degré de saturation (%)
Silt (S1)	86.4	9.3	32.0
		18.0	61.4
		25.8	88.3
Sable (S2)	103.3	8.2	36.2
		10.7	47.6
		14.2	63.2
		15.8	70.2
Argile (S3)	66.2	56.6	57.1
	69.0	87.7	99.2

3.2.3 Résultats obtenus

Les données de sortie d'un essai de déflexion effectués avec un LWD sont la valeur du module E et les historiques de charge et de déflexion. La valeur de module considérée est la moyenne des essais effectués aux trois emplacements dans la cuve, pour chaque valeur de

contrainte verticale. Le module est directement calculé par le logiciel du LWD, à partir de *l'équation 16*, montré au chapitre 1. Les valeurs de E_{LWD} , mesurées pour le sable à un degré de saturation de 30.8 % sont montrés au *tableau 19* en guise d'illustration.

Tableau 19 : Valeurs d' E_{LWD} en fonction de la charge et de la contrainte appliquée pour un sable à $S_r = 30.8 \%$

Charge (kN)	σ_{max} (kPa)	E_1 (Mpa)
1,072	15,166	84,591
1,486	21,028	84,359
2,185	30,907	84,238
2,898	41,005	84,313
4,987	70,554	87,598

Un exemple d'historique de charge et de déflexion est montré à la *figure 40*.

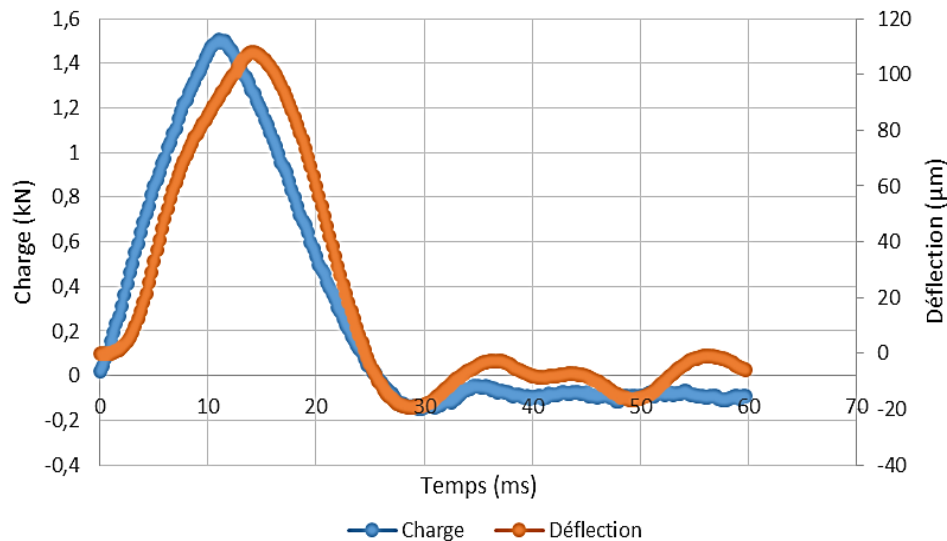


Figure 40 : Historiques de charge et de déflexion pour le sol S1 (silt) à $S_r=61.418 \%$ et $\sigma=30$ kPa

C'est à partir de ces historiques qu'ont été calculés l'énergie dissipée W_d et l'angle de phase ϕ , définis au chapitre 2.

3.2.4 Commentaires sur les essais de déflexion :

- Cas des essais à 10 kPa :

Pour les essais effectués à une contrainte verticale de 10 kPa, les historiques de charge et de déflexion sont incomplets. En effet, la cellule de charge ne commence pas à enregistrer les valeurs dès le début de l'essai (0 kN) mais plutôt à partir de 0.5 kN (*figure 41*). Il y a donc une insuffisance de données enregistrées durant l'essai, sûrement dû à la faible hauteur de chute qui ne laisserait pas le temps à la cellule de charge d'enregistrer toute la séquence de données. Ce fait avait également été noté par Soto (2013) pour ses essais à 25 mm de hauteur de chute.

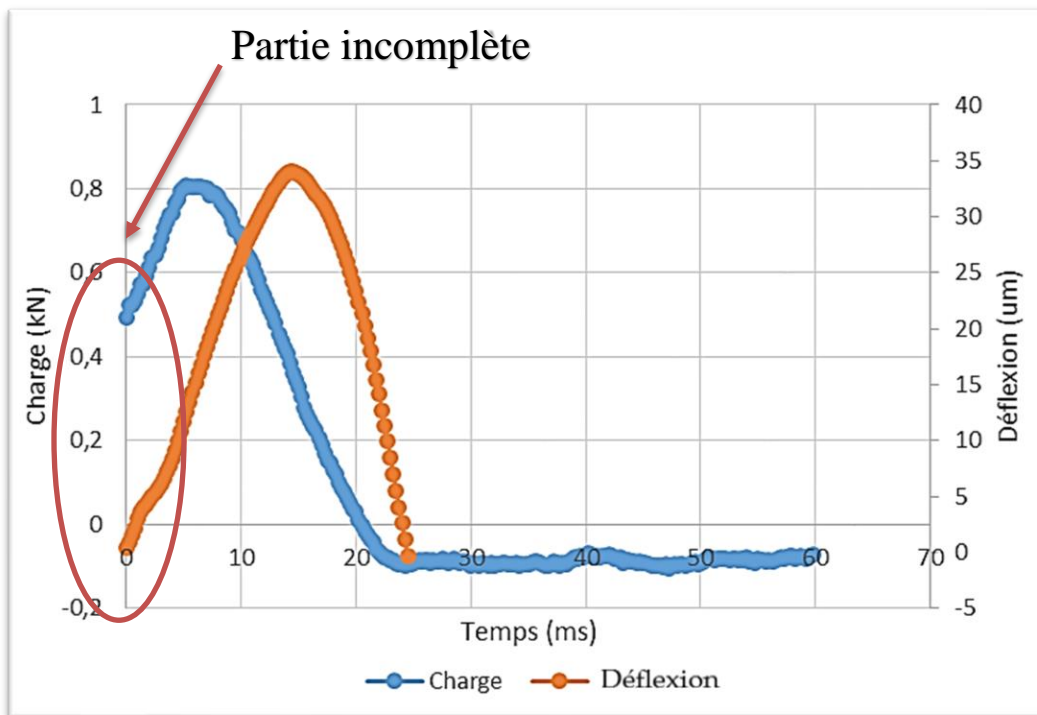


Figure 41 : Exemple d'un historique de charge incomplet à 10 kPa

➤ Cas des essais sur le sol S3 (CH) à 30, 40 et 70 kPa :

Les essais de déflexion sur le sol S3 (argile CH) n'ont pu être effectués que pour les contraintes verticales de 15, 20 et 30 kPa et non pour ceux à 30, 40 et 70 kPa. Les historiques de charge et de déflexion pour les essais à ces trois dernières contraintes ont révélé beaucoup de perturbations dans les signaux de charge et de déflexion. Ces perturbations consistent en des rebonds importants, c'est-à-dire, en deux pics de déflexion pour un même essai (voir *figure 42*), et peuvent remettre en cause la fiabilité de ces essais et de leurs résultats.

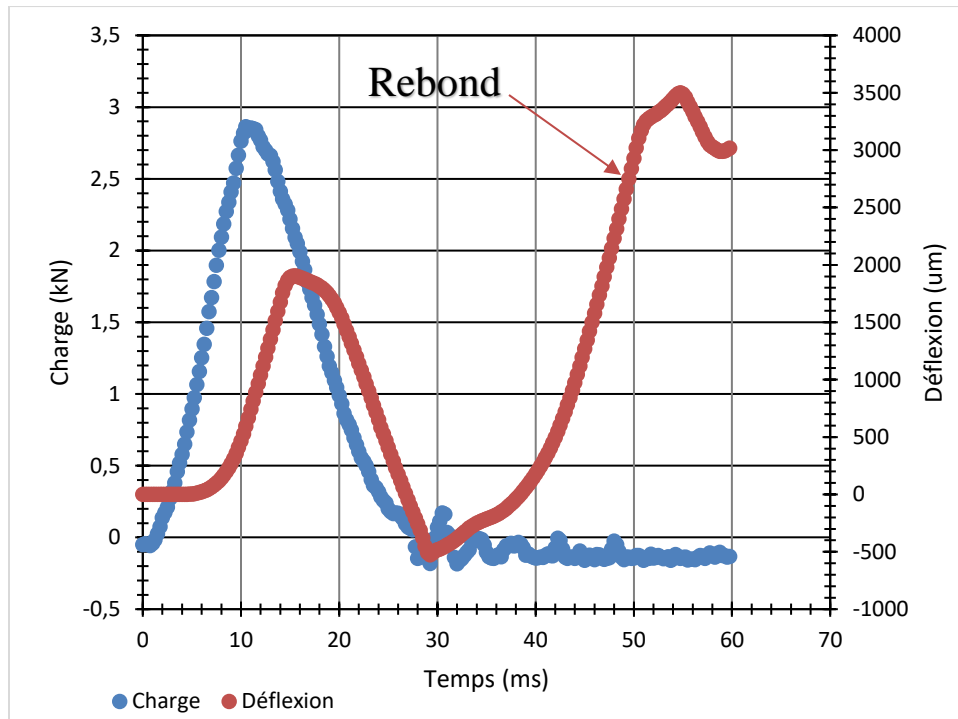


Figure 42 : Essai de déflexion avec rebond effectué sur le sol S3 (argile) à 40 kPa et $S_{r3} = 99.18 \%$

Ci-dessous se trouve le [tableau 20](#), qui récapitule les différents résultats et paramètres calculés à partir des essais de déflexion. La démarche suivie pour la détermination des ces paramètres est détaillée au chapitre 2 ainsi que dans les sections suivantes.

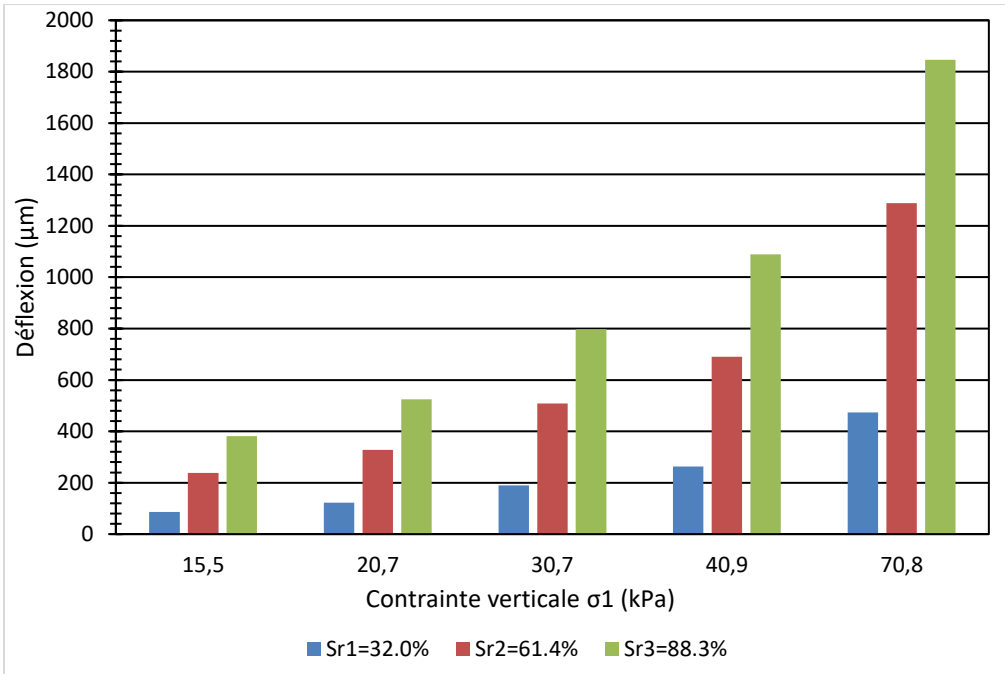
Tableau 20 : Tableau récapitulatif des paramètres viscoélastiques en fonction des degrés de saturation S_r pour les trois sols

Matériau	Degré de saturation S_r (%)	σ_{max} (kPa)	E (MPa)	ω (rad/s)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)	Fréquence (Hz)	Wd (kN* μ m)
Sol S2 (SP)	$S_{r1} = 36,2$	15,166	84,591	339,632	31,351	72,240	44,011	54,054	14,840
		21,028	84,359	304,845	31,536	71,900	44,123	48,518	34,028
		30,907	84,238	315,034	23,064	77,505	33,001	50,13	100,706
		41,005	84,313	334,608	30,355	72,754	42,608	53,254	190,361
		70,554	87,598	370,811	46,033	60,815	63,047	59,016	590,570
	$S_{r2} = 47,6$	15,298	81,940	330,694	25,263	74,10	34,970	52,632	11,522
		20,640	80,350	300,791	26,330	72,014	35,638	47,872	27,534
		31,058	79,932	314,159	29,500	69,569	39,360	50	84,862
		40,629	83,614	331,664	37,478	66,355	50,876	52,786	155,226
		70,145	87,590	364,830	47,613	59,048	64,695	58,065	550,053
	$S_{r2^*} = 63,2$	15,543	66,501	332,639	37,059	53,069	40,076	52,941	19,470
		20,440	65,877	295,293	32,898	55,312	35,781	46,997	39,468
		30,465	67,796	307,330	34,239	56,047	38,145	48,913	102,271
		40,564	68,964	325,929	40,980	52,064	45,226	51,873	200,316
		70,346	70,684	366,011	50,680	44,789	54,682	58,252	712,726
	$S_{r3} = 70,2$	15,390	62,844	335,600	36,855	50,285	37,6931	53,412	21,880
		20,481	63,140	292,998	31,244	53,983	32,7494	46,632	44,612
		30,471	63,235	315,914	42,235	46,819	42,5049	50,279	115,155
		40,489	64,568	324,992	40,345	49,211	41,8003	51,724	221,199

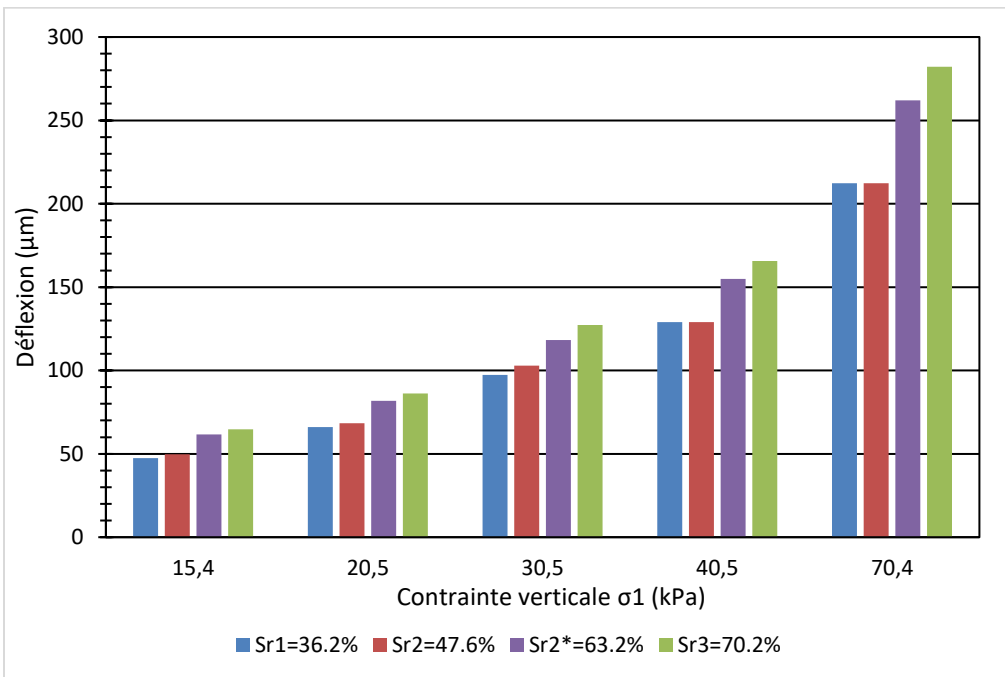
		70,447	65,881	364,830	54,000	38,724	53,2991	58,065	792,311
Sol S1 (CL)	Sr ₁ = 32,0	15,636	49,855	315,914	37,710	39,441	30,4941	50,28	29,016
		21,052	46,966	269,279	39,000	36,499	29,5565	42,86	66,932
		30,697	44,195	285,599	39,546	34,079	28,1383	45,45	180,403
		41,136	42,099	301,593	40,320	32,098	27,2401	48,00	367,910
		71,053	40,164	333,621	44,071	28,857	27,9358	53,10	1355,201
	Sr ₂ = 61,4	15,462	17,250	331,664	56,481	9,526	14,3817	52,79	121,631
		20,732	16,737	289,252	59,386	8,523	14,4042	46,04	251,755
		30,746	16,024	281,337	62,687	7,353	14,2375	44,78	690,876
		40,855	15,633	296,843	74,173	4,264	15,0403	47,24	1370,845
		70,785	14,500	334,608	104,379	-3,601	14,0456	53,25	4966,859
	Sr ₃ = 88,3	15,367	10,667	312,424	68,122	3,975	9,8984	52,79	238,540
		20,291	10,206	272,524	67,229	3,950	9,4110	49,72	488,498
		30,798	10,188	286,322	80,658	1,654	10,0529	43,37	797,156
		40,764	9,867	300,791	96,702	-1,152	9,7994	45,57	2433,658
		70,332	10,039	347,992	126,831	-6,018	8,0351	47,87	7302,786
Sol S3 (CH)	Sr ₁ = 57,1	15,516	5,668	333,620	107,257	-1,681	5,413	53,097	533,838
		20,550	5,328	297,625	106,105	-1,478	5,119	47,368	1110,834
		30,308	4,612	310,707	119,176	-2,248	4,026	49,451	2894,333
	Sr ₂ = 99,2	15,616	3,787	342,719	162,000	-3,602	1,170	54,545	899,028
		20,211	3,819	302,399	147,273	-3,213	2,065	48,128	1562,224
		30,309	3,652	327,818	174,783	-3,637	0,332	52,174	3648,346

3.2.4.1 Valeurs de déflexion mesurées

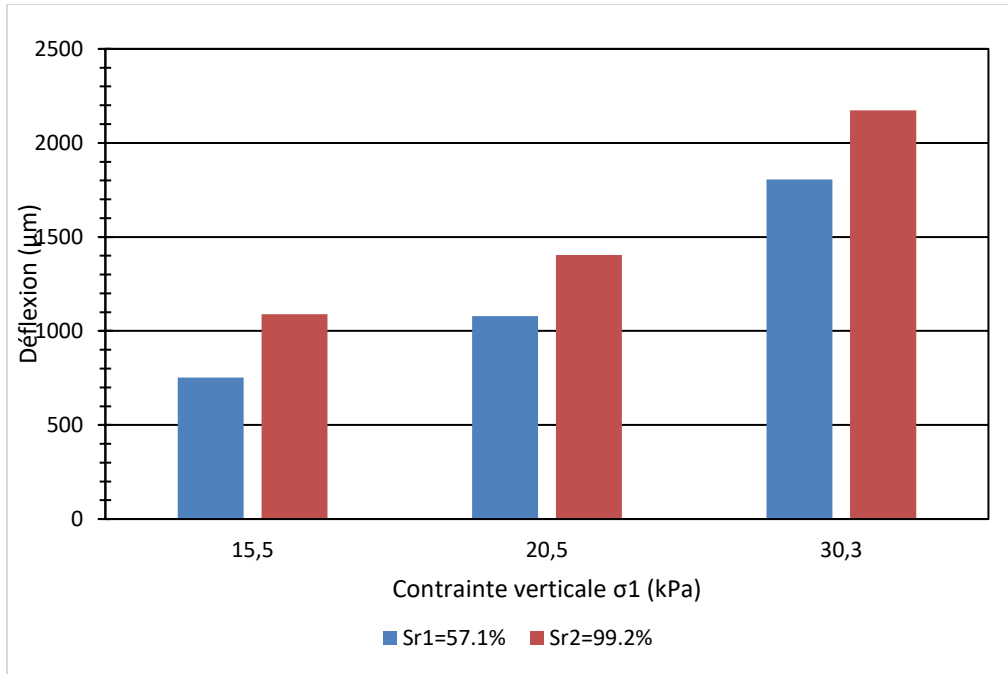
La valeur de la déflexion est, avec le module E_{LWD} , l'une des données de sortie du LWD qui peut être lue directement sur le mini-ordinateur de l'appareil. Les *figures 43.a, 43.b* et *43.c* présentent les valeurs de déflexion des trois sols à l'étude en fonction du degré de saturation S_r et de la contrainte appliquée σ . Ces deux paramètres ont une influence visible sur l'évolution des valeurs de déflexion. En effet, la déflexion augmente fortement lorsque la saturation du matériau augmente ; cet effet est plus prononcé pour les sols cohérents. Par exemple, lorsque la saturation du sol S1 (CL) passe de 32.0 à 61.4 puis 88.3 %, la déflexion moyenne passe de 226.7 à 610.8 puis 927 μm , soit une augmentation de 169.4 % et de 308.9 %. Pour le sable, lorsque S_r passe de 36.2 à 63.2 puis 70.2 %, la déflexion moyenne passe de 110.4 à 135.8 puis 145.15 μm , soit une augmentation de 23 % et 31.5%. Les sols cohérents ont donc plus tendance à se déformer que les sols pulvérulents. La contrainte σ influe également sur la valeur de déflexion mesurée : pour un même degré de saturation, la déflexion augmente lorsque la contrainte appliquée augmente quel que soit l'état de saturation du sol. Cet effet se fait également plus sentir sur les sols cohérents. En effet, le pourcentage d'augmentation de la déflexion lorsque σ augmente pour un même degré de saturation est plus important pour les sols S1 et S3 (CL et CH) que pour le sol S2 (SP). Quand la contrainte passe de 20 à 30 kPa au degré de saturation le plus faible pour chacun des sols, la déflexion augmente de : 47.4 % pour le sable, 54.1 % pour le silt et 67.4 % pour l'argile.



a)



b)



c)

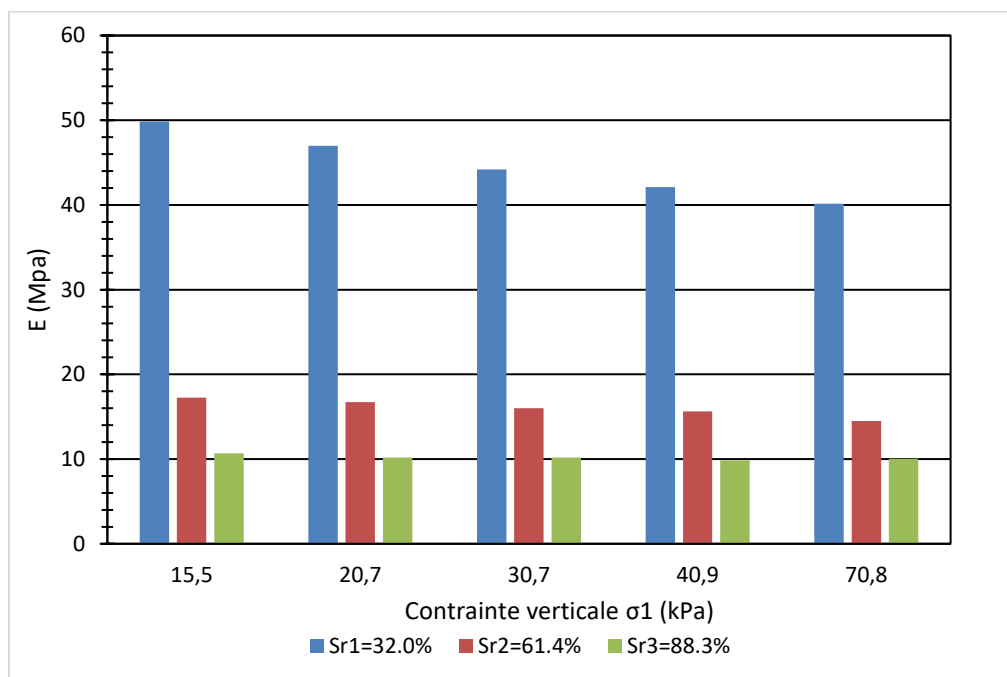
Figure 43 : Diagramme comparatif des valeurs de déflexion en fonction de la contrainte verticale et du degré de saturation pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH)

3.2.4.2 Module élastique E_{LWD}

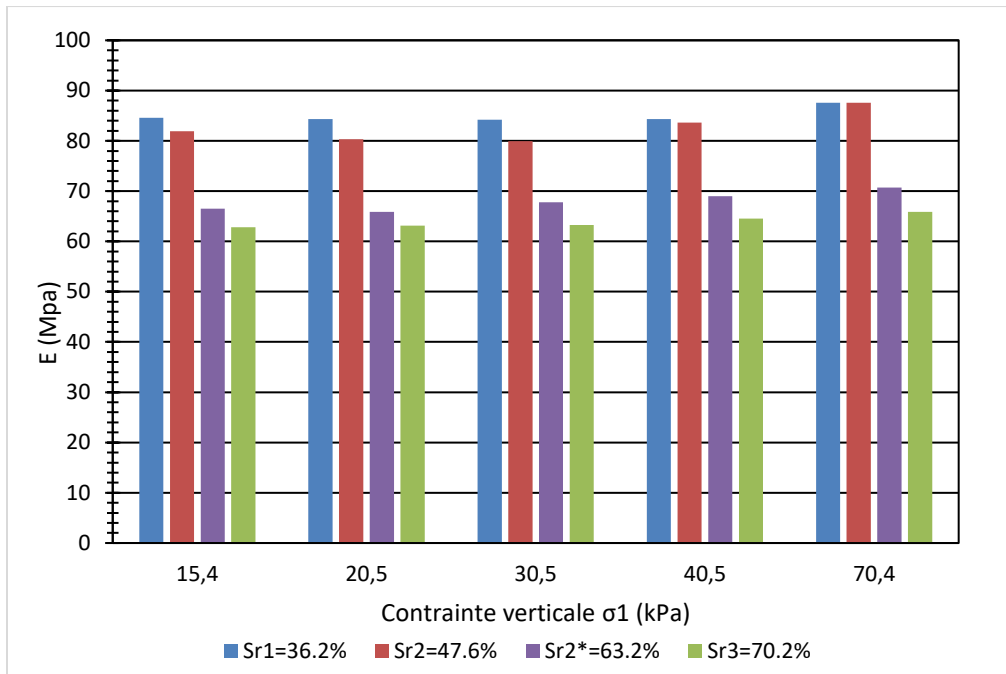
Les *figures 44.a, 44.b* et *44.c* ainsi que le *tableau 20* montrent la variation du module en fonction du type de sol, de la contrainte verticale appliquée et du degré de saturation. Les modules mesurés pour les sols cohérents S1 et S3 sont plus faibles que ceux mesurés pour le sable S2. En guise d'illustration, la valeur moyenne d' E_{LWD} à la teneur en eau optimale et au degré de saturation correspondant Sr_1 , est de 44.66 Mpa pour S1, 85 MPa pour S2 et 5.2 MPa pour S3. Les valeurs d' E_{LWD} sont également influencées par le degré de saturation Sr pour tous les types de sol. Lorsque Sr augmente, E_{LWD} diminue quel que soit la contrainte appliquée. Cet effet est encore plus ressenti pour les sols cohérents (S1 et S3) que pour le sable S2. En effet, lorsque le Sr du silt S1 passe de 32.0 à 61.4 %, le module chute en moyenne de 25 à 30 MPa soit une baisse d'environ 63% en fonction de la contrainte appliquée. Quand Sr passe de 61.42 à 88.3 %, la valeur de E_{LWD} baisse d'environ 4 à 5 MPa. Pour le sol S3 (CH), quand Sr passe de 57.1 % à 99.2 %, la valeur de module baisse de 28 %, passant en moyenne de 5.2 à 3.75 MPa. Pour le sol S2 (SP), l'effet de la saturation existe même s'il est

moins prononcé. Ainsi, pour des valeurs de saturation passant de 36.2 à 47.6, 63.2 et 70.2 %, le module moyen passe respectivement de 85.02 à 82.69 MPa, 67.964 et 63.934 MPa, soit une baisse maximale de 24.8 %.

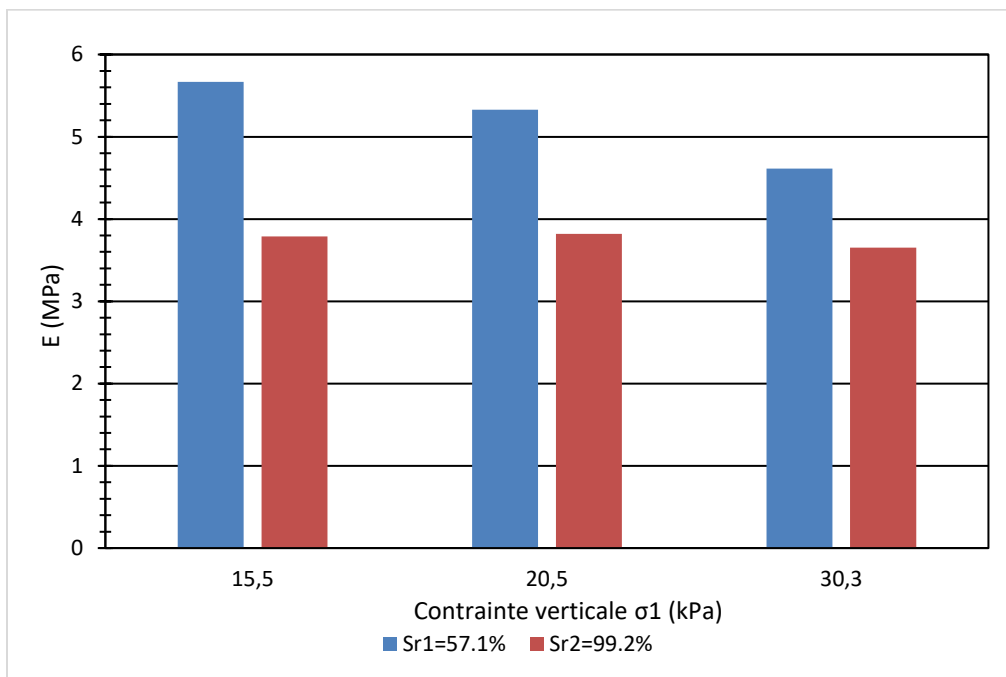
En parallèle au degré de saturation, l'effet de la contrainte verticale est moins prononcé et varie selon le type de sol. Pour le sol S2 (SP), au degré de saturation le plus faible $S_{r1}=36.1$ %, la valeur de module reste sensiblement égale à 84 MPa quel que soit la valeur de σ appliquée. Aux S_r supérieurs, elle oscille légèrement d'un MPa autour d'une valeur moyenne de 81 MPa pour S_{r2} , 67 MPa pour S_{r3} et 63 MPa pour S_{r4} . La seule différence notable se situe au niveau des contraintes très élevées (70 kPa) où il y a une augmentation de 2 à 4 MPa par rapport au module à 40 kPa pour les trois sols. Pour les sols cohérents, les constats sont similaires. Pour l'argile, les valeurs d' E_{LWD} varient assez légèrement quel que soit la contrainte appliquée : elles oscillent autour 5 MPa à S_{r1} et de 3 MPa à S_{r2} . Pour le sol S1 (CL), le module diminue lorsque σ augmente : quand la contrainte passe de 15 à 70 kPa à S_{r2} , le module passe de 17.3 à 14.5 MPa soit une baisse de 16.2 % et à S_{r1} , cette baisse est de 19.4 % à S_{r1} , avec un module qui passe de 49.9 à 40.2 MPa. L'effet de la contrainte sur le module est encore moins visible à des degrés de saturation élevés. Le module est quasi constant à l'état « saturé » quel que soit la contrainte : 10 Mpa pour le silt S1, 3 MPa pour l'argile S3, environ 63 MPa pour le sable S2.



a)



b)

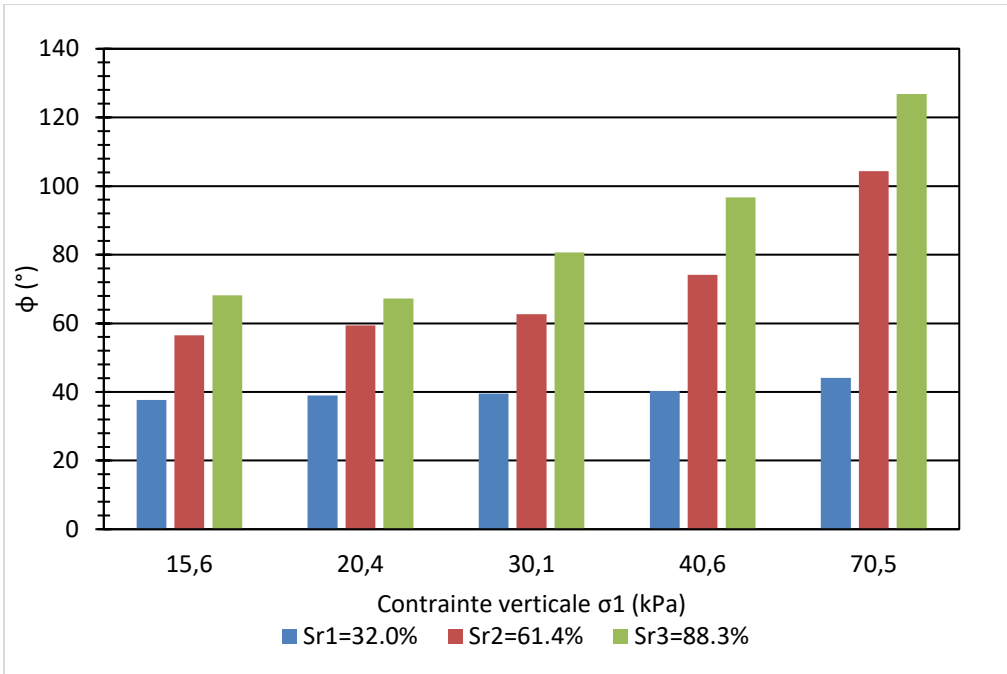


c)

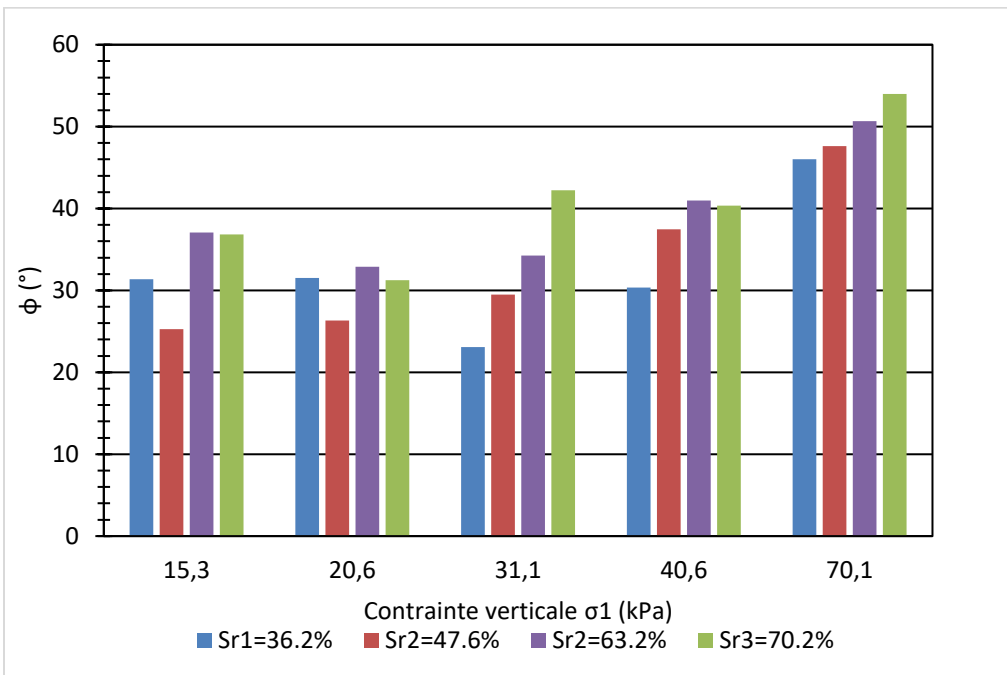
Figure 44 : Diagramme comparatif de E_{LWD} en fonction de la contrainte verticale et du degré de saturation pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH)

3.2.4.3 Valeurs calculées de l'angle de phase

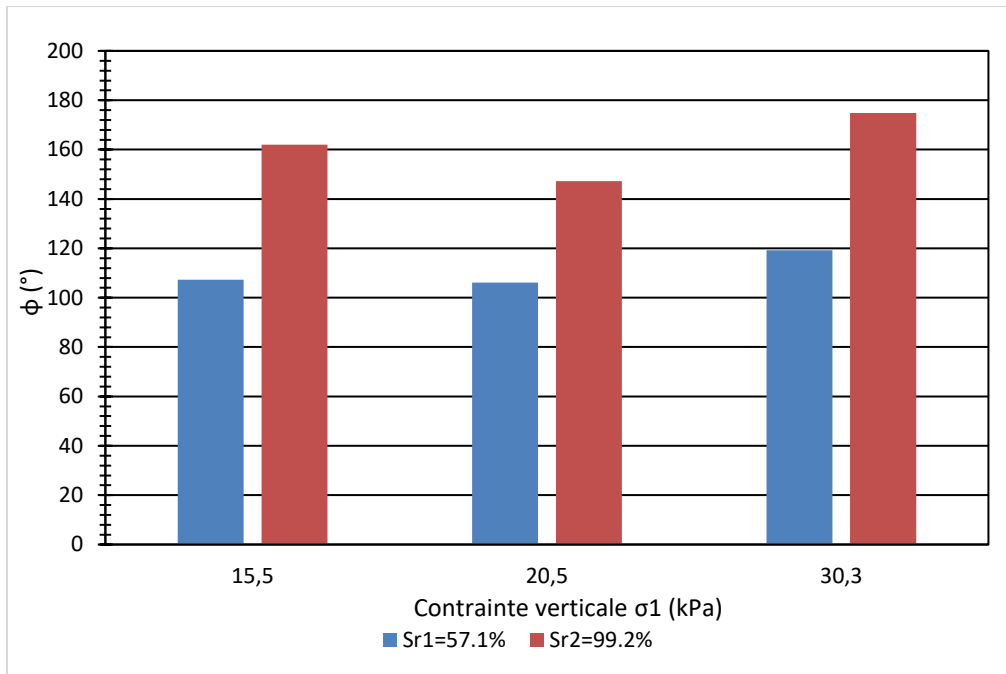
L'angle de phase ϕ est un des paramètres viscoélastiques qui est à l'étude dans ce projet. Ces valeurs ont été calculées, en fonction du temps de chargement et du décalage temporel entre le maximum de charge et le maximum de déflexion, avec les *équations 6 et 7* présentées au chapitre 1. Les résultats des essais sont présentés aux *figures 45.a, 45.b et 45.c*, en fonction du sol, du degré de saturation S_r et de la contrainte appliquée σ . D'après ces résultats, ϕ est influencé par le type de sol, la saturation et la contrainte appliquée. En effet, les valeurs d'angle de phase sont plus importantes pour les sols cohérents S1 et S3 (CL et CH) que pour le sol pulvérulent S2 (SP). La valeur moyenne de ϕ varie de 32.5 à 33.2, 39.2 et 40.9 ° pour les quatre degrés de saturation du sable S2. Pour le sol S1, elles varient de 40.1 à 71.4 et 87.9 ° et pour S3 de 110.9 à 161.4 °. Ainsi, plus le sol est fin, plus son angle de phase est important. Le degré de saturation S_r influe également sur les valeurs de ϕ . Celles-ci augmentent lorsque la saturation devient plus importante, et cela pour les trois sols étudiés sauf pour le sol S2 (sable) à faibles contraintes (15 et 20 kPa). Ainsi, la valeur moyenne de ϕ augmente de 78.1 % et 23.1 % pour S1 et de 45.5 % pour S3. Pour S2, cette augmentation est de 2.15%, 18.1 % et de 4.3 %. La contrainte σ exerce aussi une certaine influence sur ϕ , et celle-ci est plus importante à des valeurs de S_r élevées. En effet, si on prend l'exemple du sol S1, pour un $S_r=32.0$ %, la valeur de ϕ augmente de 17% lorsque la contrainte passe de 15 à 70 kPa. Pour un $S_r=88.3$ %, le pourcentage d'augmentation de ϕ passe à 86.19 %. Donc, plus le sol est saturé, plus la contrainte a un effet sur l'angle de phase.



a)



b)



c)

Figure 45 : Diagramme comparatif des angles de phase en fonction du degré de saturation, de la contrainte verticale pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH)

3.2.4.4 Energie dissipée

L'énergie dissipée W_d est le deuxième paramètre viscoélastique étudié dans ce projet. C'est la surface contenue dans la boucle d'hystérésis du diagramme charge-déflexion. Elle est obtenue par un calcul de surface, en soustrayant l'énergie élastique (surface 2) de l'énergie totale (surface 1), telle qu'illustrée à la [figure 8](#) du chapitre 1. La [figure 46](#) est une illustration d'un diagramme charge-déflexion et de la boucle d'hystérésis de chargement pour le sol S1 (silt) à une contrainte verticale de 20 kPa pour les 3 degrés de saturation obtenus. Le [tableau 21](#) présente les valeurs de W_d en fonction de la contrainte verticale et du degré de saturation $S_r = 61.4\%$, toujours pour le sol S1.

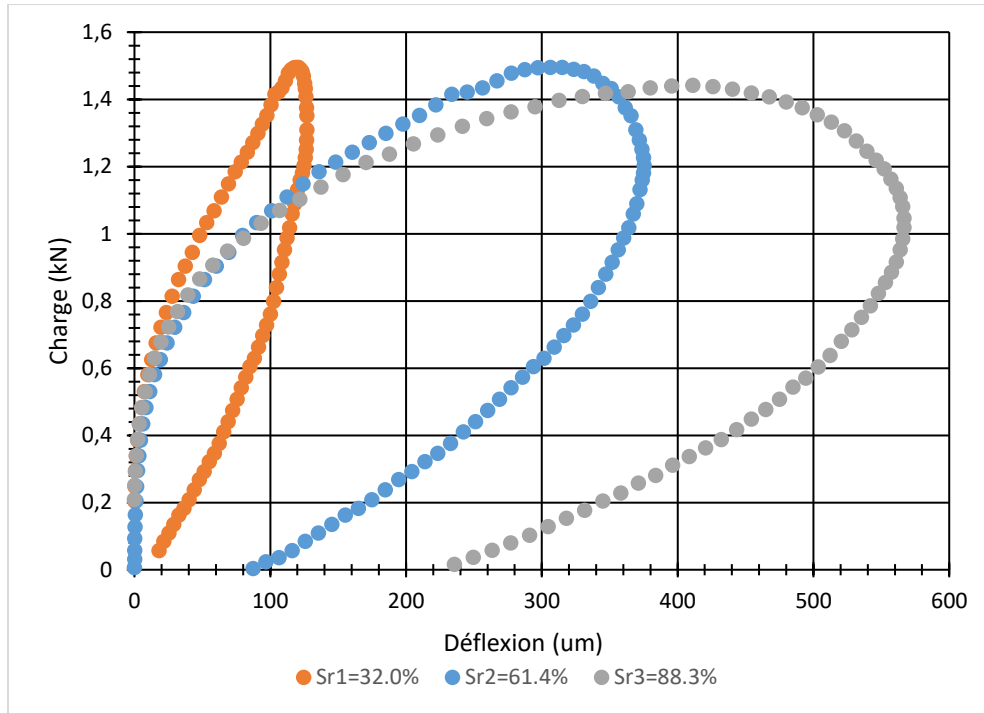


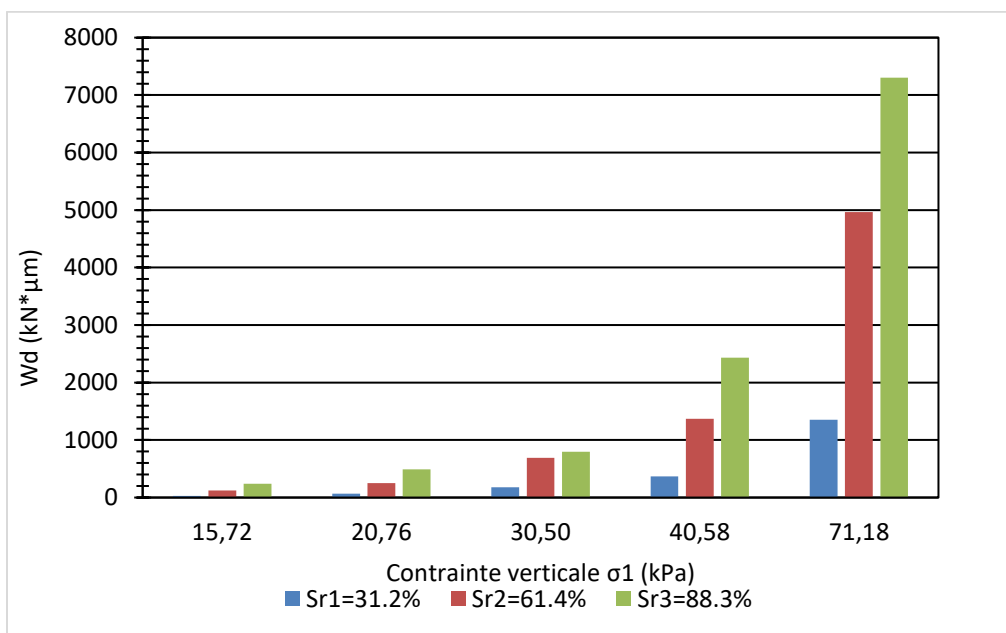
Figure 46 : Diagramme de charge-déflexion pour le sol S1 (silt) pour une contrainte de 20 kPa et un amortissement de 3 tampons

Tableau 21 : Valeurs de Wd pour le sol (S1) en fonction des contraintes appliquées à Sr=61.42 %

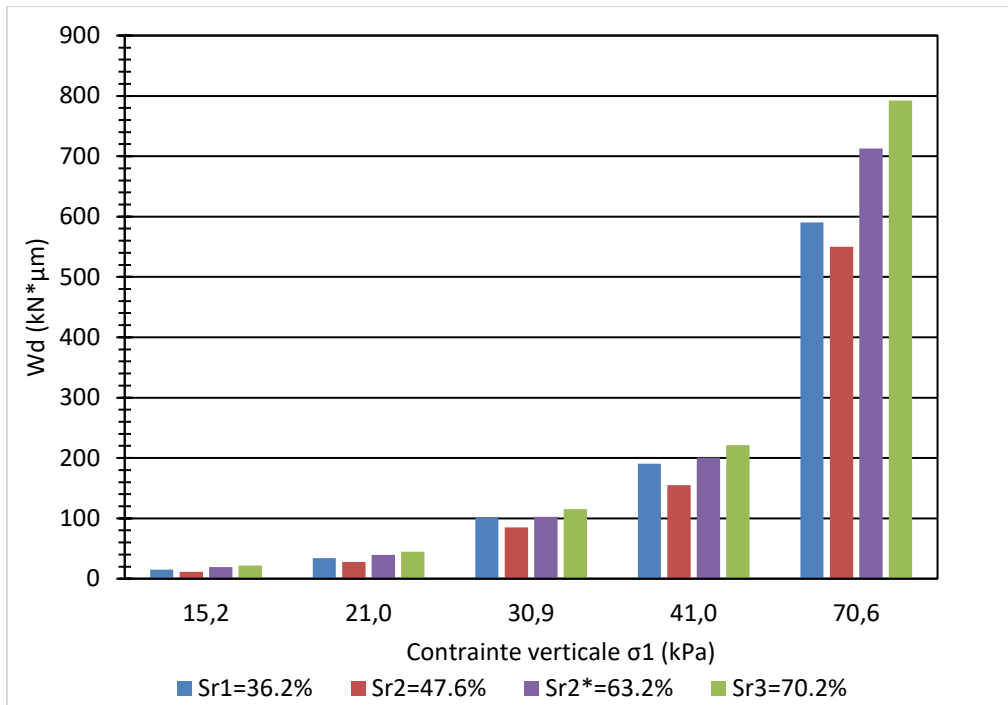
Contraintes (kPa)	Surface 1 (kN*µm)	Surface 2 (kN*µm)	Wd (kN*µm)
15,46	199,38	77,75	121,63
20,73	363,84	112,09	251,76
30,75	885,02	194,15	690,88
40,86	1620,75	249,90	1370,85
70,79	5304,72	337,86	4966,86

L'énergie dissipée est un paramètre qui est influencé à différents degrés par le type de sol, la saturation et la contrainte verticale appliquée (*figure 47.a, 47.b et 47.c*). En effet, d'après les observations, les valeurs de Wd sont plus élevées pour les sols fins cohérents S1 et S2 (silt et argile) que le sol pulvérulent (sable). Par exemple, au degré de saturation le plus faible et à une contrainte verticale de 30 kPa, la valeur de Wd est de 100.71 kN*µm pour le sable, 180.41 kN*µm pour le sol CL et 2894.33 kN*µm pour le sol CH. Cette tendance est

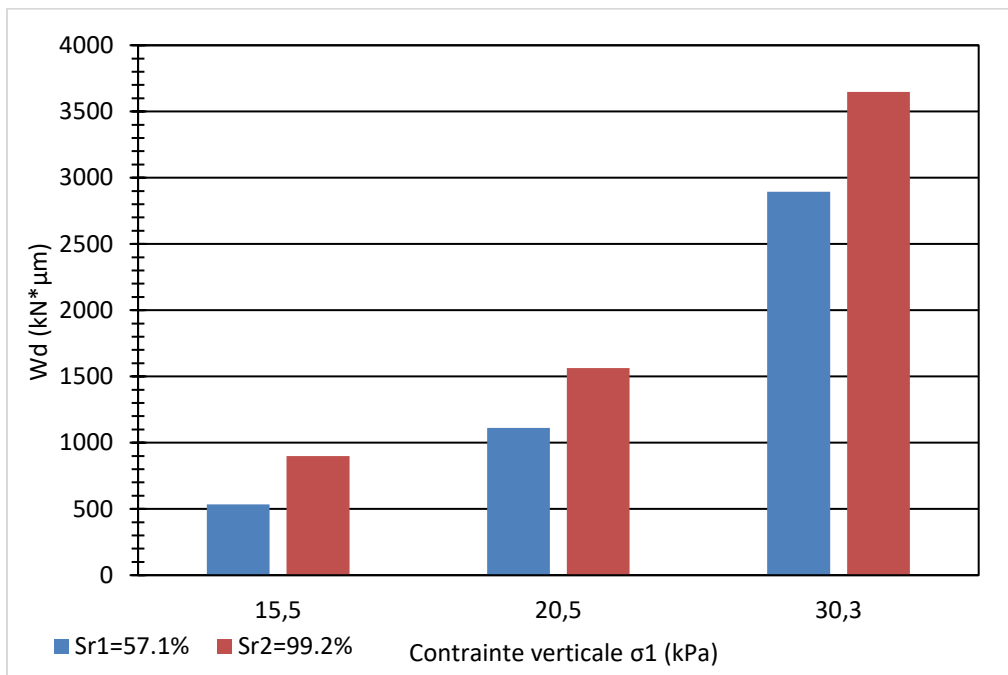
maintenue pour les autres valeurs de contrainte et de saturation également (voir [tableau 20](#)). Le degré de saturation agit également sur l'énergie dissipée. En effet, lorsque S_r augmente, W_d augmente également quel que soit la contrainte appliquée. Par exemple, pour le sol S1, quand S_r passe de 61.4 % à 88.3 %, la valeur de W_d varie de 690.87 à 797.16 kN* μ m soit une augmentation de 15.38%; pour le sol S2, W_d varie de 84.86 à 115.16 kN* μ m soit 35.71 % d'augmentation quand S_r passe de 47.6 à 70.2 % ; pour le sol S3, W_d varie de 2894.3 à 3648.4 kN* μ m soit 26.05% d'augmentation quand S_r passe de 57.09 à 99.2 %. Il est aussi intéressant de noter que cette augmentation est plus importante pour les sols cohérents que pour les sols pulvérulents. La contrainte verticale a également un effet assez visible sur la valeur de W_d . En effet, pour un même degré de saturation, la valeur de W_d augmente quand σ augmente, à l'exception du cas du sol S2 entre 15 et 20 kPa. En guise d'exemple, lorsque la contrainte passe de 20 à 30 kPa, W_d passe de 251.8 à 690.9 kN* μ m à $S_{r2}=61.5$ % pour le sol S1, soit 174.4 % d'augmentation. Pour le sol S2 (SP), cette augmentation est de 158%, pour W_d qui passe de 39.5 à 102.3 kN* μ m pour un $S_{r3}=63.2$ %. Pour le sol S3 (CH), W_d augmente de 1110.8 à 2894.3 kN* μ m soit de 160.55 % pour un degré de saturation $S_{r1}=57.1$ %. L'effet de la contrainte est aussi plus important pour les sols cohérents (CL et CH) que pour le sol pulvérulent (SP). Les observations faites pour l'évolution de l'énergie dissipée sont assez similaires à celles de l'angle de phase, du module et de la déflexion, la valeur de W_d étant indirectement liée à celle de la déflexion maximale.



a)



b)



c)

Figure 47 : Diagramme comparatif de l'énergie dissipée en fonction du degré de saturation, de la contrainte verticale pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH)

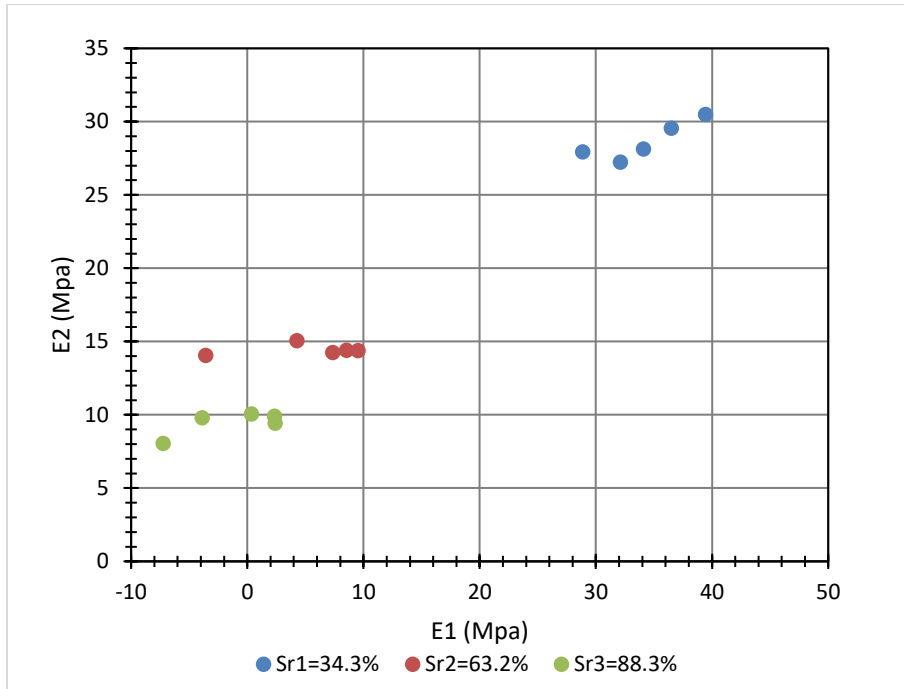
3.2.4.5 Représentation dans le plan complexe et l'espace de Black

Les représentations d'espace de Black et de plan complexe ou Cole – Cole ont été utilisées pour une meilleure compréhension des résultats des essais. Dans ce cas, le module élastique E_{LWD} remplace le module dynamique dans l'espace de Black et dans les calculs de E_1 et E_2 (*équations 9 et 10*), montrés au chapitre 1. Les résultats de calculs de module et d'angle de phase sont consignés dans le *tableau 20*.

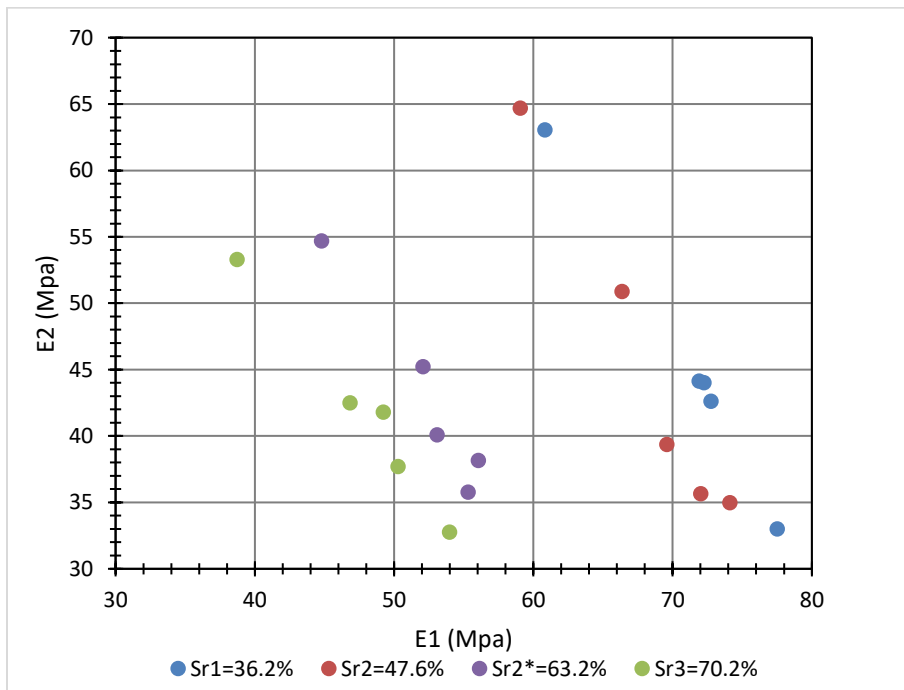
➤ Plan complexe ou plan Cole – Cole :

Les représentations dans le plan Cole – Cole ou plan complexe sont présentées aux *figures 48.a, 48.b et 48.c* et à *l'annexe A*. Les valeurs de E_1 et de E_2 sont décroissantes lorsque la saturation augmente pour les trois sols. Cela s'explique par le fait que les deux sont fonction de E , qui lui-même décroît lorsque le degré de saturation augmente. Les points sont assez regroupés pour les sols cohérents S1 et S3, démontrant ainsi une faible influence de la contrainte verticale, contrairement au sol pulvérulent S2.

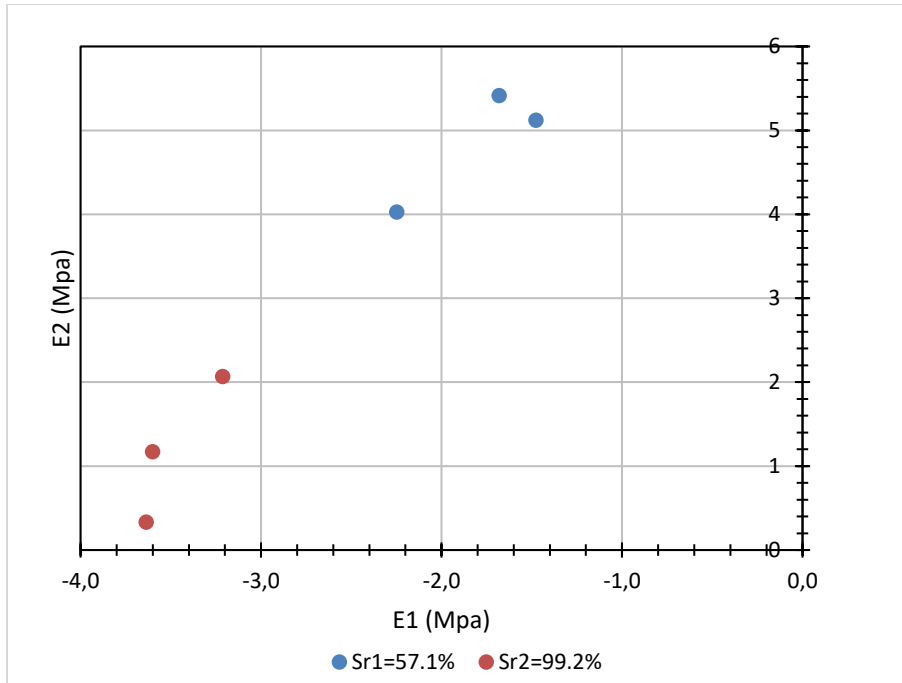
Les valeurs négatives de E_1 pour S1 et S3 sont assez inhabituelles par rapport à ce qui est noté pour les essais de traction – compression effectués sur les matériaux bitumineux. Le module E_1 étant une fonction du cosinus de l'angle de phase ϕ , il devient négatif dès que celui-ci est supérieur à 90° . Les fortes valeurs de ϕ enregistrées durant les essais (*tableau 20*) peuvent s'expliquer par le fait que les essais de déflexion sont faits à de très hautes fréquences (entre 46 et 59 Hz), plus élevées que celles des essais de traction-compression faits sur les matériaux bitumineux (entre 0.03 et 15 Hz (Carter & Perraton, 2002)).



a)



b)



c)

Figure 48 : Exemple d'un plan Cole - Cole pour les sols a) S1 (CL), b) S2 (SP) et c) S3 (CH)

➤ Espace de Black :

Les valeurs de module E et d'angle de phase ϕ sont représentées dans l'espace de Black. Cette représentation permet de confirmer l'effet important du degré de saturation S_r sur les valeurs de module E et celles de l'angle de phase ϕ . En revanche, la contrainte σ agit assez faiblement sur E et de manière plus importante sur ϕ . L'effet de σ semble également plus prononcé aux degrés de saturation les plus élevés car les écarts entre valeurs de ϕ d'un point à l'autre sont plus importants à S_{r3} qu'à S_{r2} et S_{r1} .

Cette représentation a aussi permis de corrélérer l'angle de phase ϕ au module E_{LWD} pour chaque degré de saturation et chaque type de sol (voir exemple pour le sol S1 à la [figure 49](#)). Ainsi, pour chaque cas, une équation qui permet de prédire la valeur du module par le biais de l'angle de phase a été mise en place, et pour le cas inverse également. Les relations obtenues sont consignées dans le [tableau 22](#) suivant. Les représentations dans l'espace de Black pour les trois sols sont présentées à [l'annexe C](#).

Le coefficient de détermination R^2 , calculé dans chaque cas, a permis de quantifier la qualité de prédiction des équations. Il est compris entre 0 et 1, et plus la valeur s'approche de 1, plus la prédiction est exacte. Au vu des valeurs qui sont globalement satisfaisantes (de 0.45 à 0.93 avec une moyenne de 0.78), il semble exister un lien assez fort entre le module et l'angle de phase. Cela pourra être utilisé ultérieurement dans la mise en place d'un modèle de prédiction du module par exemple.

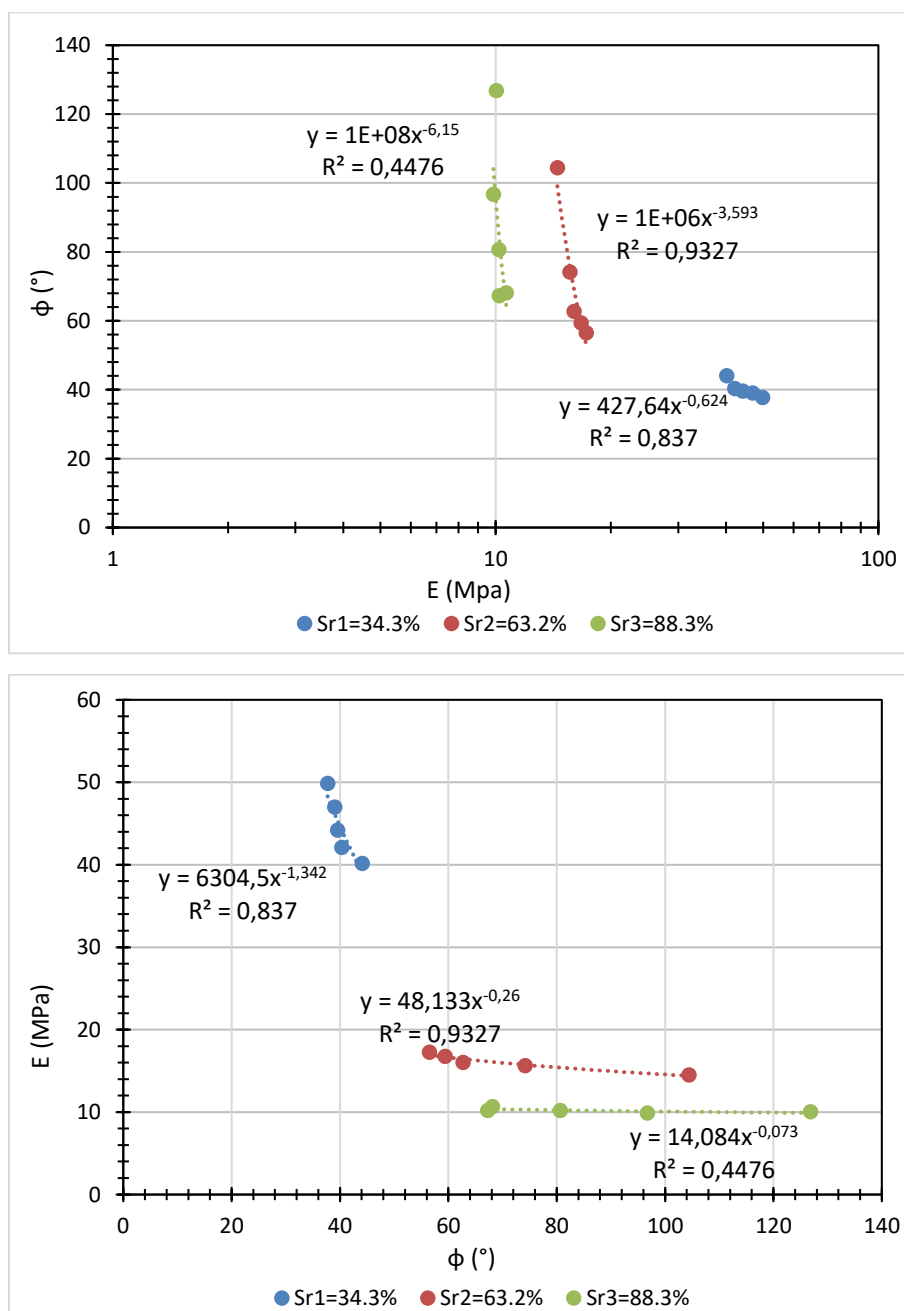


Figure 49 : Exemple de représentation pour le sol S1 (CL) a) du module E en fonction de l'angle de phase ϕ (espace de Black) et b) de ϕ en fonction de E

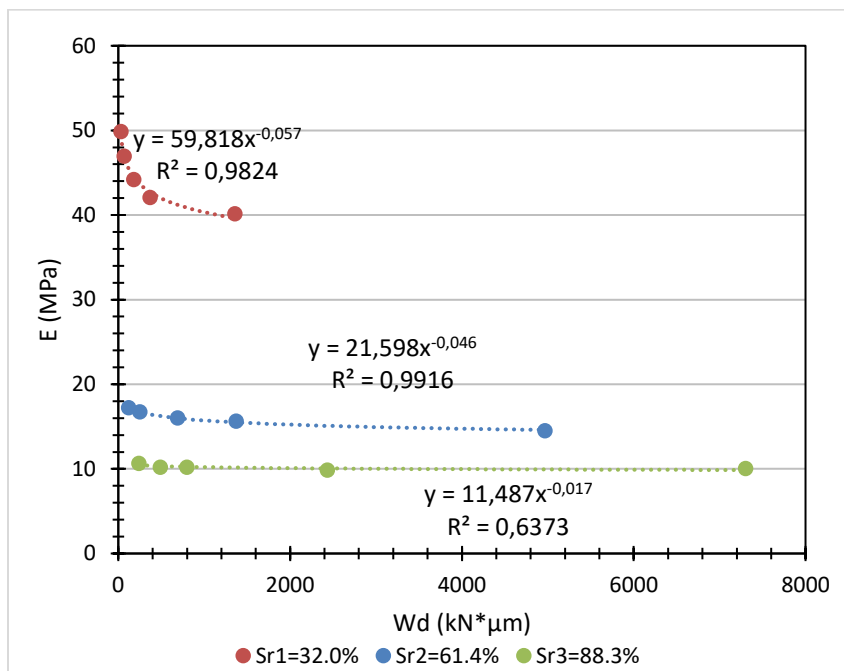
Tableau 22 : Relations reliant ϕ et E_{LWD} en fonction du type de sol et du S_r

Matériau	Degré de saturation S_r (%)	Relation	Coefficient de détermination R^2
S1 (silt)	$S_{r1} = 31.968 \%$	$\phi = 427.64 * E_{LWD}^{-0.624}$ $E_{LWD} = 6304.5 * \phi^{-1.342}$	0.837
	$S_{r2} = 61.418 \%$	$\phi = 10^6 * E_{LWD}^{-3.593}$ $E_{LWD} = 48.133 * \phi^{-0.26}$	0.9327
	$S_{r3} = 88.285 \%$	$\phi = 10^8 * E_{LWD}^{-6.15}$ $E_{LWD} = 14.084 * \phi^{-0.073}$	0.4476
S2 (sable)	$S_{r1} = 36.209 \%$	$\phi = 6^{-24} * E_{LWD}^{12.822}$ $E_{LWD} = 69.093 * \phi^{0.06}$	0.7693
	$S_{r2} = 47.614 \%$	$\phi = 2^{-11} * E_{LWD}^{-6.4017}$ $E_{LWD} = 53.664 * \phi^{0.1243}$	0.7955
	$S_{r2^*} = 63.214 \%$	$\phi = 3^{-9} * E_{LWD}^{5.5314}$ $E_{LWD} = 39.455 * \phi^{0.1487}$	0.8224
	$S_{r3} = 70.238 \%$	$\phi = 5^{-14} * E_{LWD}^{8.2764}$ $E_{LWD} = 47.406 * \phi^{0.0809}$	0.6695
S3 (argile)	$S_{r1} = 57.09 \%$	$\phi = 279.56 * E_{LWD}^{-0.563}$ $E_{LWD} = 6973.8 * \phi^{-1.531}$	0.8619
	$S_{r2} = 99.183 \%$	$\phi = 12921 * E_{LWD}^{-3.317}$ $E_{LWD} = 13.625 * \phi^{-0.254}$	0.8418

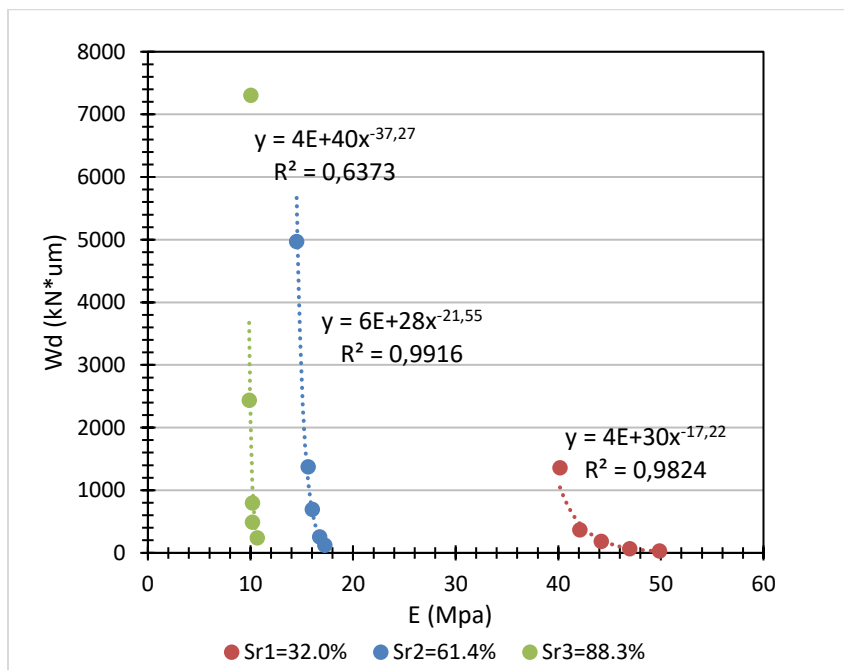
➤ Energie dissipée

De la même manière que l'angle de phase, l'énergie dissipée a également été corrélée au module E_{LWD} (voir exemple pour le sol S1 à la [figure 50.a](#) et [50.b](#), les représentations pour les deux autres sols sont présentées à l'[annexe C](#)). Cette représentation permet de mieux comprendre l'effet de la saturation sur les valeurs de modules et d'énergie dissipée. En effet, l'augmentation du module E et la baisse de Wd quand S_r diminue est plus visible.

Les relations qui relient ces deux paramètres sont de type puissance et sont résumées dans le [tableau 23](#). La prédiction du module E obtenue est assez satisfaisante avec des coefficients R^2 qui varient entre 0.46 et 0.99, avec une moyenne de 0.79.



a)



b)

Figure 50 : Exemple de représentation pour le sol S1 (silt) a) du module E en fonction de l'énergie dissipée et b) de Wd en fonction de E

Tableau 23 : Relations reliant Wd et ELWD en fonction du type de sol et du Sr

Matériau	Degré de saturation S_r (%)	Relation	Coefficient de corrélation R^2
S1 (CL)	$S_{r1} = 31.968 \%$	$Wd = 4^{30} * E^{-17.22}$ $E = 59.818 * Wd^{-0.057}$	0.9824
	$S_{r2} = 61.418 \%$	$Wd = 6^{28} * E^{-21.55}$ $E = 21.598 * Wd^{0.046}$	0.9916
	$S_{r3} = 88.285 \%$	$Wd = 4^{40} * E^{-37.27}$ $E = 11.487 * Wd^{-0.017}$	0.6373
S2 (SP)	$S_{r1} = 36.209 \%$	$Wd = 2^{-110} * E^{57.864}$ $E = 82.046 * Wd^{0.0079}$	0.457
	$S_{r2} = 47.614 \%$	$Wd = 3^{-56} * E^{29.927}$ $E = 76.398 * Wd^{0.0182}$	0.5451
	$S_{r2*} = 63.214 \%$	$Wd = 2^{-85} * E^{47.357}$ $E = 62.146 * Wd^{0.0193}$	0.9124
	$S_{r3} = 70.238 \%$	$Wd = 4^{-119} * E^{66.698}$ $E = 59.984 * Wd^{0.0134}$	0.895
S3 (CH)	$S_{r1} = 57.09 \%$	$Wd = 5^8 * E^{-24.83}$ $E = 12.431 * Wd^{-0.123}$	0.9776
	$S_{r2} = 99.183 \%$	$Wd = 3^{17} * E^{7.92}$ $E = 4.6263 * Wd^{-0.028}$	0.6978

3.2.5 Interprétation des résultats des essais de déflexion

Il ressort des résultats des essais de déflexion que les données de sortie directes des essais de déflexion effectués avec le LWD, que sont la déflexion et le module, sont influencés par le type de sol, la contrainte verticale appliquée et le degré de saturation. Les sols cohérents (CL et CH) ont des valeurs de modules plus faibles et des valeurs de déflexion plus élevées que celles du sol pulvérulent (SP). Ce résultat est conforme au comportement connu des sols car la capacité de déformation des sols cohérents est plus importante que celle des sols pulvérulents et ils sont également connus pour avoir une plus faible rigidité. Le type de sol

influe également sur les paramètres viscoélastiques calculées à partir des historiques de charge et de déflexion. En effet, les valeurs d'angle de phase et d'énergie dissipée sont plus importantes pour le silt et l'argile que pour le sable. Ainsi, le décalage temporel entre l'application de la charge et la réponse du matériau est plus important pour un silt ou une argile que pour un sable ; de même, la dissipation d'énergie lors de l'application de la charge, qui est un des signes de viscoélasticité d'un sol, est beaucoup plus importante chez les sols cohérents que chez ceux pulvérulents. Cela confirme donc une viscoélasticité plus prononcée chez les sols cohérents que chez ceux pulvérulents.

Le degré de saturation est aussi un paramètre qui a une influence assez importante sur les résultats des essais ainsi que les paramètres viscoélastiques. Ainsi, les valeurs de modules ont tendance à décroître lorsque la saturation augmente et celle de déflexion à augmenter, quel que soit le type de sol, ce qui vient confirmer les hypothèses émises au début. Donc, lorsque l'humidité d'un sol augmente, sa capacité à se déformer augmente et sa rigidité diminue. La saturation a aussi un effet sur l'angle de phase et l'énergie dissipée. Ces deux paramètres de viscoélasticité du sol sont plus élevés aux degrés de saturation les plus importants, sauf pour le cas du sable à des valeurs de S_r relativement proches de l'optimum. Ainsi, la viscoélasticité des sols est plus importante lorsque leur humidité augmente.

L'effet de la contrainte verticale appliquée existe mais est moins importante que les deux premiers facteurs. En effet, son influence est assez faible sur les valeurs de module aux degrés de saturation faibles et est quasi inexistant aux degrés de saturation plus élevés, ce qui peut être dû à la densification des matériaux (les essais étant effectués en premier aux degrés de saturation faibles). En revanche, elle a un effet plus important sur l'angle de phase et l'énergie dissipée, cela étant plus visible sur les *figures 50.a* (espace de black) et *50.b* (W_d en fonction de E)

Les résultats ont aussi démontré que les différents effets énumérés plus haut sont plus importants chez les sols cohérents, ce qui voudrait dire que la viscoélasticité est plus prononcée pour ces sols.

L'effet de la fréquence élevée des essais de déflexion s'est aussi ressenti au niveau des valeurs de modules élastique E_1 dans le plan Cole-Cole. Ces modules devenaient négatifs en raison des valeurs élevées d'angle de phase, dues aux fréquences élevées auxquelles les essais de LWD sont effectués.

Les paramètres viscoélastiques ont également été corrélés de manière assez satisfaisante au module, montrant qu'ils pourraient intervenir ultérieurement dans un modèle de prédiction du module.

3.3 Essais triaxiaux

Le but des essais triaxiaux de fréquence est de mesurer la réponse des matériaux en fonction du temps de chargement. Les résultats obtenus seront ensuite associés à ceux des essais de déflexion, afin d'être modélisés avec le modèle de Burger. Les essais ont été faits en essayant de reproduire les conditions physiques des essais de déflexion en cuve. Pour cela, les échantillons ont été compactés en visant la même masse volumique sèche et le même degré de saturation que ceux mesurés en cuve. Les essais de déflexion ont aussi été modélisés sur Géostudio (avec la suite Sigma-W) afin de déterminer la contrainte horizontale ou contrainte de confinement à appliquer aux échantillons. Après cela, les échantillons ont été soumis à des chargements cycliques, appliqués à des fréquences croissantes.

3.3.1 Résultats de la modélisation de la contrainte de confinement sur Géostudio

La modélisation des essais de déflexion effectués en cuve, qui avait pour but de déterminer la contrainte de confinement σ_c à reproduire en cellule triaxiale, a été faite pour chacun des trois emplacements d'essai LWD de la cuve. La moyenne des résultats a été considérée. Les résultats sont résumés dans le [tableau 24](#) pour chaque matériau et chaque degré de saturation.

Tableau 24 : Résultats de la modélisation de la contrainte de confinement sur Géostudio

Matériau	Sr (%)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
S1 (CL)	34,32	15,69	5,80
		21,06	7,14
		30,86	9,68
		40,76	12,22
		71,29	19,98

S1 (CL)	63,21	15,62	5,71
		20,89	7,02
		30,43	9,41
		40,71	12,04
		70,68	19,63
	88,29	15,53	5,75
		20,55	7,01
		30,48	9,53
		40,40	11,97
		70,41	19,46
S2 (SP)	36,21	15,28	5,77
		20,77	7,30
		30,60	10,19
		40,60	13,23
		70,36	22,19
	47,61	15,67	5,97
		20,90	7,44
		30,53	10,23
		40,57	13,28
		70,54	22,31
	63,21	15,44	5,89
		20,67	7,33
		30,52	10,22
		40,50	13,19
		70,31	22,09
	70,24	15,94	6,03
		20,55	7,31
		30,41	10,17
		40,44	13,15
		70,44	21,73

S3 (CH)	57,09	15,28	5,21
		20,77	6,34
		30,60	8,77
	99,18	15,58	5,08
		20,34	6,22
		30,35	8,68

3.3.2 Propriétés des échantillons

Les échantillons destinés aux essais de fréquence dans la cellule triaxiale ont été préparés avec des paramètres physiques (masse volumique sèche ρ_d et degré de saturation S_r) les plus proches possibles de ceux des matériaux dans la cuve, pour les essais de déflexion. Les résultats sont consignés dans le [tableau 25](#) suivant.

Les essais triaxiaux concernant les échantillons aux états « saturés » ou, en d'autres termes, avec les degrés de saturation S_r les plus élevés, n'ont pu être effectués pour les sols cohérents (CL et CH). En effet, les déformations subies par ces échantillons étaient très importantes et n'ont pu être mesurées par les capteurs de déplacement (LVDT) montés sur la cellule triaxiale qui ont une limite de 5 mm.

Tableau 25 : Propriétés des échantillons des essais triaxiaux

Matériau	Paramètres visés		Paramètres de l'échantillon		
	Degré de saturation S_r (%)	Masse volumique sèche ρ_d (kg/m^3)	Teneur en eau (%)	Degré de saturation (%)	Masse volumique sèche (kg/m^3)
S1 (CL)	31,97	1768,15	5,44	28,26	1756,78
	61,42		12,14	63,05	1763,25
S2 (SP)	36,21	196,65	5,15	35,48	1911,21
	47,61		7,19	49,60	1901,50
	70,24		9,72	66,99	1915,95
S3 (CH)	57,09	1035,9	32,17	54,67	1091,35

3.3.3 Déformations axiales mesurées

Les déformations axiales ε subies par les échantillons ont été calculées à partir des déplacements mesurés par les capteurs avec *l'équation 26*, présentée au chapitre 2. Le *tableau 26* en présente un exemple. Ces déformations sont ensuite associées à celles calculées pour les essais de déflexion pour bâtir une courbe représentant les déformations ε en fonction du temps de chargement t . Les valeurs de déformations ont été normalisées avec les valeurs de contraintes (ε/σ), afin d'annuler l'effet de σ , qui varie légèrement d'un essai à un autre. Un exemple de courbe est présenté à la *figure 51*, les autres étant présentées à l'*annexe D*.

Tableau 26 : Valeurs de déformations axiales pour le sol S1 $\sigma_1 = 30$ kPa et $S_{r2} = 61.4$ %

Fréquence (Hz)	Temps de chargement (ms)	σ (kPa)	ε (μdef)	ε/σ
16.67	60	30.5161	3204.9650	105.0253
12.50	80	31.0059	2072.8279	66.8527
10.00	100	30.9231	1941.7079	62.7915
3.33	300	30.8541	2330.2750	75.5255
2.00	500	30.7852	2407.2696	78.1958
1.00	1000	30.7369	2657.9067	86.4729
0.33	3000	30.7024	3600.7329	117.2787
0.20	5000	30.5230	3517.6863	115.2470

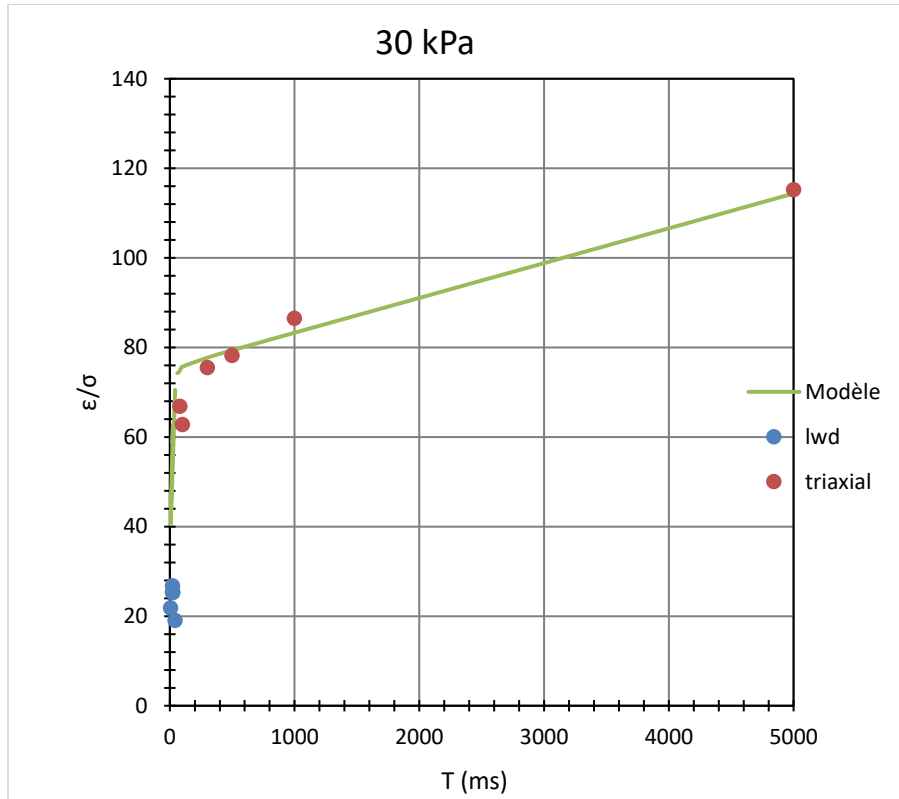


Figure 51 : Déformations mesurées avec le LWD et la cellule triaxiale en fonction du temps et courbe du modèle de Burger pour le sol S1 à $\sigma_1 = 30$ kPa et $S_{r2} = 61.42$ %

Cette courbe présente les valeurs de déformations calculées à partir des valeurs de déflexion pour les essais en cuve (points bleus), les valeurs de déformations calculées à partir des valeurs de déplacements mesurées dans la cellule triaxiale (points rouges) et le modèle de Burger (ligne verte).

Les paramètres E_1 , E_2 , λ_1 et λ_2 du modèle de Burger ont ensuite été calculés avec un tableur Excel, à partir des *équations 12, 13, 14* et *15* du chapitre 1. En se servant de ces paramètres, les valeurs de déformations ε puis de déformations sur contraintes ε/σ ont ensuite été calculées afin de tracer la courbe du modèle. Le *tableau 27* est un récapitulatif des valeurs de ces paramètres pour les différents essais qui ont pu être effectués.

Tableau 27 : Paramètres du modèle de Burger en fonction du type de sol, degré de saturation et de la contrainte verticale appliquée

Matériau	Sr (%)	σ (kPa)	E_0 (MPa)	E_1 (MPa)	λ_0 (MPa*s)	λ_1 (MPa*s)
S1 (CL)	32.0	15.7	120.7	550.3	50000.0	11.0
		20.8	108.1	1175.4	50000.0	23.5
	61.4	15.6	38.4	99.7	925.9	2.1
		21.2	36.3	46.7	417.0	0.8
		30.3	37.8	20.2	131.6	0.2
		40.3	36.5	19.8	71.4	0.4
S2 (SP)	36.2	15.2	215.6	811.9	11627.9	316.7
		21.0	208.1	2105.9	41666.7	589.6
	47.6	15.3	169.1	1195.2	6976.7	59.8
		20.6	200.8	624.9	9375.0	17.2
	70.2	15.4	162.0	1899.0	12500.0	34.2
		20.5	157.8	806.0	9375.0	21.0
S3 (CH)	57.1	15.5	10.7	10.8	263.2	1.3
		20.6	10.3	10.7	714.3	0.96

Le module E_0 , qui est lié à l'élasticité du sol (s'obtient avec la déformation élastique instantanée), a des valeurs assez élevées pour le sable. Elles varient entre 157.75 et 215.59 MPa, les valeurs étant plus importantes lorsque le sol est moins humide (valeurs de S_r faibles). Ces valeurs d' E_0 sont moins importantes pour le silt, où elles varient de 36.3 à 120.73 MPa. Dans ce cas également, la saturation a un impact sur la valeur de E_0 , elle est en moyenne de 37.23 MPa à $S_r=61.4\%$ et de 114.42 MPa à $S_r=32.0\%$. La contrainte ne semble pas avoir d'impact sur la valeur d' E_0 , celle-ci ne suivant pas une tendance bien définie lorsque la contrainte augmente. En ce qui concerne l'argile, les observations sont également les mêmes : E_0 a une valeur moyenne de 10.46 MPa, soit la valeur la plus faible des trois sols. L'essai ayant pu être effectué uniquement pour un état de saturation, il est impossible de juger de l'influence de la saturation sur ce sol. La contrainte en revanche, ne semble qu'avoir une influence plutôt faible, voire inexistante sur la valeur d' E_0 .

Le paramètre E_1 est relié au comportement viscoélastique du sol car il est inversement proportionnel à sa déformation visqueuse élastique. Le type de sol a une influence assez visible sur ce paramètre. E_1 a ses valeurs les plus importantes pour le SP (de 624.9 à 2105.9 MPa), suivi du CL (19.8 à 1175.4 MPa) et du CH (10.7 et 10.8 MPa). Le degré de saturation

influe également sur E_1 , lorsque S_r augmente, E_1 diminue à contrainte égale. Par exemple, pour $\sigma = 15$ MPa, E_1 passe de 550.3 à 99.7 MPa quand S_r varie de 32.0 % à 61.4 % pour le silt, soit une baisse de 81.88 %. Cette baisse est de 24.87 % pour le sol S2 avec E_1 qui passe de 215.6 à 161.9 MPa quand S_r passe de 36.2% à 70.2 % pour la même valeur de contrainte. λ_0 et λ_1 sont obtenus par calcul à partir de la pente de l'asymptote α , du module E_1 et du temps de relaxation T_1 . Leur évolution dépend donc de celle de ces paramètres. λ_0 , qui est inversement proportionnel à α , est liée à la déformation retardée du matériau. Il a des valeurs moyennes très élevées pour le SP (15253.55 MPa*s) et pour le CL à faible saturation S_{r1} (50000 MPa*s) en raison de la faible augmentation de la déformation retardée en fonction du temps (valeurs de α faibles, voir *annexe D*). En revanche, pour les sols CH et CL à forte saturation S_{r2} (respectivement 488.7 et 386.4 MPa*s), les valeurs sont beaucoup plus faibles car la pente est plus élevée, signe d'une augmentation assez importante de la déformation de ces sols, lorsque le temps de chargement augmente.

λ_1 est le produit de T_1 et de E_1 . Le temps de récupération T_1 ne semble pas avoir une influence visible sur λ_1 car ne variant que faiblement d'un sol à un autre. Ce qui signifie que l'évolution de λ_1 dépend en grande partie de E_1 . Ainsi, λ_1 est influencé par le type de sol : il est maximal pour le SP suivi du CL et du CH (valeurs moyennes de 173.1 MPa*s pour le SP, 6.3 MPa*s pour le CL et 1.1 MPa*s pour le CH). La saturation a aussi un impact vu que les sols les plus humides ont les valeurs de λ_1 les plus faibles : par exemple, quand S_r passe de 32.0 à 61.4 % pour le CH, la valeur moyenne passe de 17.3 à 0.9 MPa*s. Cela implique que la déformation visqueuse est plus importante lorsque la saturation augmente.

3.3.4 Commentaires sur les essais triaxiaux :

Les essais triaxiaux de fréquence n'ont pu être effectués pour tous les cas de contrainte. En effet, pour les sols cohérents, les échantillons ne pouvaient supporter certaines valeurs de contraintes sans subir des déformations trop importantes conduisant à la rupture et empêchant la poursuite des essais. Il s'agit du sol S1 (CL) à $S_{r2} = 61.4$ % pour la contrainte de 70 kPa et du sol S3 (CH) pour $S_{r1} = 57.1$ % pour les contraintes de 30, 40 et 70 kPa et $S_{r2} = 99.2$ % pour toutes les contraintes.

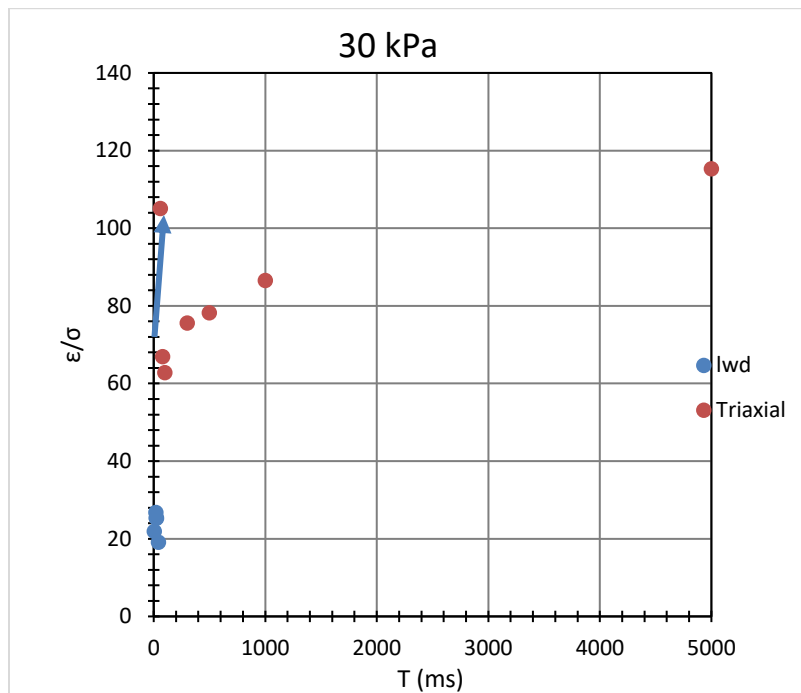
D'un autre côté, les valeurs de déformations enregistrées pour la première fréquence de chargement ont tendance à être très importantes pour les sols cohérents (voir exemple à la

figure 52.a) et assez faibles pour la dernière fréquence pour le sol pulvérulent (*figure 52.b*).

Dans le premier cas, vu la grande déformabilité de ces sols, le contact entre le piston et la tête de l'échantillon au premier palier de fréquence occasionnerait ces importantes déformations avant un retour à la normale pour les fréquences suivantes.

Dans le deuxième cas (sol S2 - SP), il pourrait s'agir de la conséquence d'une densification de l'échantillon. En effet, l'échantillon n'étant pas, à priori, très sensible à la déformation, l'accumulation de déformation durant les premières fréquences de chargement diminue celle qui est enregistrée sur le dernier palier de fréquence, sensée pourtant causer le dommage le plus important (vitesse de chargement la plus faible). Cette théorie est confirmée par Calvar et al (2013). En effet, la déformation permanente induite par une succession de paliers de chargement jusqu'à une valeur maximale serait plus faible que lorsque le palier le plus agressif est directement appliqué. Ainsi, les effets du palier le plus agressif sont réduits avec les changements internes, qui consolident l'éprouvette.

Afin de faciliter l'exploitation des résultats avec le modèle de Burger, ces points sont exclus de l'étude.



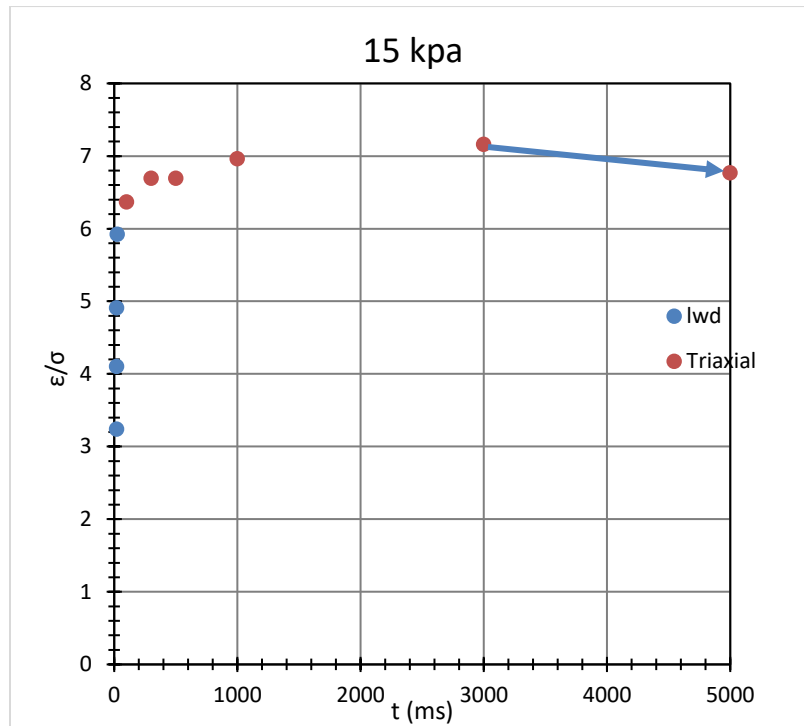


Figure 52 : Valeurs de déformations en fonction du temps pour a) le sol S1 (CL) à $Sr_2=63.2$ % et b) le sol S2 (SP) à $Sr_2=47.6$ %

➤ Commentaires sur l'utilisation du modèle de Burger

Les paramètres du modèle de Burger n'ont pu être calculés pour tous les essais réalisés. En effet, dans certains cas, l'évolution des déformations en fonction du temps de chargement ne se prête pas à l'utilisation du modèle. Il s'agit notamment des essais effectués sur le sol S2 (SP), sur le sol S1 (CL) à $Sr = 32.0$ %. Dans le cas du sol SP, les valeurs de déformations sont soit quasi constantes alors que le temps de chargement augmente (*figure 53.a*). Pour le sol S1, les valeurs de déformation ont tendance à baisser (*figure 53.b*).

Cela peut être dû au fait que le temps d'application de charge n'a pas d'effet sur ce type de sol en particulier (sable), dont la viscoélasticité est moins prononcée; ou encore le degré de saturation du sol était trop faible et empêche le sol de développer un comportement dépendant du temps (cas du sol CL pour des temps de chargement supérieurs à 100 ms).

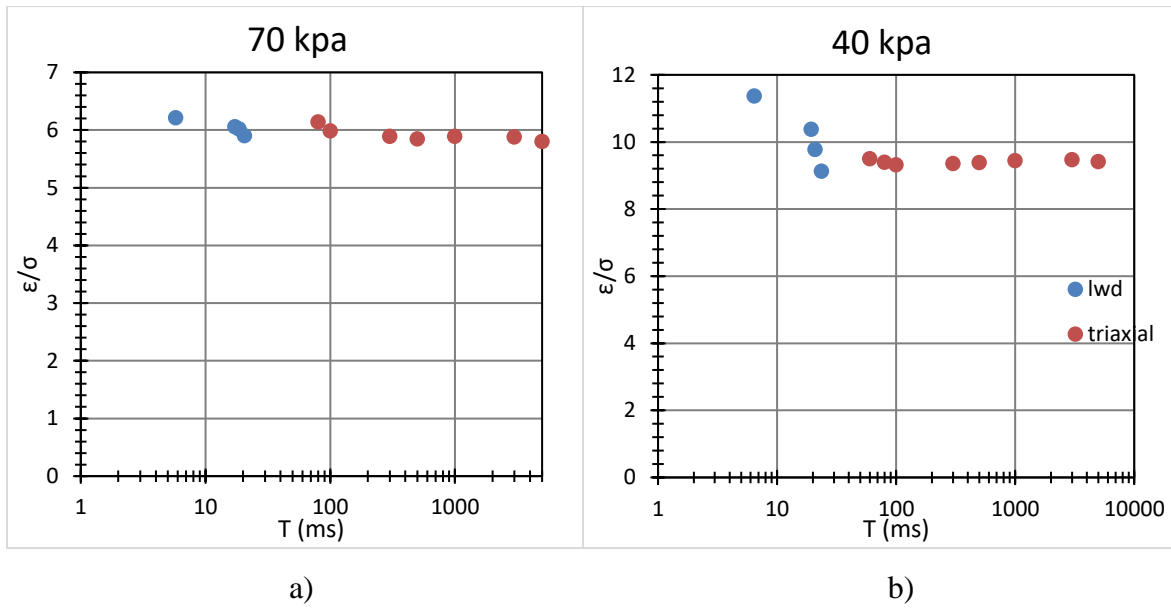


Figure 53 : Déformations en fonction du temps de chargement pour a) le sol S2 à $\sigma_1 = 70$ kPa et $S_{r1} = 36.2\%$ et b) le sol S1 à $\sigma_1 = 40$ kPa et $S_{r1} = 34.3\%$

3.3.5 Exemple d'application du modèle de Burger

L'un des objectifs de la mise en place du modèle de Burger, dans le cadre de ce projet, est de pouvoir prédire la réponse en fonction du temps des matériaux. Ainsi, en se servant du modèle, il est possible de déterminer la valeur de la déformation sous des conditions de chargement variables, connaissant son état d'humidité (degré de saturation), la contrainte verticale qui lui est appliquée ainsi que la vitesse de chargement. Pour que le modèle puisse être utilisé, il faut que le sol à investiguer soit similaire à celui qui a été utilisé pour la mise en place du modèle; il faut également que la contrainte appliquée soit la même ainsi que le degré de saturation. Un exemple d'application est présenté ci-dessous.

Données d'entrée:

Type de sol: argile CH

Degré de saturation : $S_r = 57\%$

Vitesse : 30 km

Tableau 28 : Paramètres du modèle de Burger pour une argile CH à Sr = 57% et $\sigma_0 = \sigma_v = 15$ kPa

E0 (MPa)	E1 (MPa)	λ_1 (MPa.s)	λ_2 (MPa.s)
10.67	13.11	142.86	1.57

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_0} + \frac{\sigma_0 * t}{\lambda_0} + \frac{\sigma_0}{E_1} \left[1 - \exp\left(\frac{-t * E_1}{\lambda_1}\right) \right]$$

$$\varepsilon = 2658.4 \text{ }\mu\text{def}$$

3.4 Conclusion

La réalisation des essais de déflexion ainsi que l'analyse de leurs résultats a permis de déterminer l'évolution des données de sortie que sont le module et la déflexion en fonction du type de sol, de l'état de saturation et de la contrainte verticale appliquée. Les historiques de charge et de déflexion ont également été utilisés pour calculer les paramètres viscoélastiques tels que l'angle de phase et l'énergie dissipée.

Plusieurs théories sur la viscoélasticité des sols d'infrastructure ont pu être confirmées. En premier lieu, les sols cohérents sont plus susceptibles de développer un comportement viscoélastique, et cela, surtout à des valeurs de saturation importantes. Cela est confirmé par les valeurs d'angle de phase et d'énergie dissipée qui sont maximales pour les sols cohérents à un état de saturation élevé, et minimales pour le sable à faible saturation.

Les résultats obtenus avec la modélisation de Burger montre que ce modèle peut être utilisé pour décrire le comportement dépendant du temps des sols d'infrastructure. Les paramètres liés à l'élasticité comme E_0 ont des valeurs élevées pour les sols supposés avoir un comportement plutôt élastique (sable et silt à faible saturation), et faible pour les sols à tendance viscoélastique (argile et silt à saturation élevée). Les paramètres liés à la viscoélasticité des sols que sont E_1 et λ_1 , ont des valeurs plus importantes pour l'argile et le silt à Sr2, car les déformations visqueuse et retardée, dont ils sont fonction sont plus importantes pour ces sols.

Au vu de l'influence des paramètres viscoélastiques que sont l'énergie dissipée et l'angle de phase sur le module, et de leur bonne corrélation à celui-ci, il serait possible de mettre en

place un modèle de prédiction de E en fonction d'un ou des deux paramètres afin de tenir compte de la viscoélasticité des sols. C'est l'objet du prochain chapitre.

Chapitre 4 : Mise en place d'une équation de prédiction du module du LWD

La mise en place d'une équation de prédiction du module, dans le cadre de ce projet, consiste à l'établissement d'une relation mathématique fiable entre le module E et les paramètres qui influent sur son évolution. Ces paramètres sont l'énergie dissipée Wd et/ou l'angle de phase ϕ ainsi que d'autres paramètres liés au sol et à l'essai (contrainte verticale appliquée et degré de saturation). D'après les résultats présentés au chapitre précédent, les corrélations qui ont pu être établies entre le module E et ces différents paramètres sont assez satisfaisantes et présagent de la possibilité de les lier de manière fiable par le biais d'une équation.

L'objectif de la mise en place de l'équation est de pouvoir prédire le module E d'un matériau à partir d'un état initial vers un état final. En effet, connaissant le module E obtenu avec une certaine contrainte et à un état de saturation donné, il serait possible, avec l'équation, de déterminer le module à un état de saturation et une contrainte verticale différents. L'objectif final est de pouvoir lier le module à des paramètres viscoélastiques, ce qui traduit mieux le comportement réel des sols d'infrastructure.

4.1 Introduction de quelques notions statistiques

Avant de commencer le travail de mise en place du modèle de prédiction du module E, il serait intéressant de définir certains concepts statistiques qui seront utilisées dans ce chapitre.

4.1.1 Coefficient de corrélation

Le coefficient de corrélation, noté R, permet de quantifier l'intensité du lien qui existe entre deux ou plusieurs variables aléatoires. Le coefficient de corrélation entre deux variables X et Y est défini comme le rapport de leur covariance sur le produit de leur écart type (*équation 30*).

$$R = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_X \sigma_Y} \quad \text{équation 30}$$

Cov (X, Y) : covariance des variables X et Y

σ_X, σ_Y : écart type de X et Y

4.1.2 Erreur quadratique moyenne

En statistiques, l'erreur quadratique moyenne (en anglais Root Mean Squared Error – RMSE) de l'estimation d'un paramètre est une mesure caractérisant la précision de l'estimation. En d'autres termes, c'est une mesure de la variation résiduelle moyenne entre les valeurs mesurées et celles prédites de la variable dépendante. Pour l'obtenir, les erreurs ou variations individuelles sont tout d'abord élevées au carré, puis additionnées les unes aux autres. On divise ensuite le résultat obtenu par le nombre total d'erreurs individuelles, puis on en prend la racine carrée. Cette erreur donne une mesure synthétique de l'erreur globale dans une seule valeur. L'erreur quadratique moyenne d'une variable Y est définie par l'équation 31 suivante :

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum(Y - Y_m)^2}{N}} \quad \text{équation 31}$$

Y : valeur de la variable mesurée

Y_m : valeur de la variable calculée avec le modèle

N : nombre de mesures ou taille de l'échantillon de valeurs

4.2 Choix des paramètres du modèle

Pour la mise en place de l'équation de prédiction, il a fallu faire un choix entre les différents paramètres identifiés comme ayant une influence sur le module et sa variation. Parmi ces paramètres, il y a l'angle de phase φ et l'énergie dissipée Wd. Par souci d'efficacité, l'angle de phase a été choisi car c'est le paramètre le plus facile à déterminer : il s'obtient par calcul à partir des historiques de charge et de déflexion alors que Wd s'obtient à partir d'un calcul d'aire qui peut être quelque peu fastidieux à faire en l'absence d'un programme informatique. En plus, l'angle de phase a une meilleure corrélation avec le module que l'énergie dissipée (voir [tableau 29](#)). En effet, le coefficient de corrélation entre E et φ est de -0.802, alors que celui entre E et Wd est de -0.518. Les deux coefficients sont négatifs, ce qui signifie que lorsque le module diminue, l'angle de phase et l'énergie dissipée augmentent. Cela est logique car φ et Wd sont des paramètres de viscoélasticité du sol, alors que le module est une mesure de la rigidité du sol donc il est normal que ces paramètres évoluent de façon opposée.

Tableau 29 : Coefficients de corrélation entre le module et les paramètres viscoélastiques

	E	ϕ	Wd
E	1.000	-0.802	-0.518
ϕ	-0.802	1.000	0.675
Wd	-0.518	0.675	1.000

En plus, d'après les observations faites au chapitre précédent, des paramètres tels que le degré de saturation S_r et la contrainte verticale appliquée σ ont également une influence sur le module et pourraient ainsi intégrer le modèle. En effet, ces paramètres traduisent respectivement l'état physique et les sollicitations appliquées sur les sols, qui sont connus pour avoir une incidence sur les réponses des matériaux. Cependant, leurs coefficients de corrélation en fonction du module E, présentés dans la matrice de corrélation au [tableau 30](#) ($R = 0.147$ pour σ et $R = 0.595$ pour S_r), sont moins intéressants que ceux de certains paramètres liés aux propriétés intrinsèques des sols tels que le pourcentage des passants au tamis de 80 μm P_{080} ($R = 0.923$), la densité relative D_r ($R = 0.930$), la limite de liquidité W_l ($R = -0.467$), la valeur CBR ($R = 0.550$), la teneur en eau optimale W_{opt} ($R = -0.673$) ou la valeur au bleu VB ($R = -0.726$). Ainsi, un de ces paramètres pourrait également intégrer le modèle pour représenter la nature du sol dans les valeurs d'entrée du futur modèle.

Tableau 30 : Matrice de corrélation

	E	φ	Wd	σ	Sr	W	W _{opt}	Pd	ρ_{d_max}	P ₅	P ₀₈₀	Wl	VB	CBR	Dr	ρ_h	t _{total}
E	1.000																
Φ	-0.802	1.000															
Wd	-0.518	0.675	1.000														
σ	0.147	0.028	0.468	1.000													
Sr	-0.594	0.6801	0.397	-0.099	1.000												
W	-0.672	0.907	0.362	-0.239	0.642	1.000											
W _{opt}	-0.673	0.839	0.319	-0.250	0.389	0.938	1.000										
ρ_d	0.707	-0.849	-0.336	0.247	-0.392	-0.934	-0.999	1.000									
ρ_{d_max}	0.017	-0.442	0.0001	0.211	-0.221	-0.697	-0.705	0.666	1.000								
P ₅	0.171	0.284	-0.090	-0.178	0.150	0.556	0.548	-0.503	-0.980	1.000							
P ₀₈₀	-0.923	0.803	0.445	-0.175	0.359	0.731	0.811	-0.841	-0.156	-0.045	1.000						
Wl	-0.467	0.747	0.219	-0.254	0.353	0.915	0.961	-0.944	-0.874	0.759	0.616	1.000					
VB	-0.726	0.854	0.345	-0.245	0.394	0.930	0.996	-1.000	-0.642	0.475	0.858	0.933	1.000				
CBR	0.550	-0.789	-0.259	0.255	-0.370	-0.932	-0.985	0.974	0.818	-0.686	-0.696	-0.994	-0.966	1.000			
Dr	-0.930	0.781	0.449	-0.162	0.347	0.692	0.772	-0.805	-0.093	-0.108	0.998	0.565	0.824	-0.649	1.000		
ρ_h	0.444	-0.595	-0.152	0.221	0.051	-0.723	-0.894	0.892	0.638	-0.500	-0.718	-0.862	-0.889	0.882	-0.682	1.000	
t _{total}	-0.338	-0.055	-0.191	-0.520	0.033	0.000	0.045	-0.070	0.292	-0.357	0.304	-0.083	0.084	0.035	0.325	-0.038	1.000

4.3 Mise en place du modèle

Pour mettre en place le modèle, le module E a d'abord été exprimé en fonction de l'angle de phase ϕ pour tous les essais effectués (équation 32 et figure 54). Une expression de forme puissance est obtenue, avec un coefficient de détermination $R^2 = 0.8714$.

$$E = 47802 * \phi^{-1.858} \quad \text{équation 32}$$
$$R^2 = 0.8714$$

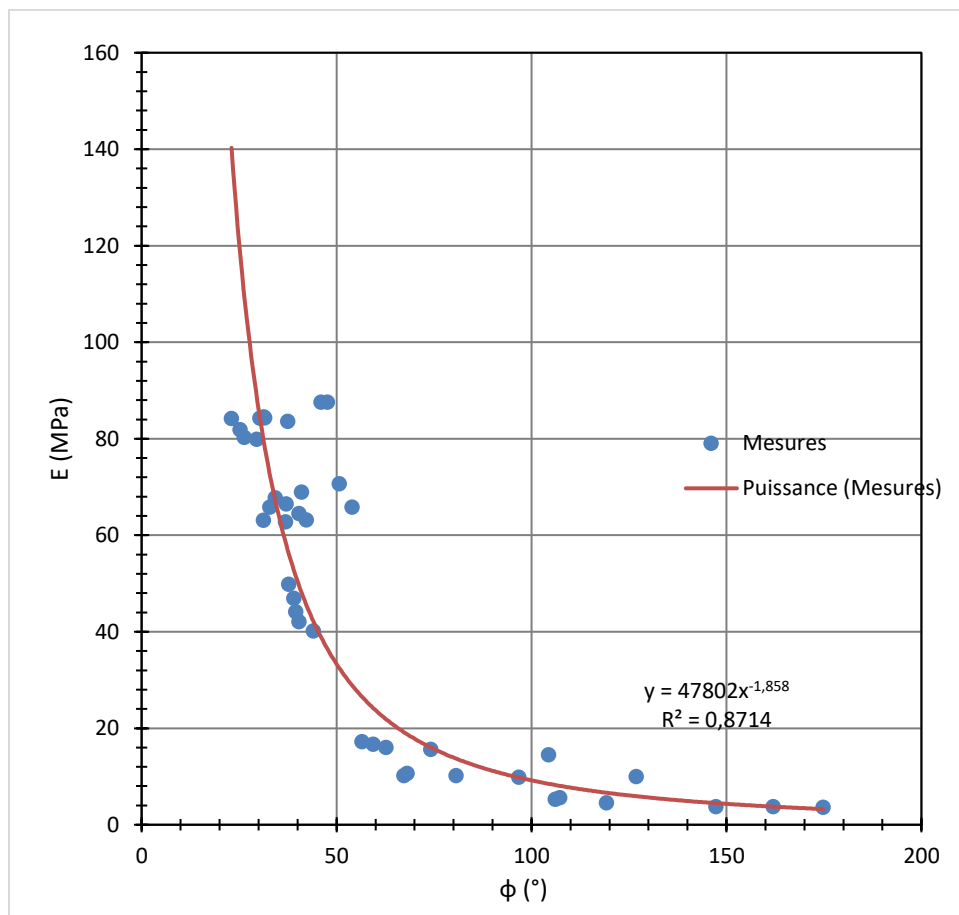


Figure 54 : Relation de corrélation entre le module E et l'angle de phase ϕ

Ensuite, pour pouvoir exprimer une variation du module E en fonction d'une variation de ϕ , la relation de type puissance (équation 32) est transformée en une relation de type linéaire, en passant par leurs logarithmes (équation 33 et figure 55), de manière à pouvoir en extraire

la pente qui est -1.8581. Ainsi, la variation du logarithme du module E est exprimée en fonction de celle du logarithme de l'angle de phase à l'équation 34.

$$\text{Log}(E) = -1.8581 * \log(\varphi) + 4.6794 \quad \text{équation 33}$$

$$\Delta \log(E) = -1.8581 * \Delta \log(\varphi) \quad \text{équation 34}$$

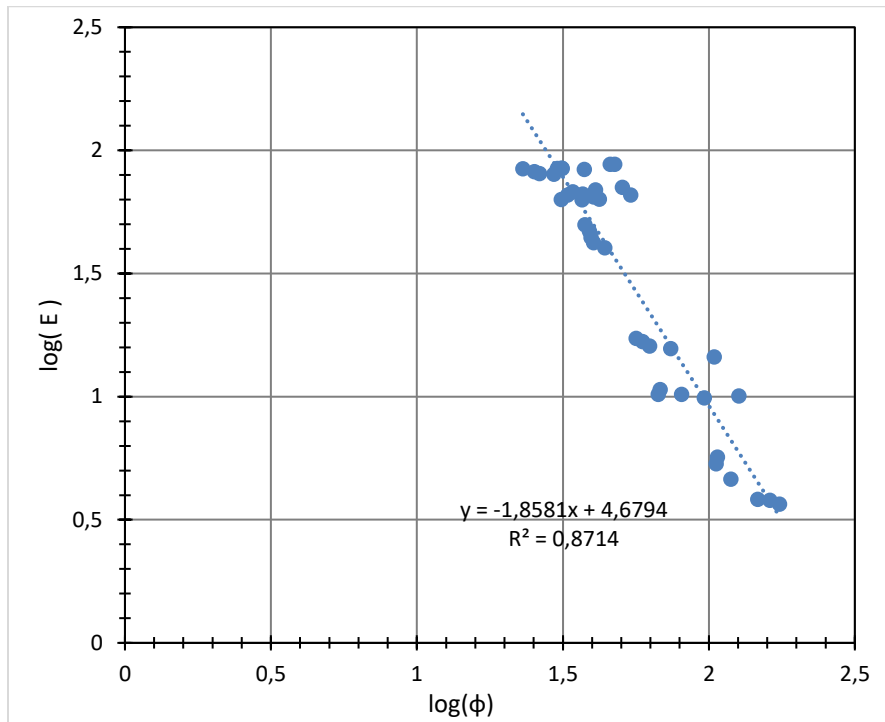


Figure 55 : Log (E) en fonction de log (φ)

A partir de l'équation 33, la détermination de $\Delta \log(\varphi)$ va se faire entre deux états de saturation et de contrainte pour le même matériau : un état initial et un état final. L'état initial correspondrait à l'état auquel est effectué un essai de déflexion in situ à un degré de saturation S_{ri} , une contrainte verticale appliquée σ_i . A la suite de l'essai, le module E_i et l'angle de phase correspondant φ_i sont déterminés. L'état final est l'état pour lequel le module E_f est prédit, connaissant S_{rf} et σ_f .



Pour passer d'un état de saturation initial à un état de saturation final dont on souhaite prédire le module, on obtient :

1. Si $Sr_i < Sr_f$, donc $E_i > E_f$ et l'équation 34 devient :

$$\text{Log}(E_f) - \text{log}(E_i) = -1.8581 * \Delta\text{log}(\varphi)$$

$$E_f = 10^{\text{log}(E_i) - 1.8581 * \Delta\text{log}(\varphi)} \quad \text{équation 35}$$

2. Si $Sr_i > Sr_f$, donc $E_i < E_f$ et l'équation 34 devient :

$$\text{Log}(E_i) - \text{log}(E_f) = -1.8581 * \Delta\text{log}(\varphi)$$

$$E_f = 10^{\text{log}(E_i) + 1.8581 * \Delta\text{log}(\varphi)} \quad \text{équation 36}$$

Ensuite, $\Delta\text{log}(\varphi)$ a été exprimé en fonction de différents paramètres tels que Sr , σ , t , les paramètres du sol tels que P_5 , $P_{0.8}$, et VB qui peuvent être obtenus avec des essais usuels. Il est ressorti de l'étude que les résultats étaient toujours meilleurs lorsque le temps t était exclu de l'équation. Le paramètre de sol qui corrélait le mieux avec l'angle de phase φ est la valeur au bleu VB (voir matrice de corrélation au [tableau 30](#)). Elle a été associée à la contrainte σ et au degré de saturation Sr puis corrélée à l'angle de phase φ par une relation de type puissance. La relation est présentée à l'[équation 37](#). En transformant les variables en logarithmes, la relation a pu être mise sous forme linéaire de façon à pouvoir exprimer $\Delta\text{log}(\varphi)$ en fonction de la pente et de $\Delta\text{log}(Sr * \sigma * VB)$. La corrélation de la relation a été améliorée en multipliant respectivement Sr , σ et VB par des exposants a , b et c ([tableau 31](#)). En utilisant un calcul itératif, le meilleur coefficient de corrélation R^2 a été calculé en faisant varier les valeurs des exposants. Les relations finales sont illustrées aux [figures 3 et 4](#).

$$\varphi = 1.6927 * (Sr^{-a} * \sigma^b * VB^c) \quad \text{équation 37}$$

Tableau 31 : Coefficients a , b et c

a	b	c
3,822	1,422	1,319

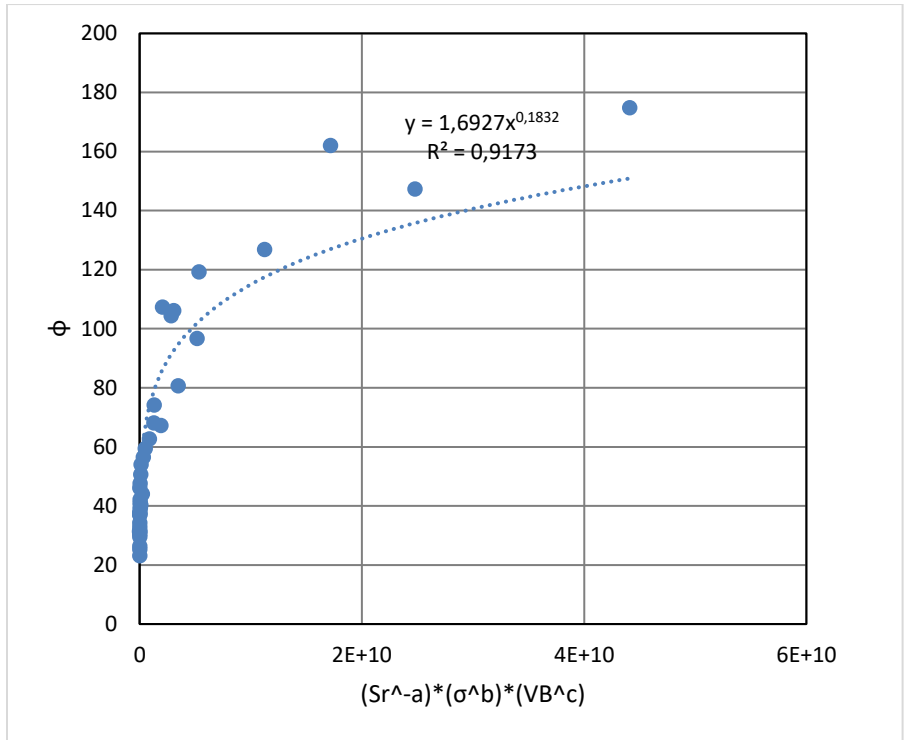


Figure 56 : ϕ en fonction de Sr, σ et VB

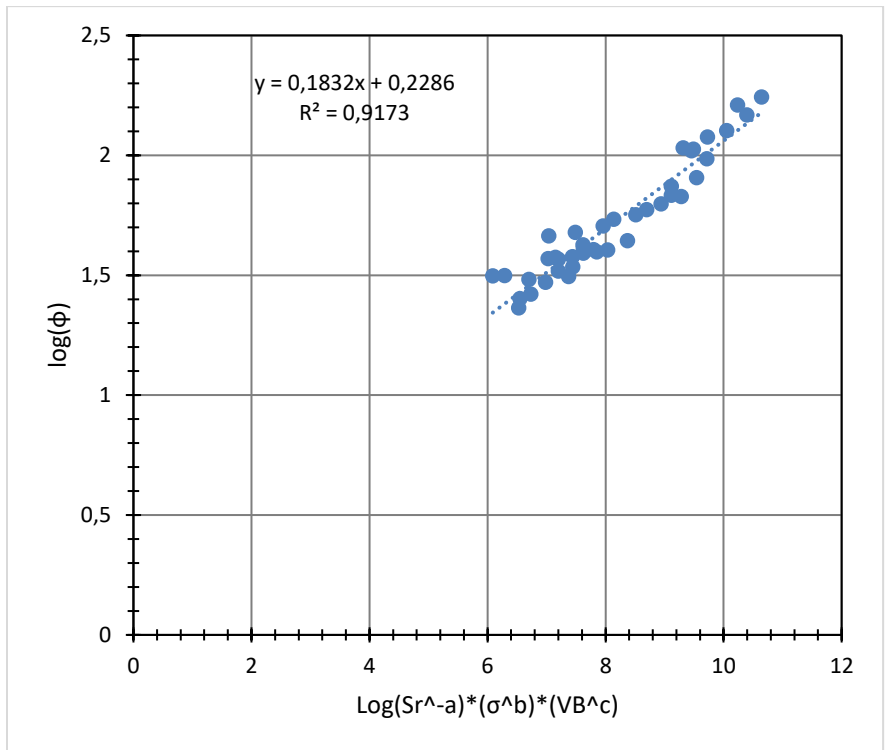


Figure 57 : $\log(\phi)$ en fonction de $\log(Sr^a * \sigma^b * VB^c)$

La relation est donc la suivante :

$$\Delta \log(\varphi) = 0.1831 * \Delta \log(Sr^{3.824} * \sigma^{1.423} * VB^{1.32})$$

➤ Si $S_{ri} < S_{rf}$:

$$= 0.1831 * (\log(Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423} * VB^{1.32}) - \log(Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423} * VB^{1.32}))$$

$$= 0.1831 * \log\left(\frac{Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423} * VB^{1.32}}{Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423} * VB^{1.32}}\right)$$

$$\Delta \log(\varphi) = 0.1831 * \log\left(\frac{Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423}}{Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423}}\right)$$

➤ Si $S_{ri} > S_{rf}$:

$$= 0.1831 * (\log(Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423} * VB^{1.32}) - \log(Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423} * VB^{1.32}))$$

$$\Delta \log(\varphi) = 0.1831 * \log\left(\frac{Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423}}{Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423}}\right)$$

L'équation 35 devient :

$E_f = 10^{\log(E_i) - 1.8581 * (0.1831 * \log\left(\frac{Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423}}{Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423}}\right))}$	équation 38
---	-------------

L'équation 36 devient :

$E_f = 10^{\log(E_i) + 1.8581 * (0.1831 * \log\left(\frac{Sr_i^{3.824} * \sigma_i^{1.423}}{Sr_f^{3.824} * \sigma_f^{1.423}}\right))}$	équation 39
---	-------------

Ainsi, les relations finales (*équations 38* et *39*) relient le module prédit E_f aux degrés de saturation initial S_{ri} et final S_{rf} et aux contraintes verticales σ_i et σ_f . Le paramètre de sol s'est simplifié et ne fait pas partie de l'équation, ce qui est logique, car la prédiction de la valeur du module est faite pour le même sol.

4.4 Validation du modèle

Pour valider l'équation, les données issues de l'étude de Soto (2013) ont été utilisées. Parmi les dix sols qui ont été utilisés pour la réalisation des essais, cinq ont été choisis : un sable mal étalé SP, une argile de haute plasticité CH, une argile de faible plasticité CL, un sable moyennement à bien gradué SW-SM et un sable moyennement gradué SM. Quelques-unes de leurs caractéristiques géotechniques sont présentées au *tableau 32*. Ces sols sont assez similaires à ceux qui ont été utilisés dans le projet (pour rappel, le sol S1 est un CL, le sol S2

est un SP et le sol S3 est un CH). Les essais ont été effectués avec un LWD, modèle Prima100 avec un plateau de chargement de 100 mm de diamètre, dans un moule cylindrique en PVC. Il a 360 mm de hauteur et 300 mm de diamètre, comme illustré à la *figure 58*.

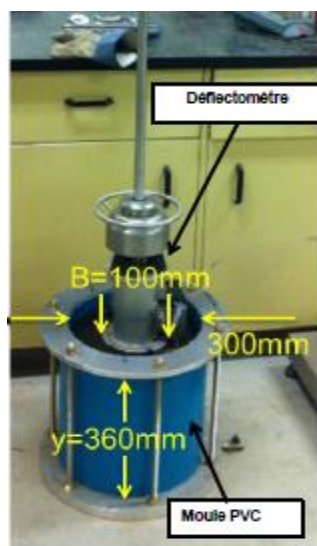


Figure 58 : Essai de déflexion effectué dans le moule en PVC.

Tableau 32 : Caractéristiques géotechniques des sols échantillonnés

Classification	Dens. relative	Ten. en eau optimale	Masse vol. sèche maximale (kg/m ³)	Pass. 5mm (%)	Pass. 80 µm (%)	Pass. 2 µm (%)	Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité (%)	Valeur au bleu (cm ³ /g)
SP	2.7424	9.9	1883.3	91.0	2.0	0.7	-	-	0.03588
SW-SM	2.7628	10.5	1998.3	91.4	8.5	2.4	-	-	0.18607
SM	2.7769	11.0	1900.5	100.0	28.9	5.1	-	-	0.37541
CL	2.7673	14.7	1867.0	96.6	63.8	18.8	38.2	17.2	1.55184
CH	2.8513	21.0	1691.8	100.0	94.7	67.3	52.3	27.8	3.01967

Le module E_f a été calculé en fonction du module initial mesuré E_i , de S_{ri} , de σ_i . Les valeurs de S_{rf} de σ_f projetées ont aussi été utilisées. Les équations 6 et 7 ont été utilisées selon le cas. Les valeurs de E_f calculées avec ces équations ont ensuite été comparées à celles réellement

mesurées. La *figure 59* montre les valeurs de modules prédites en fonction des valeurs mesurées.

L'ensemble des données utilisées pour la validation (valeurs de modules, de degrés de saturation et de contraintes initiales et finales) sont consignées à l'*annexe E*.

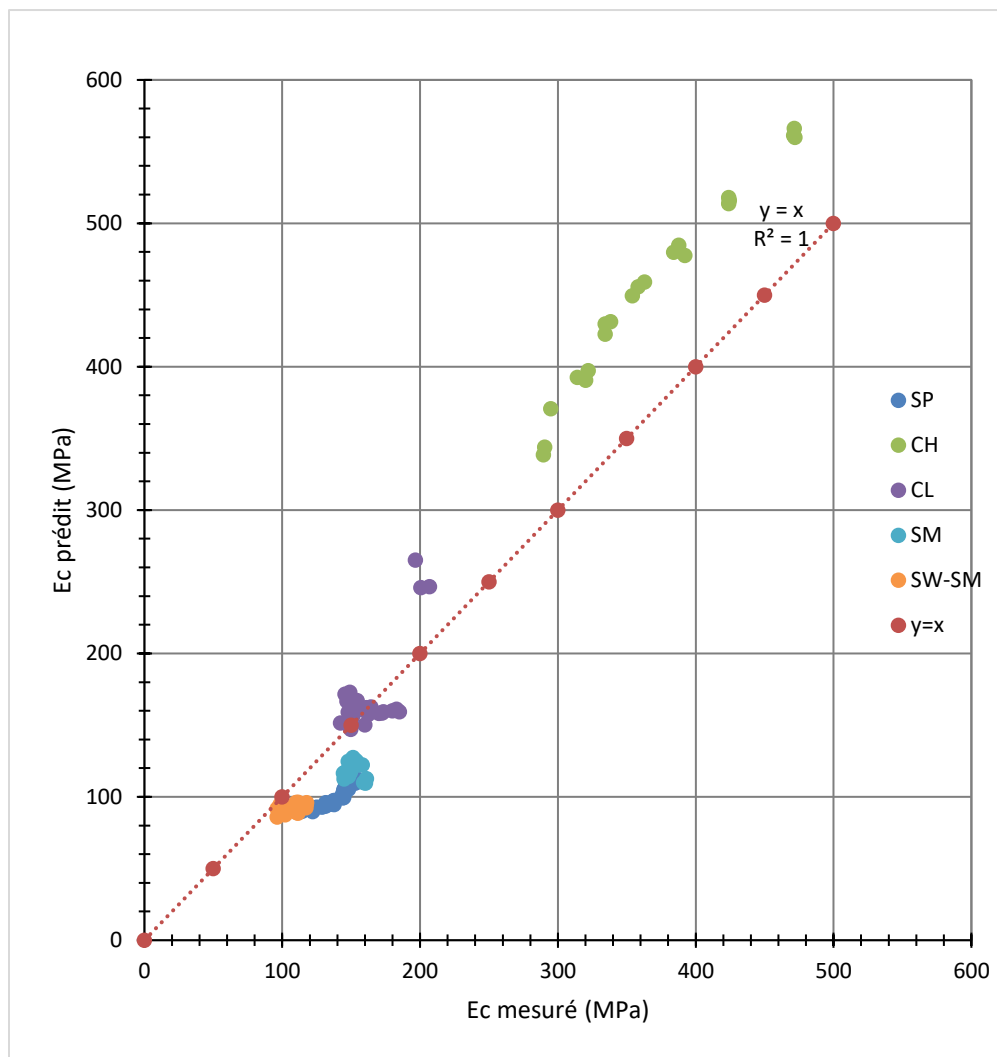


Figure 59 : Valeurs de modules mesurés en fonction des valeurs prédites

Tableau 33 : Valeurs moyennes des modules prédit et mesuré et RMSE

Coefficient de variation (%)	RMSE (MPa)	Valeur moyenne de E prédit (MPa)	Valeur moyenne de E mesuré (MPa)
38.5	69.434	178.21	180.146

Au vu de la [figure 59](#) précédente, les points sont répartis de manière assez régulière autour de la droite $y = x$. Le RMSE est égal à 69.434 MPa soit environ 38.96 % de la valeur moyenne prédite et 38.5 % de celle mesurée (voir [tableau 33](#)). En d'autres termes, si cette équation est utilisée pour prédire une valeur de module E, les valeurs trouvées pourront avoir une valeur supérieure ou inférieure de 38.5 % à celle qui aurait été réellement mesurée. Ces résultats sont globalement satisfaisants, considérant que les essais n'ont pas été faits exactement dans les mêmes conditions. En effet, les données de validation ont été mesurées avec un plateau de 100 mm de diamètre, ce qui a pour effet de donner des valeurs de module majorés. Selon Dejean (2010), cette majoration serait de 5 fois la valeur mesurée avec un plateau de 300mm. Les valeurs de module mesurées dans ce projet varient entre 4 et 88 MPa, alors que celles des données de validation varient entre 89 et 565 MPa. Ainsi, excepté le matériau CL, le modèle a tendance à sous-estimer le module pour les matériaux pulvérulents (SW-SM, SM et SP) et à le surestimer pour les matériaux cohérents (CH). De plus, les écarts entre les valeurs de module prédites et celles mesurées sont beaucoup moins importants lorsque les données de validation sont dans le même ordre de grandeur que les données de base ayant servi à mettre en place le modèle (modules inférieurs à 100 MPa). C'est le cas notamment pour le sol SW-SM. Plus les valeurs de validation s'éloignent des valeurs de mise en place du modèle, plus les valeurs prédites s'écartent des valeurs mesurées (exemple du sol CH avec des valeurs de modules comprises entre 300 et 500 MPa).

Chapitre 5 : Discussion

Dans ce chapitre, les problèmes et difficultés rencontrés durant la réalisation du projet de recherche sont présentés. Il s'agit notamment des difficultés de réalisation des essais de déflexion et des essais triaxiaux lorsque les sols sont à des états proches de la saturation. Il se pose notamment un problème de stabilité de l'appareil dans le premier cas, et de capacité des capteurs de déformation dans le second. Il y aura également une section dédiée à un récapitulatif des avancées apportées par le projet mais aussi les perspectives de recherche qui peuvent en découler.

5.1 Problèmes et défis rencontrés durant l'étude

5.1.1 Essais de déflexion

En premier lieu, quelques difficultés ont été rencontrées dans la réalisation des essais de LWD à certaines valeurs de contrainte verticale sur des sols mous comme l'argile. En effet, le déflectomètre est assez instable lorsque la masse est lâchée sur un sol qui n'est pas très rigide, surtout lorsqu'il est proche de la saturation. Il s'agit notamment du sol S1 aux degrés de saturation $S_{r2} = 63.2 \%$ et $S_{r3} = 88.3 \%$; et du sol S3 à $S_{r1} = 57.1 \%$ et $S_{r2} = 99.2 \%$. En cas d'instabilité de l'appareil, le signal émis par le géophone est perturbé avec des rebonds notés sur l'historique de déflexion (voir *figure 60*). Ces perturbations rendent impossibles l'exploitation des résultats, dans la mesure où le rebond enregistré est supérieur à la valeur de déflexion principale. Ce rebond pourrait affecter la valeur de la déflexion en la rendant moins importante, raison pour laquelle Fleming (2009) préconise de limiter sa valeur à 33% de la valeur de la déflexion.

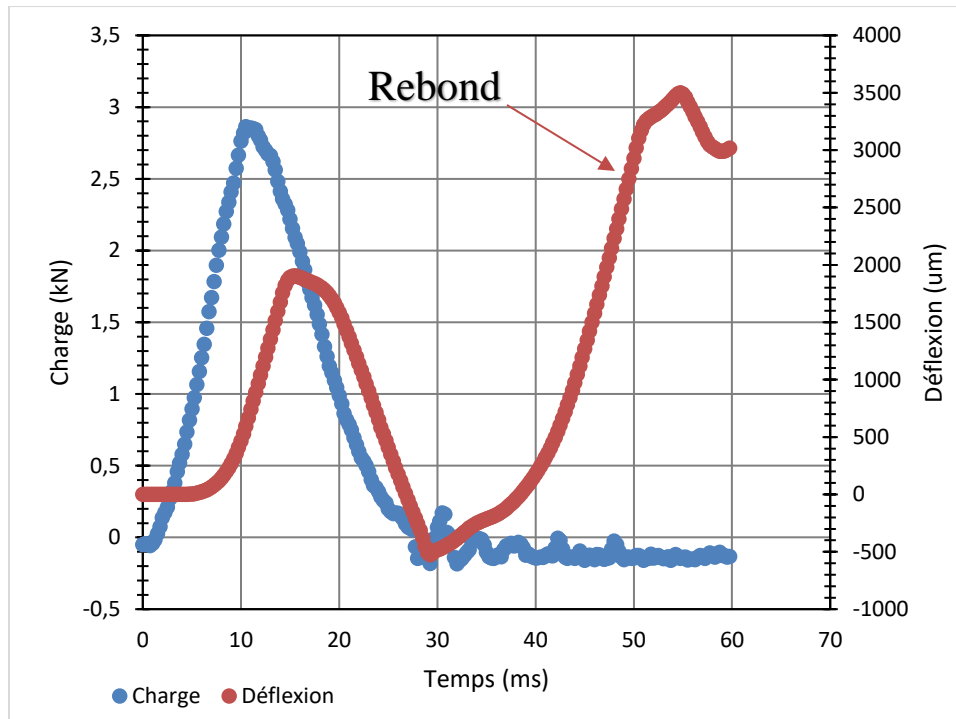


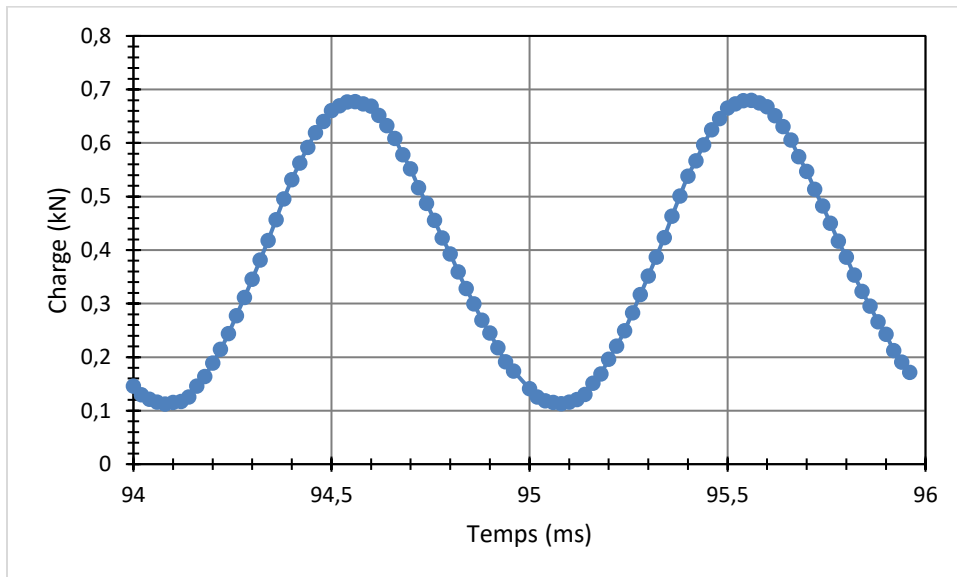
Figure 60 : Historique de charge et de déflexion d'un essai de déflexion avec rebond sur le sol S3 (CH) à 40 kPa et $Sr3 = 99.18 \%$

5.1.2 Préparation des échantillons pour les essais triaxiaux

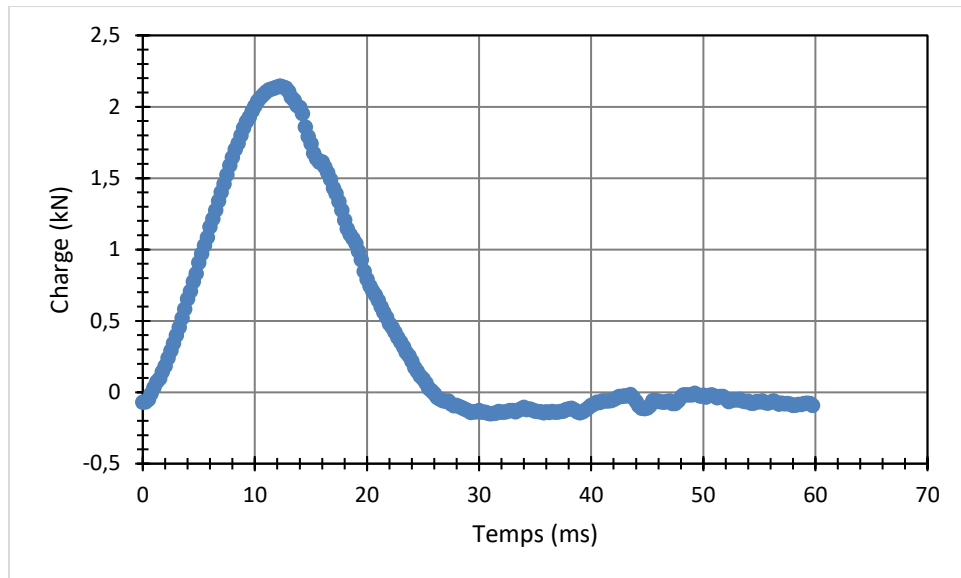
En ce qui concerne la préparation des échantillons pour les essais triaxiaux en conditions « saturées », le protocole NCHRP 1-28A qui a servi de référence, ne donne pas de procédure de préparation spécifique. En revanche, la norme LC 22-400 préconise de saturer l'échantillon à l'intérieur de la cellule triaxiale. Cependant, en raison de la nature assez fine des sols S1 et S3, la saturation n'a pu se faire de cette façon, même en appliquant une pression de succion négative à l'échantillon. Les échantillons concernés (sol S1 à S_{r2} et S_{r3} et sol S3 à S_{r1} et S_{r2}) ont donc dû être préparés et compactés directement à la teneur en eau correspondant au degré de saturation visé. Une fois préparés, certains de ces échantillons ont subi des déformations très importantes qui n'ont pu être enregistrées par les LVDTs. C'est le cas des échantillons de sol S1 à S_{r3} et du sol S3 à S_{r2} . Ces essais n'ont finalement pas pu être effectués.

5.1.3 Modes de chargement des essais triaxiaux

Des essais triaxiaux de fréquence ont été réalisés dans ce projet dans le but d'associer leurs résultats avec ceux des essais de déflexion. L'objectif final était de bâtir la courbe du modèle de Burger et d'en déterminer les différents paramètres. Cependant, les deux essais sont différents dans la mesure où les modes de chargement ne sont pas identiques. En effet, l'essai triaxial impose un mode de chargement continu sans temps de repos (*figure 61.a*) aux échantillons alors que l'essai de déflexion impose un chargement de type « haversine » avec un temps de chargement et un temps de repos (*figure 61.b*). Bien qu'il n'ait pas été trouvé d'exemple concret dans la littérature, cette différence dans les modes de chargement pourrait avoir un impact sur les résultats. En effet, pour une même contrainte verticale appliquée, un chargement continu pourrait ne pas provoquer la même déformation de l'échantillon qu'un chargement en mode haversine.



a)



b)

Figure 61 : Mode de chargement de : a) l'essai triaxial et b) l'essai de déflexion

5.1.4 Modèle de Burger

Les résultats des essais de fréquence effectués en cellule triaxiale ont été combinés à ceux des essais de déflexion afin de bâtir la courbe du modèle de Burger. Les paramètres (E_1 , E_2 , λ_1 et λ_2) ont été calculés pour chaque cas de saturation et de contrainte, et permettent de prédire les valeurs de déformation pour différentes fréquences de chargement et temps d'application de charge. L'idéal aurait été de corrélérer ces paramètres avec les paramètres physiques du sol comme ce qui a été fait avec le module. Malheureusement, en l'absence de données en quantité suffisante, cela n'a pas pu se faire. En effet, les essais triaxiaux n'ont pu être effectués pour tous les degrés de saturation en raison de sols trop mous entraînant des déformations trop importantes pour être enregistrées par les capteurs de déplacement. Ensuite, la consolidation ou densification des échantillons durant les premiers paliers de chargement affecte les déformations des paliers suivants et rend impossible leur exploitation.

5.1.5 Données de validation

Les données utilisées pour la validation du modèle de prédiction du module n'ont pas été collectées dans les mêmes conditions que les résultats de l'étude. En effet, issues des travaux de Soto (2013), elles ont été obtenues en effectuant des essais sur un plateau de chargement

de 100 mm de diamètre. D'après Dejean (2010), l'utilisation d'un plateau de 100 mm contre un plateau de 300 mm a pour effet de donner des modules 5 fois supérieurs à ceux mesurés avec celui de 300 mm. Ces résultats se trouvent ainsi hors du champ de développement du modèle. En effet, les valeurs de modules obtenues varient entre 100 et 600 MPa approximativement, alors que les valeurs de modules utilisées pour la mise en place du modèle sont inférieures à 100 MPa (varient entre 4 et 88 MPa).

5.2 Principales avancées

5.2.1 Détermination de paramètres viscoélastiques à partir d'essais de déflexion

L'un des objectifs de ce projet était de pouvoir caractériser le comportement viscoélastique des sols d'infrastructure en utilisant le LWD. Pour cela, l'angle de phase et l'énergie dissipée ont été calculés à partir des historiques de charge et de déflexion. Cela constitue déjà une première amélioration de l'exploitation des résultats de cet essai. En effet, seules les valeurs de module et de déflexion étaient essentiellement utilisées pour le contrôle de la compaction et de la capacité portante en chantier. Ensuite, ces paramètres ont permis de vérifier plusieurs thèses sur la viscoélasticité des sols d'infrastructure comme montrées au chapitre précédent.

5.2.2 Modèles de prédiction du module

L'une des principales avancées de ce projet est la mise en place d'une méthode de caractérisation des propriétés mécaniques des sols avec un appareil de mesure portatif in situ. Au moyen des *équations 38* et *39*, il est désormais possible de prédire le module d'un sol d'infrastructure d'un état de saturation initial à un autre, à partir des résultats d'un essai de déflexion fait à l'état initial et de ses paramètres physiques (degré de saturation du sol, contrainte verticale appliquée). Cette prédiction est effectuée en utilisant l'angle de phase et l'énergie dissipée enregistrés durant l'essai. Ces paramètres viscoélastiques permettent de mieux appréhender le comportement des sols en considérant leur réel comportement (qui tend plus vers la viscoélasticité que vers l'élasticité linéaire).

5.3 Suite de l'étude et applicabilité des résultats

L'une des pistes à explorer pour la suite de la recherche concernant la caractérisation de la viscoélasticité des sols en utilisant le déflectomètre portable serait celle du modèle de Burger. En effet, dans cette étude, le modèle a été utilisé pour prédire la réponse en fonction du temps des sols et les résultats sont assez encourageants. Cependant, en raison des difficultés liées à la réalisation des essais triaxiaux pour les degrés de saturation plus élevés des sols cohérents, la quantité de données était insuffisante. Si des essais triaxiaux peuvent être effectués pour un plus grand nombre de sols et de degrés de saturation, les paramètres du modèle de Burger pourraient être corrélés aux paramètres physiques des sols (*équation 40*). Ainsi, la déformation pourrait être déterminée pour plusieurs sols et plusieurs cas de saturation et de contrainte. Cela serait surtout intéressant pour les chaussées en contexte municipal qui sont soumises à des vitesses de circulation assez faibles (voie réservée d'autobus) et donc à des déformations importantes. Il serait possible, par exemple, de prévoir la déformation du sol d'infrastructure au printemps (et donc en conditions de dégel et de saturation – état final) sous la charge d'un autobus, après avoir effectué des essais à l'été sur le même sol (état initial).

$$E_0, E_1, \lambda_0, \lambda_1 = f(\text{humidité } (W, S_r), \text{ contrainte } \sigma, \text{ sol } (VB, P_5, \text{ etc...})) \quad \text{équation 40}$$

L'équation mise en place dans ce projet pourrait aussi être bonifiée en effectuant et en exploitant les résultats d'essais effectués sur une plus grande diversité de sols du Québec, l'étude n'ayant porté que sur trois sols. Ainsi, en diversifiant et en augmentant la variabilité des sols pour une meilleure représentativité de la carte quaternaire du Québec, le niveau de confiance du modèle pourrait être augmenté.

Conclusion

Les sols d'infrastructure de chaussée jouent un rôle très important dans la conception des structures de chaussée car c'est sur ceux-ci que va reposer l'ouvrage. Elles peuvent aussi être le lieu d'initiation de déformation pouvant mener à des dommages très coûteux à réparer, tels que l'orniérage structural qui provoquent des ornières à grands rayons à la surface de la chaussée. Leurs propriétés mécaniques, utilisées dans le processus de conception, sont le plus souvent des valeurs par défaut, ou sinon déterminées par le biais d'essais triaxiaux qui sont longs, complexes et assez coûteux à effectuer. Ainsi, l'un des objectifs de cette étude était de trouver un mode de détermination de ces propriétés par le biais d'équipements portatifs utilisables in situ. L'appareil choisi est le déflectomètre portable. Il est généralement utilisé pour le contrôle de la compaction et de la capacité portante en chantier grâce aux valeurs de module élastique et de déflexion qu'il permet d'obtenir. Cependant, les historiques de charge et de déflexion font également partie des données de sortie et ont permis de calculer les paramètres viscoélastiques tels l'énergie dissipée et l'angle de phase.

La réalisation des essais de déflexion ainsi que l'analyse de leurs résultats a permis de déterminer l'évolution des données de sortie que sont le module et la déflexion en fonction du type de sol, de l'état de saturation et de la contrainte verticale appliquée. Les historiques de charge et de déflexion ont également été utilisés pour calculer les paramètres de viscoélasticité des sols que sont l'angle de phase et l'énergie dissipée.

Les résultats ont permis de confirmer plusieurs théories sur la viscoélasticité des sols d'infrastructure. En premier lieu, les sols cohérents sont plus susceptibles de développer un comportement viscoélastique que les sols pulvérulents, et cela, surtout à des valeurs de saturation importantes. Un modèle de prédiction du module E en fonction de l'angle de phase et de paramètres physiques et minéralogiques des sols a aussi été mise en place. Avec cette équation, il est possible de déterminer le module du sol à un état final, à partir des résultats d'essai de déflexion faits à un état initial (module et angle de phase) ainsi que des degrés de saturation et valeurs de contrainte appliquées.

Le comportement dépendant du temps, qui est également un critère de viscoélasticité, a été investigué avec le modèle de Burger. Il dépend également du type de sol et de son état de saturation ; les sols cohérents tels que l'argile et le silt ont plus tendance à développer ce

genre de comportement, surtout lorsqu'ils sont à un état proche de la saturation. Ainsi, les essais triaxiaux ont permis de mettre en exergue la dépendance au temps de la réponse des sols d'infrastructure cohérents, sous certaines conditions d'humidité. Par le biais des paramètres du modèle, la déformation du sol a pu être déterminée de manière satisfaisante pour différents temps de chargement. Des essais triaxiaux complémentaires pourraient également être effectués afin d'avoir assez de données pour modéliser les différents paramètres du modèle de Burger en fonction du degré de saturation, de la contrainte appliquée et des caractéristiques intrinsèques des sols.

Bibliographie

- Alshibli, K. A., Abu-Farsakh, M. & Seyman, E., 2005. Laboratory Evaluation of the Geogauge and Light Falling Weight Deflectometer as Construction Control Tools. *Journals of Materials in Civil Engineering*, Vol. 17, N°5, 1 October, pp. 560-569.
- ASTM, 2015. *E2583-07 : Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD)*, West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Barksdale, R., 1972. *Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials*. Londres, s.n.
- Bilodeau, J.-P., 2009. *Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées*, Québec, Canada: s.n.
- Bilodeau, J.-P. & Doré, G., 2013. Stress distribution experienced under a portable light-weight deflectometer loading plate. *International Journal of Pavement Engineering*.
- Calvar, A., Bilodeau, J.-P. & Doré, G., 2013. *Détermination de la résistance à la déformation permanente des matériaux granulaires de fondation de chaussées*, Ville de Québec: s.n.
- Cao, Y. & Law, K., 1992. Energy dissipation and dynamic behaviour of clay under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.29, pp. 103-111.
- Carrera, A., Dawson, A. & Steger, J., 2009. *State of the art of materials' sensitivity to moisture change.*, Nottingham, Royaume Uni: s.n.
- Carter, A. & Perraton, D., 2002. La mesure du module complexe des enrobés bitumineux.
- Cerni, G., Cardone, F., Virgili, A. & Camilli, S., 2012. Characterisation of Permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Construction and Building Materials*, pp. 79-87.
- Chan, F., 1990. *Permanent deformation resistance of granular layers in pavement*. Thèse de doctorat éd. Nottingham, UK: University of Nottingham.
- Deblois, K., Bilodeau, J.-P. & Doré, G., 2010. Use of falling weight deflectometer time history data for the analysis of seasonal variation in pavement response. *Canadian Journal of Civil engineering*, pp. 1224-1231.
- Dejean, A., 2011. *Etude des facteurs influençant la qualité et la représentativité des essais au déflectomètre portable*. Projet de Fin d'étude éd. Québec, Canada: Département de génie civil, Université Laval.
- Depatie, J., 2013. *Evaluation des propriétés mécaniques et physiques des matériaux bitumineux recyclés produits par retraitement en place*. Mémoire de maîtrise éd. Québec, QC, Canada: Département de génie civil, Université Laval.
- Doré, G., 2017. *Analyse et Conception de Chaussée*. Ville de Québec: Université Laval.

- Elhakim, A. F., Elba, K. & Amer, M. I., 2014. The use of light weight deflectometer for in situ evaluation of sand degree of compaction. *Housing and Building National Research Center, Vol. 10*, pp. 298-208.
- Fleming, P., Frost, M. & Lambert, J., 2007. *A Review of the Light weight deflectometer (LWD) for routine insitu assessment of pavement material stiffness*. Loughborough, Royaume Uni: University of Loughborough.
- Fleming, P., Frost, M. & Rogers, C., 2000. *A comparison of devices for measuring stiffness in situ*. Nottingham, Royaume Uni, Dawson, A.R..
- Fleming, P., Frost, M. & Rogers, C., 2002. *In situ assessment of stiffness modulus for highway foundations during construction*. Copenhagen, Danemark, s.n.
- Georges, K., 2006. *Portable FWD (Prima 100) for in-situ subgrade evaluation*. s.l.:Mississippi Department of Transportation et Federal Highway Administration.
- Ghuzlan, K. & Carpenter, H., 2006. Fatigue damage analyss in Asphalt concrete mixtures using the dissipated energy approach. *Canadian Journal of civil engineering*, 33(7), pp. 890-901.
- Grasmick, J. et al., 2015. Comparison of multiple sensor deflection data from light weight and falling weight deflectometer tests on layered soil. *Geotechnical testing journal*, pp. 851-864.
- Gudishala, R., 2004. Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices.
- Horak, E., Maina, J., Guiamba, D. & Hartman, A., 2008. *Correlation study with the might weight deflectometer in South Africa*. Pretoria, South Africa: s.n.
- IN/DOT, I. D. o. T., 2012. *Indiana Test Method : Field determination of deflection using light weight deflectometer (ITM 508-12T)*, Indianapolis, USA: s.n.
- Kim, Y., 2009. *Modeling of Asphalt Concrete*. s.l.:McGraw-Hill Construction.
- Lekarp, F., Isacsson, U. & A., D., 2000. State of Art2: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering, Vol.126, N°1*, pp. 76-83.
- Lenngren, C. & Faldner, L., 2010. *Fuel cost considerations regarding truck rolling resistance on different pavement types*. Seville, Espagne, 11th International Symposium on Concrete Roads.
- Locat, A., 2016. *Mécanique des sols avncée, Chapitre 1: Généralités sur les contraintes, les déformations et les relations contraintes-déformations*. Université Laval, Québec: s.n.
- Marradi, A., Pinori, U. & Betti, G., 2014. Subgrade and foundation dynamic and performance evaluation by means of kight weight deflectometer tests. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board, N°2014*, pp. 51-57.
- Mazari, M., Tirado, C., Abdallah, I. & Nazarian, S., 2016. Mechanistic Estimation of Lightweight Deflectometer Target Field Modulus for Construction Quality Control. *Geotechnical Testing Journal, Vol 39, N°6*, pp. 965-976.

- Mohammad, L. et al., 2008. *Development of models to estimate the subgrade and subbase layers resilient modulus from insitu devices test results for construction control*, Baton Rouge, LA, Etats-Unis: Louisiana Transportation Research Center.
- Mousavi, S., Gabr, M. & Borden, R., 2016. Subgrade resilient modulus prediction using light weight deflectometer data. *Canadian Geotechnical Journal*.
- MTMDET & GQ, 2017. *Les infrastructures publiques du Québec- Plan annuel de gestion des investissements publics en ifrastructure 2017/2018*, s.l.: Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Electrification des Transports et Gouvernement du Québec.
- MTQ, 2010. *Détermination du module complexe des enrobés au ministère des transports du Québec*, s.l.: Ministère des Transports du Québec.
- MTQ, 2015. *Bilan de l'état des chaussées du réseau routier québécois supérieur*, s.l.: Ministère des Transports du Québec.
- Murillas, A., 2010. *Application de méthodes et d'outils mécaniste-empiriques pour la conception et la réhabilitation des chaussées*, Ville de Québec, Canada: s.n.
- Nazarian, S., 2014. *NCHRP Project 10-84: Modulus-based construction specification for compaction of earthwork and unbound aggregate (Appendices)*, s.l.: The university of Texas at El Paso.
- Nazzal, M., Abu-Farsakh, M., Alshibli, K. & Mohammad, L., 2007. Evaluating the LFWD device for in situ measurements of Elastic Modulus of pavement layers. *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board*, N°2016, pp. 13-22.
- NCHRP, 2004. *Design Inputs - Chapter 2: Material Characterisation in : Guide for Mechanistic-Empirical Design*, Champaign, Illinois: ARA, inc., ERES Consultants Division .
- Paute, J.-L., Hornych, P. & Benaben, J.-P., 1996. *Repeated Load Triaxial Testing of Granular Materials in the French Network of Laboratories des Ponts et Chaussées*. Rotterdam, Pays Bas, Balkema, pp. 53-64.
- Petersen, D., Siekmeier, J., Nelson, C. & Peterson, R., 2006. Intelligent soil compaction technology: results and a roadmap toward widespread use. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N°1975, pp. 81-89.
- Poupart, J., 2013. *Etude du comportement en déformation permanente des matériaux granulaires non liés de fondation de chaussées en conditions de gel saisonnier*, Québec: s.n.
- Salour, F. & Erlingsson, S., 2017. Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistages RLT tests. *International Journal of Pavement Engineering*, 18(3), pp. 236-246.
- Senseney, C. & Mooney, M., 2010. Characterisation of two-layer soil system using a light weight deflectometer with radial sensor. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, pp. 21-28.

- Shabir Hossain M., A. A. K., 2010. *Evaluation of the Lightweight Deflectometer for i situ Determination of Pavement Layer Moduli*, Charlottesville: Virginia Transportation Research Council.
- Shen, S. & Carpenter, S., 2005. Application of the dissipated energy concept in Fatigue endurance limit testing. *Transportation Research Record :Journal of Transportation Research Board*, pp. 165-173.
- Siekmeier, J. et al., 2009. *Using the Dynamic Cone Penetrometer and Light Weight Deflectometer for Construction quality assurance*, St Paul: Minnesota Department of Transportation- Research Services Section.
- Soliman, H., 2015. *Modelling of the Resilient and permanenet bahaviour of subgrade soils and unbound granular Materials*, Wiinipeg, Manitoba: s.n.
- Soto, D., 2013. *Mise au point d'essai simple pour estimer les propriétés mécaniques et la sensibilité au gel des sols et des matériaux de chaussée*, Québec, Canada: s.n.
- Sun, Q., Nimbalkar, S. & Indraratna, B., 2014. Effect of cyclic loading frequency ont the permanent deformation and degradation of railway ballast. *Géotechnique*, 64(9), pp. 746-751.
- Sun, X. et al., 2015. Radial stresses and resilient deformations of geogrid-stabilized unpaved roads under cyclic plate loading tests. *Goetextile and Geomembranes*, Issue 43, pp. 440-449.
- Ullidtz, P., 1998. *Modelling flexible pavement response and performance*. Danemark: Polyteknisk Forlag.
- United Kingdom Highway Agency, Février 2009. *Interim Advice Note 73/06, Revision 1: Design guidance for road pavement foundations (Draft HD25)*. s.l.:s.n.
- Vennapusa, P. & White, D., 2009. Comparison of Kight weight deflectometer Measurements for Pavement foundation materials. *Geotechnical Testing Journal*, Vol.32, N°3.
- Von Quintus, H. et al., 2009. *NDT Technology Quality Assurance of HMA Pavement Construction*, Washington D.C.: s.n.
- Wermeister, S., Numrich, R., Dawson, A. & Wellner, F., 2003. Design of granular pavement layers considering climatic conditions. *Transportation Research Record* , 1837(03-2645), pp. 61-70.
- White, D., Vennapusa, P. & M.J., T., 2007. *Fields Validation of compaction monotoring technology for unbound materails*, s.l.: Department of civil, construction and environmental engineering, Iowa State University.
- Widyatmoko, I., Ellis, C. & Read, J., 1999. Energy dissipation and the deformation resistance of bituminous mixtures. *Materials and structures*, Vol.32, pp. 218-223.
- Zorn, G., 2005. *Operating manual, Light Drop Weight Tester ZFG 2000*. s.l.:s.n.

Annexe A : Dimensionnement des structures de chaussée sur Chaussée2 et calcul de la contrainte verticale au sommet du sol d'infrastructure avec WinJulea

A.1. Dimensionnement d'une chaussée régionale, nationale et d'une autoroute sur Chaussée2

Pour le dimensionnement des 3 structures de chaussée, les données d'entrée sont consignées au *tableau suivant*.

Données d'entrée pour le dimensionnement sur Chaussée 2

Type de chaussée	Régionale	Nationale	Autoroute
DJMA	2500	13 000	25 000
Durée de vie (années)	15	20	25
g (%)	3	3	3
Nombre de voies	1	2	3
Nombre de jours par an	300	300	300
Proportion de véhicules lourd (%)	5	20	30
CAM	1.4	1.3	1.3

Le calcul au gel a également été considéré, et la station climatique de référence est la ville de Québec. Les résultats de la modélisation pour chaque type de chaussée sont présentés dans les tableaux suivants.

Résultats du dimensionnement de la route régionale

Matériau	Couche	Epaisseur (mm)	Module réversible (MPa)	Coefficient de Poisson
BB	Revêtement	130	2894	0.35
MG20	Fondation	250	169	0.35
MG112 (fuseau entier)	Sous-fondation	425	74	0.35
SM grossier	Sol d'infrastructure	Infini	76	0.35

Résultats du dimensionnement de la route nationale

Matériau	Couche	Epaisseur (mm)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson
BB	Revêtement	180	3101	0.35
MG20	Fondation	275	133	0.35
MG112	Sous-fondation	475	74	0.35
SM grossier	Sol d'infrastructure	Infini	76	0.35

Résultats du dimensionnement de l'autoroute :

Matériau	Couche	Epaisseur (mm)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson
BB HRO	Revêtement	220	3592	0.35
MG 20	Fondation	475	118	0.35
MG 112	Sous-fondation	500	74	0.35
SM grossier	Sol d'infrastructure	Infini	76	0.35

A.2. Calcul de la contrainte verticale σ_z au sommet du sol d'infrastructure

Les paramètres d'entrée pour les calculs sur WinJulea sont les suivants :

Charge : 50 kN

Pneu de référence :

- Rayon équivalent = 150 mm
- Aire de contact = 70686 mm²

Les résultats de calcul de σ_z et de σ_h sont présentés au tableau xx.

Résultats de σ_z et σ_h sur WinJulea :

Type de chaussée	Contrainte verticale σ_z (kPa)
Régionale	20.66
Nationale	14.73
Autoroute	9.02

Valeurs de la contrainte verticale σ_z au sommet du sol d'infrastructure :

$\sigma_z = 20.66$ kPa (chaussée régionale à 805 mm de profondeur)

$\sigma_z = 14.73$ kPa (chaussée nationale à 930 mm de profondeur)

$\sigma_z = 9.02$ kPa (autoroute à 1195 mm de profondeur)

Valeur de contrainte :

10 kPa, 15 kPa, 20 kPa

Contraintes verticales à appliquer et charges correspondantes

Contrainte appliquée (kPa)	Charge (kN)	Hauteur de chute (cm)
10	0.707	2
15	1.06	3.1
20	1.41	4.1

Annexe B : Modélisation de la contrainte de confinement des essais triaxiaux sur GéoStudio

Données d'entrée :

Type de matériau
Module E_{LWD} (MPa) selon la contrainte appliquée
σ_v (kPa)
Cohésion c (kPa)
Angle de frottement ($^\circ$)

- Les valeurs de module varient en fonction de la contrainte appliquée et de la saturation. Elles ont été calculées en faisant les moyennes par valeur de contrainte verticale et par degré de saturation pour les 3 emplacements et les 5 amortissements.
- Les valeurs d'angle de frottement et de cohésion (*tableau suivant*) ont été tirées à partir de la littérature pour des matériaux similaires à ceux utilisés dans le cadre du projet.

Matériau	Cohésion (kPa)	Angle de frottement ($^\circ$)
S1 (silt)	86 ¹ (compacté) 13 ¹ (compacté saturé)	28 ²
S2 (sable)	-	37 ²
S3 (argile)	11 ¹	19 ²

¹: NAVFAC Design manual 7.2 – Foundation and Earth Structure, SN 0525-LP-300-7071; REVALIDATED BY CHANGE 1 SEPTEMBER 1986

²: Carter, M. and Bentley, S. (1991). Correlations of soil properties. Penetech Press Publishers, London

Dans le tableau suivant, un exemple de données est montré pour le cas du sol S1 à un degré de saturation $S_{r3} = 88.3 \%$.

Exemple de données d'entrée pour le matériau S2 à $S_{r3} = 88.3 \%$

σ_{max} (kPa)	E_1 (Mpa)	Cohésion c (kPa)	Angle de frottement (°)	Masse volumique humide (kg/m ³)
15,525	12,134	13	28	2224.35
20,545	11,018			
30,476	11,053			
40,400	10,891			
70,408	11,661			

Les résultats de la modélisation sont consignés dans le tableau suivant.

Résultats de la modélisation de σ_3 pour le sol S1

S1 (silt)					
S_{r1}		S_{r2}		S_{r3}	
σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
15.7	5.8	15.621	5.71	15.525	5.753
21.1	7.1	20.889	7.015	20.545	7.007
30.9	9.7	30.427	9.408	30.476	9.53
40.8	12.2	40.71	12.038	40.4	11.97
71.3	20	70.679	19.626	70.408	19.456

Résultats de la modélisation de σ_3 pour le sol S2

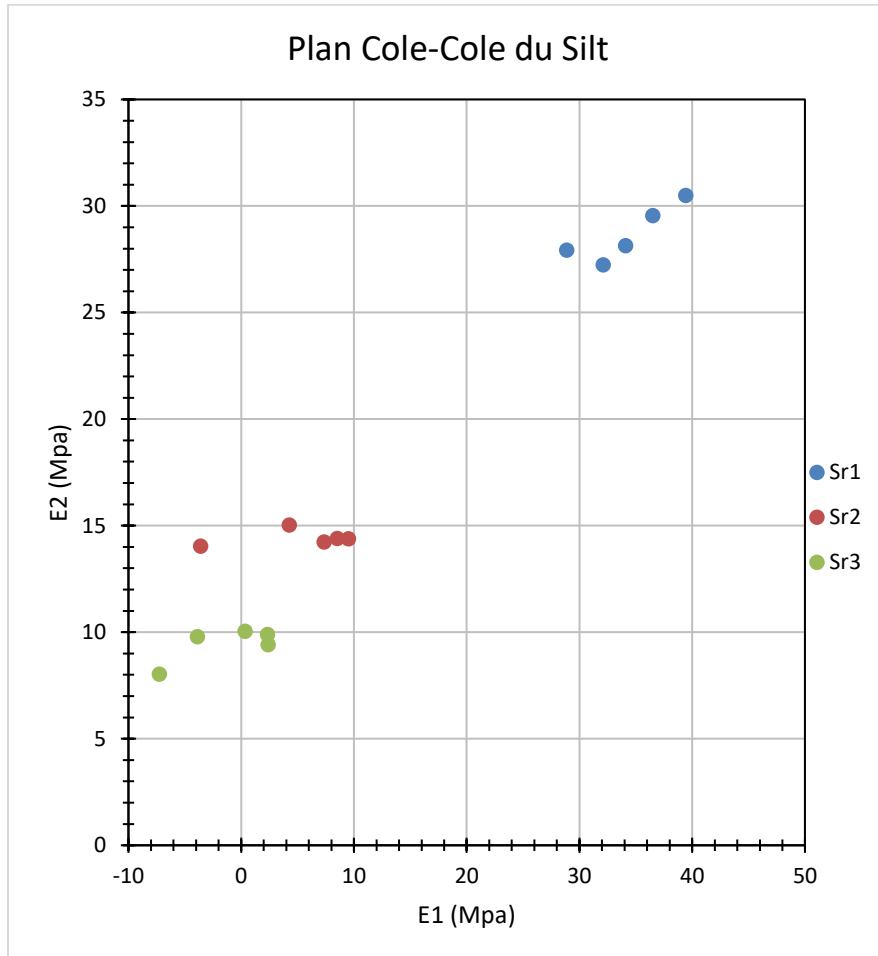
S2 (sable)							
S _{r1}		S _{r2}		S _{r2*}		S _{r3}	
σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
15.282	5.77	15.666	5.97	15.439	5.887	15.938	6.03
20.769	7.3	20.901	7.44	20.671	7.331	20.549	7.308
30.602	10.19	30.526	10.23	30.515	10.225	30.412	10.165
40.601	13.22	40.567	13.28	40.499	13.187	40.442	13.145
70.364	22.2	70.547	22.31	70.307	22.089	70.436	21.731

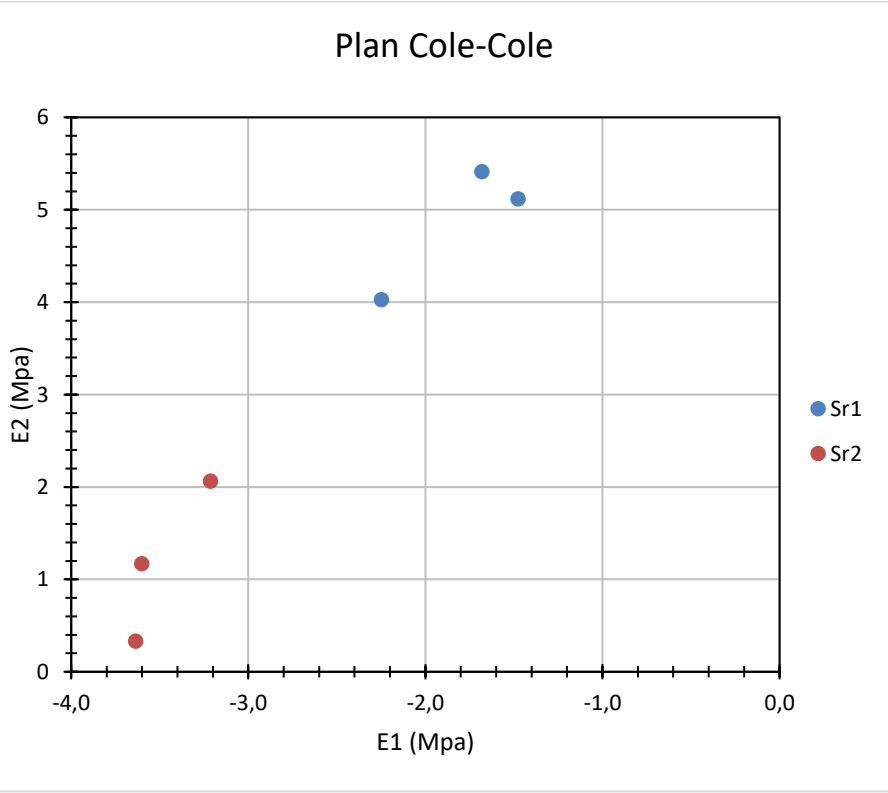
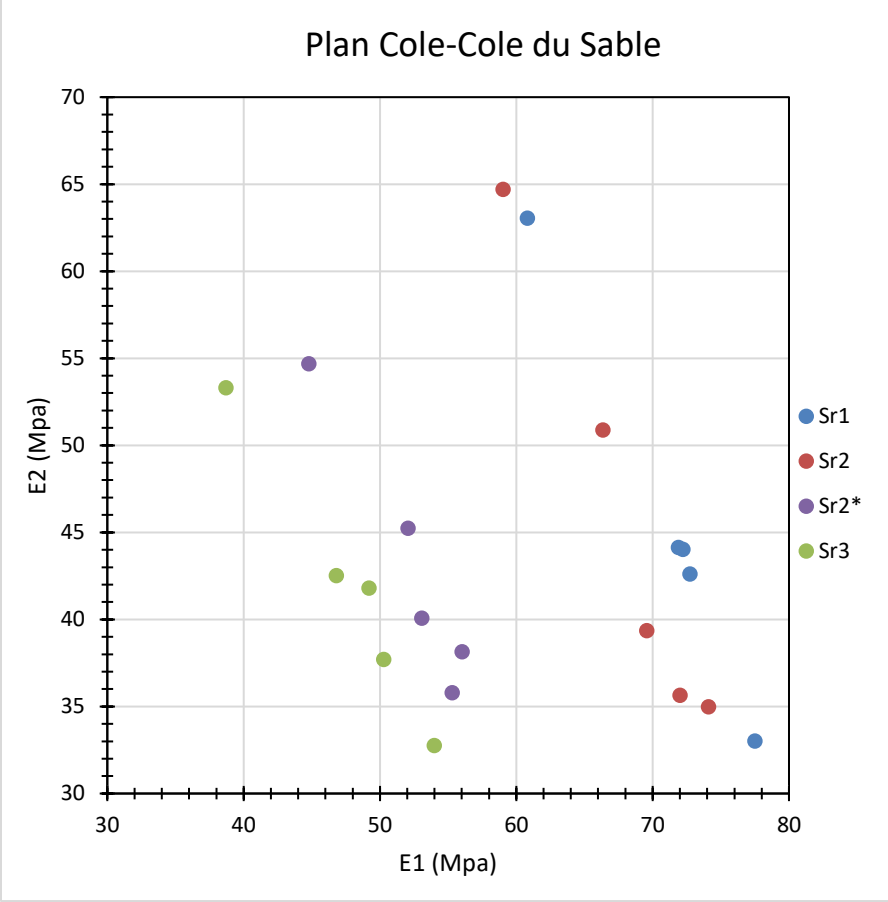
Résultats de la modélisation de σ_3 pour le sol S3

S3 (argile)			
S _{r1}		S _{r2}	
σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)
15.292	5.21	15.579	5.081
20.328	6.34	20.34	6.222
30.524	8.77	30.347	8.676

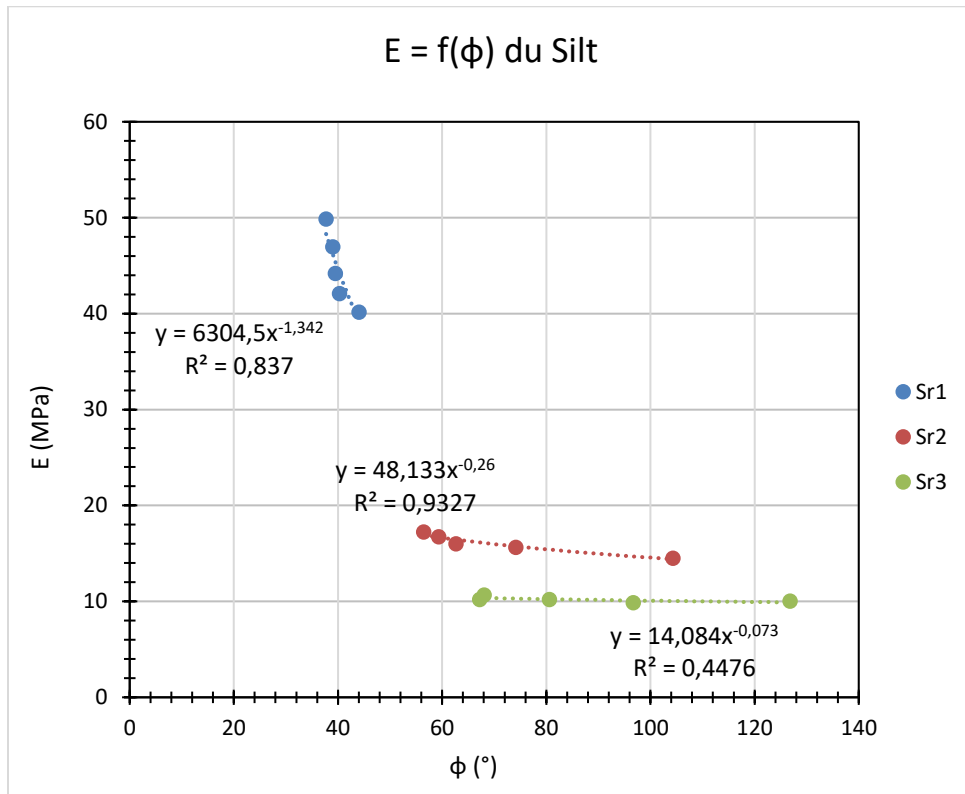
Annexe C : Résultats des essais de déflexion

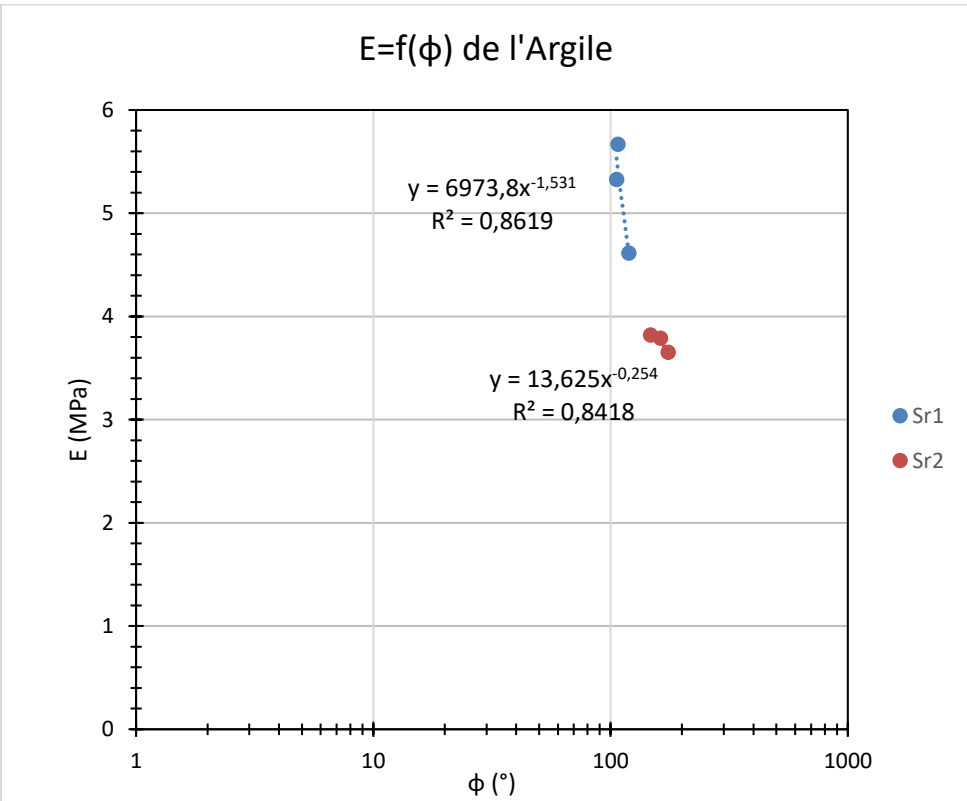
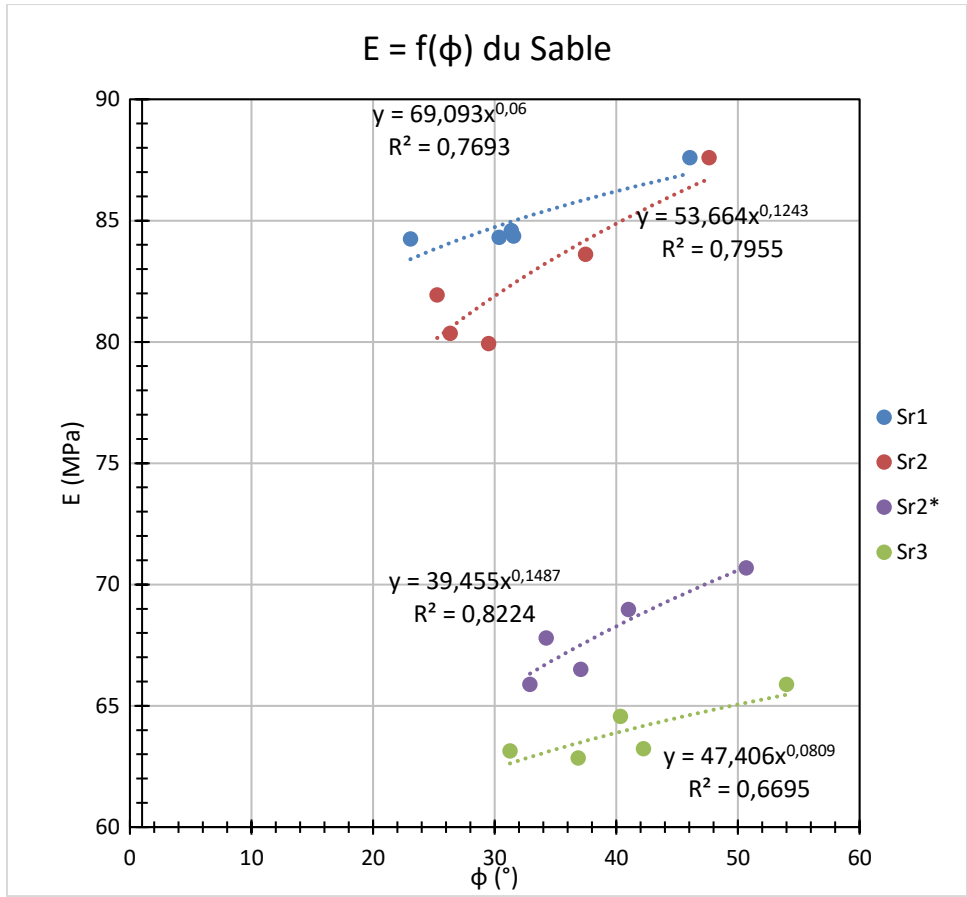
C.1. Plan Cole*Cole



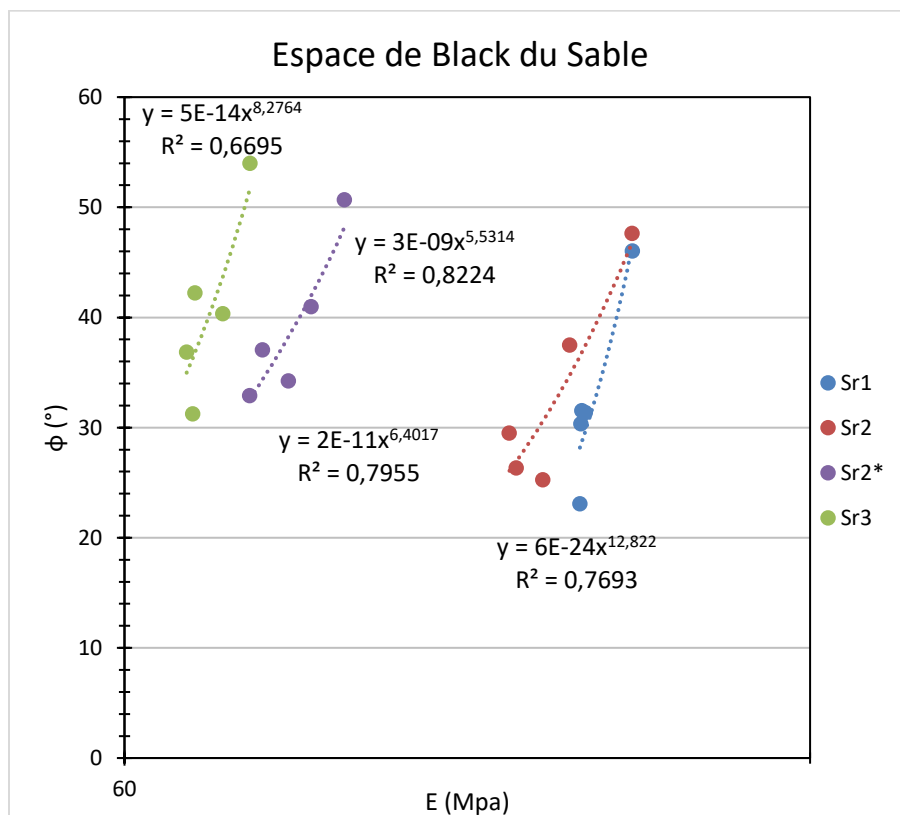
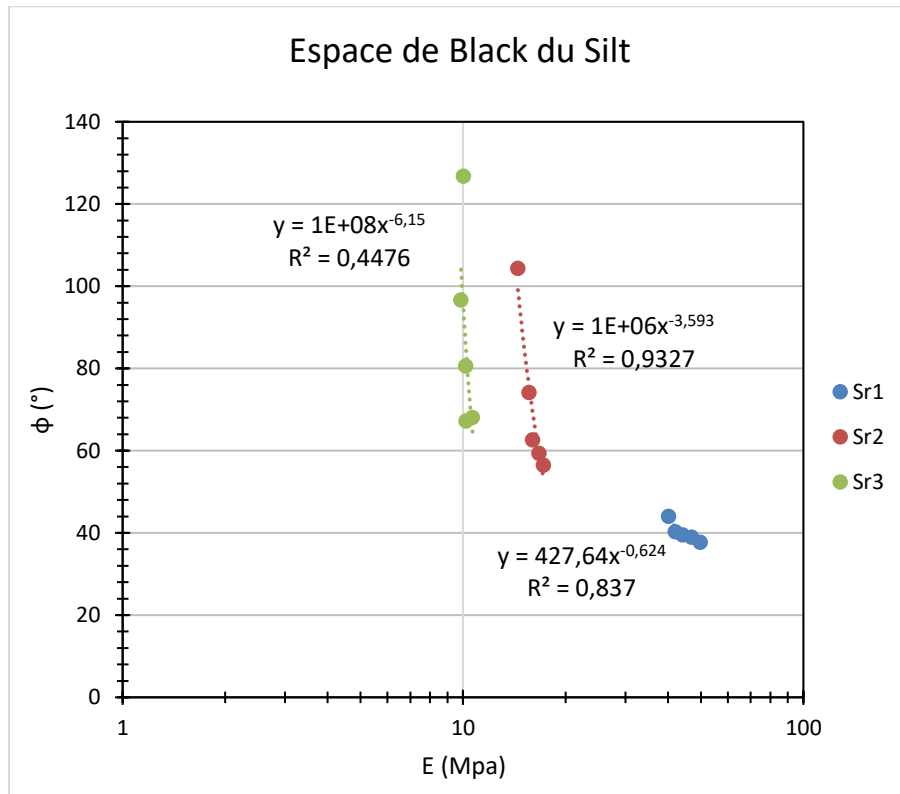


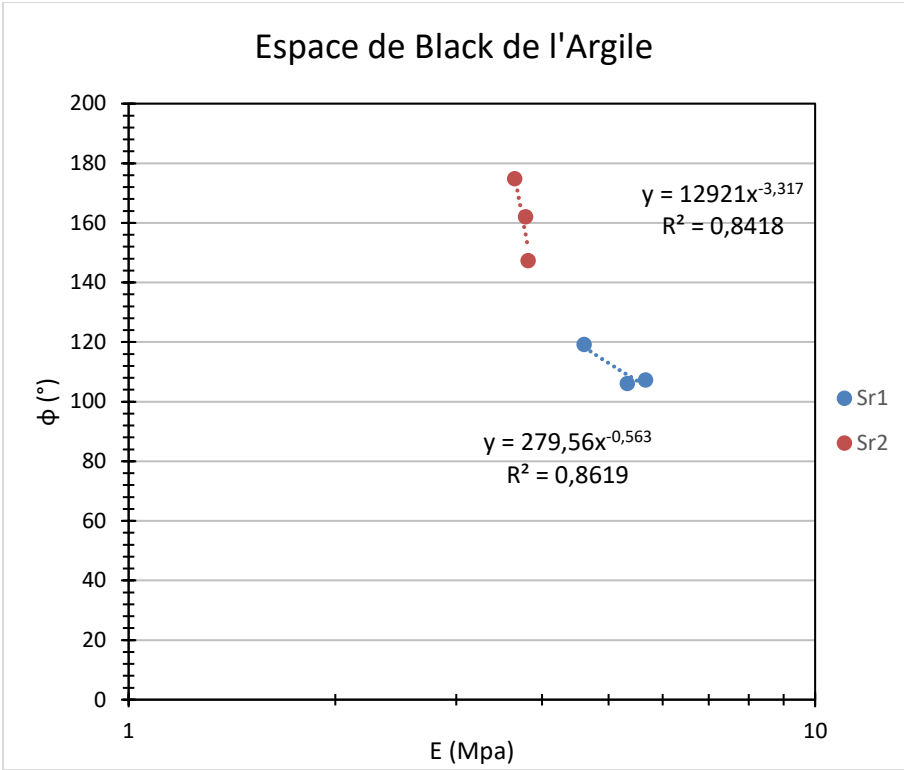
C.2. Module E en fonction de l'angle de phase



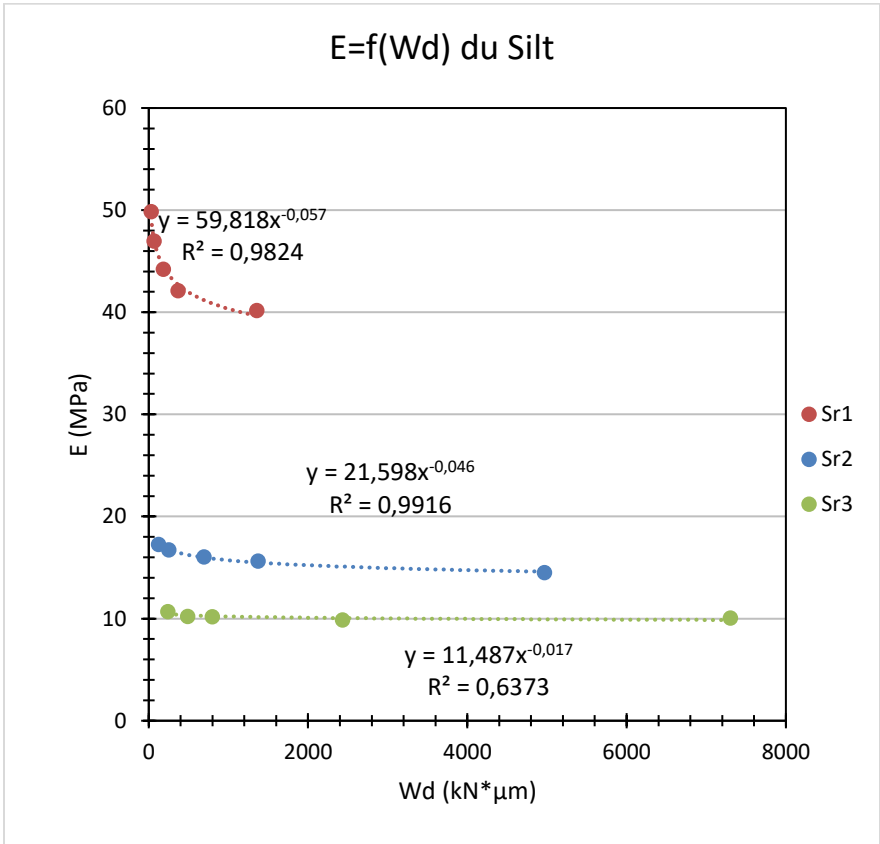


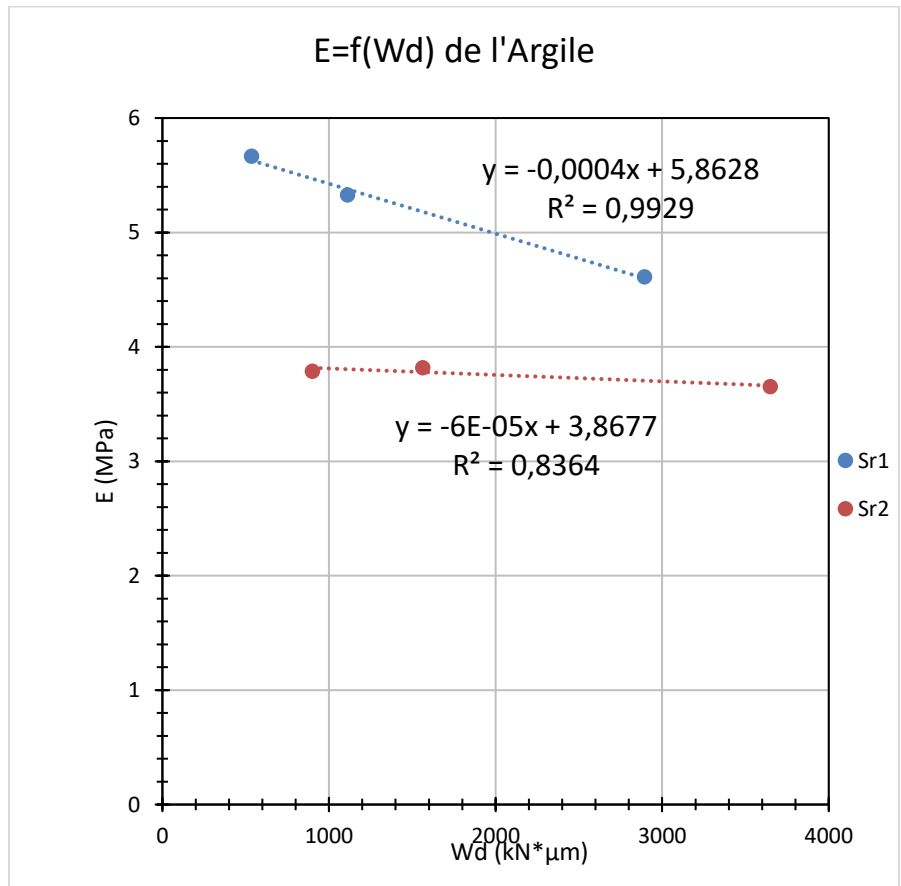
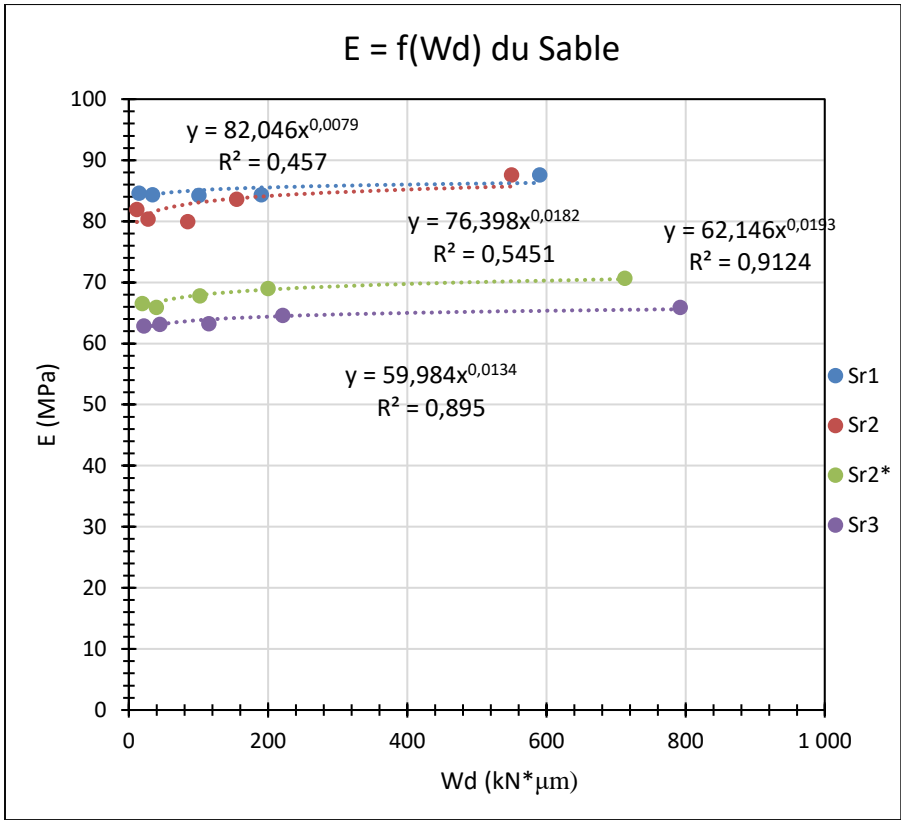
C.3. Espace de Black



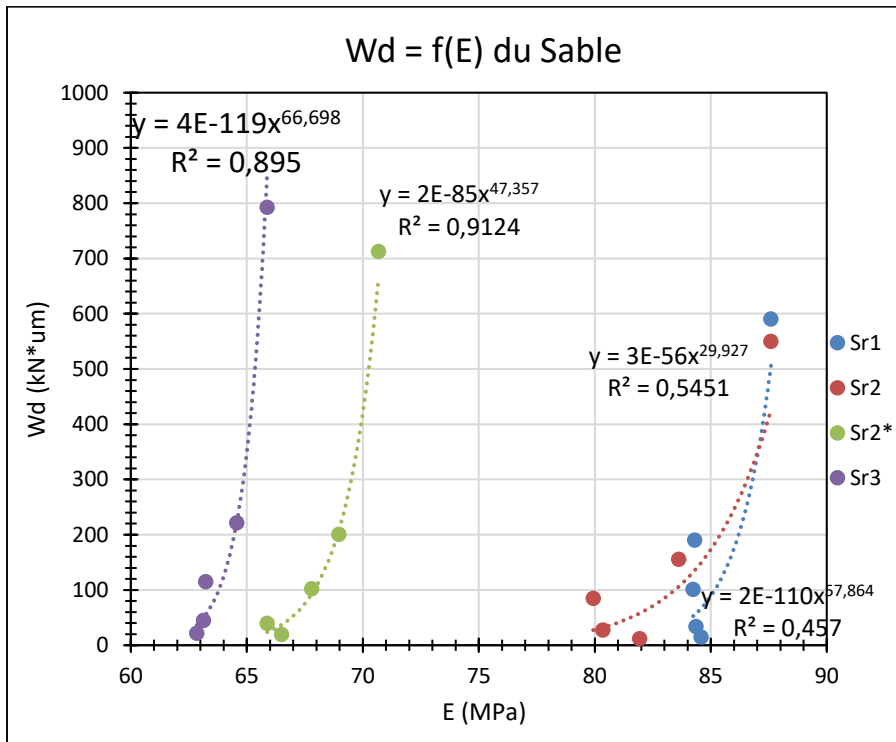
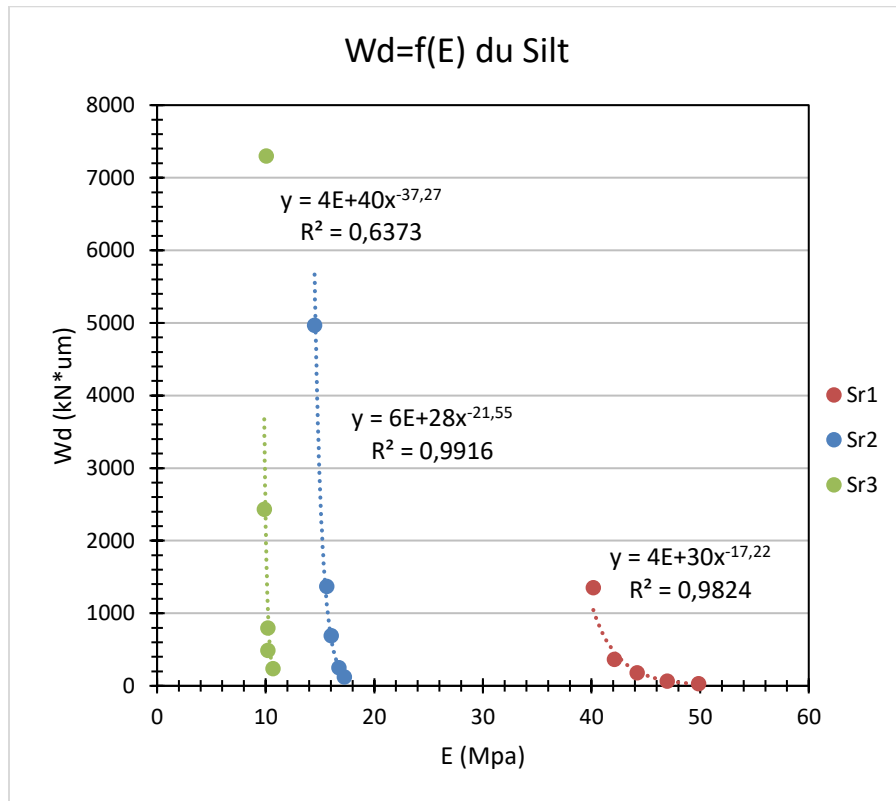


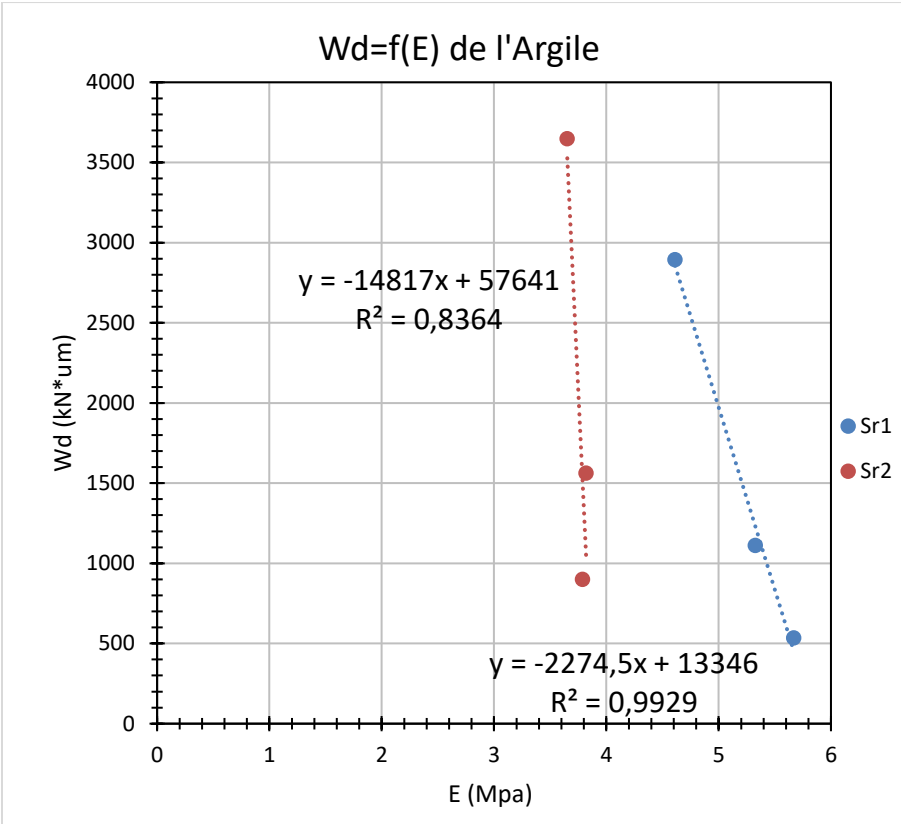
C.4. Module E en fonction de l'énergie dissipée





C.5. Énergie dissipée en fonction du module E





Annexe D : Résultats des essais triaxiaux

D.1. Valeurs de déformations en fonction du temps et diagramme

15 kPa (Silt à Sr1=34.32%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ε (μ def)	t (ms)	ε/σ	σ (Mpa)	ε (mm/mm)	ε (μ def)	t (ms)	ε/σ
	15.7188	143.5016	19.6667	9.1293	0.0157	0.00014818	148.1837	19.6667	9.4271
	15.6360	131.0731	19.8889	8.3828	0.0156	0.0001483	148.3007	19.8889	9.4846
	15.7266	121.5021	21.6111	7.7259	0.0157	0.00014916	149.1647	21.6111	9.4849
	15.9755	166.2213	80	10.4048	0.0160	0.00015827	158.2673	80	9.9069
	15.8858	165.2558	100	10.4027	0.0159	0.0001586	158.6012	100	9.9838
	15.8375	161.8996	300	10.2225	0.0158	0.00015885	158.8547	300	10.0303
	15.7616	162.5467	500	10.3128	0.0158	0.00015892	158.9176	500	10.0826
	15.8030	161.8996	1000	10.2449	0.0158	0.00015907	159.0748	1000	10.0661
	15.3270	155.5471	3000	10.1485	0.0153	0.0001597	159.7035	3000	10.4197
	15.4443	154.2017	5000	9.9844	0.0154	0.00016033	160.3323	5000	10.3813
σ_{d_moy}	15.7917								

ε_e (μ def)	ε_{ve}/σ	ε_{ve} (μ def)	penete	ε_r à $t=\infty$	ε_r à T1	ε_r/σ à T1	T1 (s)
131.0731	10.1000	159.495987	3.1583E-07	2.8423E-05	0.00014904	9.4377	0.02

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0158	120.4800	555.5972	50000.0000	11.1119

20 kPa (Silt à Sr1=34.32%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (Mpa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	20.7571	194.4654	21.6111	9.3686	0.0208	0.00020184	201.8362	21.6111	9.7237
	21.0525	187.7571	23.3333	8.9185	0.0211	0.00020248	202.4821	23.3333	9.6180
	20.3982	170.4890	24.7778	8.3580	0.0204	0.00020298	202.9826	24.7778	9.9510
	21.0712	165.1413	37.6111	7.8373	0.0211	0.00020615	206.1489	37.6111	9.7835
	21.0109	216.2058	60	10.2902	0.0210	0.00020852	208.5246	60	9.9246
	20.9695	212.5267	80	10.1350	0.0210	0.00020926	209.2580	80	9.9792
	20.9350	210.2629	100	10.0436	0.0209	0.00020953	209.5330	100	10.0087
	20.8385	208.8304	300	10.0214	0.0208	0.00020977	209.7713	300	10.0665
	20.7557	209.6067	500	10.0988	0.0208	0.00020985	209.8543	500	10.1107
	20.7971	209.8121	1000	10.0885	0.0208	0.00021006	210.0619	1000	10.1006
	20.3349	204.5600	3000	10.0596	0.0203	0.00021089	210.8922	3000	10.3710
	20.4108	204.0892	5000	9.9991	0.0204	0.00021172	211.7225	5000	10.3731
σ_d _moy	20.8849								

ϵ_e (μ def)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μ def)	penete	ϵ_r à t= ∞	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
187.7571	10.1000	210.9377	4.177E-07	2.3181E-05	0.00020241	9.6915	0.02

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0209	111.2337	900.9660	50000.0000	18.0193

15 kPa (Silt à Sr2=63.21%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kPa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (kPa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	15.6069	409.5665	19.9444	26.2426	15.6069	0.00050332	503.3153	20	32.2495
	15.4618	364.3107	18.9444	23.5619	15.4618	0.0004957	495.6997	18.944	32.0596
	15.9876	376.7755	21.3889	23.5667	15.9876	0.00051973	519.7330	21.389	32.5084
	15.4634	354.3736	8.1111	22.9169	15.4634	0.00045318	453.1760	8.111	29.3063
	15.5852	245.8210	35.8056	15.7728	15.5852	0.00053487	534.8716	35.806	34.3193
	15.8927	594.6050	80	37.4138	15.8927	0.00057157	571.5741	80	35.9646
	15.9617	545.0608	100	34.1481	15.9617	0.00057657	576.5742	100	36.1224
	15.8513	593.8958	300	37.4667	15.8513	0.00057737	577.3674	300	36.4240
	15.7823	580.4521	500	36.7787	15.7823	0.00057826	578.2638	500	36.6400
	15.7547	594.3792	1000	37.7271	15.7547	0.00058576	585.7603	1000	37.1800
	15.6167	631.5079	3000	40.4379	15.6167	0.00061436	614.3629	3000	39.3400
	15.4098	576.2517	5000	37.3952	15.4098	0.00063951	639.5065	5000	41.5000
σ_{d_moy}	15.6979								

ϵ_0 (μ def)	ϵ_1/σ	ϵ_1 (μ def)	pente	ϵ_r à $t=\infty$	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
409.5665	36.1	566.6924	1.69537E-05	0.00015713	0.00050887	32.4166	0.021

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0157	38.3280	99.9062	925.9259	2.0980

20 kPa (Silt à Sr2=63.21%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ε (μ def)	t (ms)	ε/σ	σ (kPa)	ε (mm/mm)	ε (μ def)	t (ms)	ε/σ
	21.2274	574.1985	20.8889	27.0499	21.2274	0.00079136	791.3557	21	37.2799
	20.7324	502.3151	21.7222	24.2285	20.7324	0.00079634	796.3392	21.722	38.4103
	20.5254	521.9939	24.3333	25.4316	20.5254	0.00081075	810.7475	24.333	39.4997
	20.6606	456.0258	7.5556	22.0723	20.6606	0.00067815	678.1546	7.556	32.8236
	21.2991	378.7625	39.2778	17.7830	21.2991	0.0008665	866.5042	39.278	40.6827
	20.7764	694.1613	60	33.4111	20.7764	0.00090105	901.0450	60	43.3687
	20.8799	675.4508	80	32.3494	20.8799	0.00091453	914.5340	80	43.7998
	21.0109	696.1717	100	33.1339	21.0109	0.00092061	920.6082	100	43.8158
	20.8316	823.5063	300	39.5317	20.8316	0.0009377	937.6974	300	45.0133
	20.7833	900.8696	500	43.3459	20.7833	0.00095186	951.8610	500	45.7994
	20.7419	1025.8546	1000	49.4581	20.7419	0.00098727	987.2694	1000	47.5979
	20.4728	1235.7475	5000	60.3603	20.4728	0.00127054	1270.5365	5000	62.0596
σ_d _moy	20.8285								

ε_0 (μ def)	ε_1/σ	ε_1 (μ def)	pente	ε_r à $t=\infty$	ε_r à T1	ε_r/σ à T1	T1 (s)
574.1985	44	916.4526	7.08168E-05	0.00034225	0.0007905	37.9530	0.021

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0208	36.2740	60.8567	294.1176	1.2780

30 kPa (Silt à Sr2=63.21 %)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ε (μdef)	t (ms)	ε/σ	σ (kPa)	ε (mm/mm)	ε (μdef)	t (ms)	ε/σ
	30.3070	810.5779	20.3333	26.7455	30.3070	0.00178333	1783.3266	20	58.8420
30.7456	778.5858	22.3333	25.3235	30.7456	0.00183601	1836.0147	22.333	59.7164	
30.1847	762.1741	24.7778	25.2503	30.1847	0.00189371	1893.7109	24.778	62.7374	
30.3484	663.6903	6.4722	21.8691	30.3484	0.00123143	1231.4286	6.472	40.5764	
30.5489	581.5774	42.3889	19.0376	30.5489	0.00215507	2155.0686	42.389	70.5448	
30.5161	3204.9650	60	105.0253	30.5161	0.00226581	2265.8147	60	74.2498	
31.0059	2072.8279	80	66.8527	31.0059	0.0023182	2318.2049	80	74.7666	
30.9231	1941.7079	100	62.7915	30.9231	0.00234042	2340.4206	100	75.6851	
30.8541	2330.2750	300	75.5255	30.8541	0.00239719	2397.1875	300	77.6942	
30.7852	2407.2696	500	78.1958	30.7852	0.00244374	2443.7353	500	79.3803	
30.7369	2657.9067	1000	86.4729	30.7369	0.0025601	2560.1037	1000	83.2910	
30.5230	3517.6863	5000	115.2470	30.5230	0.00349105	3491.0504	5000	114.3743	
σ_{d_moy}	30.6232								

ε_0 (μdef)	ε_1/σ	ε_1 (μdef)	penete	ε_r à $t=\infty$	ε_r à T1	ε_r/σ à T1	T1 (s)
810.5779	76	2327.3670	0.00023274	0.00151679	0.00176919	57.7727	0.02

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0306	37.7795	20.1895	131.5789	0.4038

40 kPa (Silt à Sr2=63.21 %)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kPa)	ε (μdef)	t (ms)	ε/σ	σ (kPa)	ε (mm/mm)	ε (μdef)	t (ms)	ε/σ
	40.3180	1115.3391	19.3333	27.6636	40.3180	0.00240284	2402.8420	19	59.5973
	40.8548	1056.6463	21.1667	25.8635	40.8548	0.00247252	2472.5160	21.167	60.5196
	41.3397	1086.4695	22.7222	26.2815	41.3397	0.0025269	2526.8979	22.722	61.1252
	40.3279	861.8035	6.1667	21.3699	40.3279	0.00166543	1665.4338	6.167	41.2973
	40.2973	4351.1004	60	107.9749	40.2973	0.00310698	3106.9778	60	77.1014
	41.0561	3100.3983	80	75.5162	41.0561	0.00318321	3183.2078	80	77.5332
	40.4836	2808.2725	100	69.3682	40.4836	0.00321846	3218.4565	100	79.5003
	40.8284	3458.9758	300	84.7198	40.8284	0.00334632	3346.3228	300	81.9606
	40.7732	3412.7967	500	83.7019	40.7732	0.00346031	3460.3101	500	84.8672
	40.8008	3710.7363	1000	90.9476	40.8008	0.00374528	3745.2768	1000	91.7941
	40.7250	4893.3075	3000	120.1550	40.7250	0.00488514	4885.1437	3000	119.9545
σ_d _moy	40.7095								

ε_0 (μdef)	ε_1/σ	ε_1 (μdef)	penete	ε_r à $t=\infty$	ε_r à T1	ε_r/σ à T1	T1 (s)
1115.3391	78	3175.3434	0.00056993	0.00206	0.00241726	59.3783	0.02

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0407	36.4997	19.7619	71.4286	0.3952

15 kPa (Sable à Sr1=36.21%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kPa)	ϵ (μdef)	t (ms)	ϵ/σ	σ (kPa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μdef)	t (ms)	ϵ/σ
	15.1659	71.7933	18.5000	4.7339	0.0152	7.14945E-05	71.4945	19	4.7142
	15.4291	67.2703	19.1667	4.3600	0.0154	7.2767E-05	72.7670	19.167	4.7162
	15.6297	58.2387	21.6667	3.7262	0.0156	7.38318E-05	73.8318	21.667	4.7238
	15.7823	96.3529	500	6.1051	0.0158	8.80061E-05	88.0062	500	5.5763
	15.8030	94.0238	1000	5.9497	0.0158	9.26461E-05	92.6461	1000	5.8626
	15.3202	92.6012	3000	6.0444	0.0153	9.38734E-05	93.8734	3000	6.1274
	15.2167	94.9392	5000	6.2392	0.0152	9.5865E-05	95.8650	5000	6.3000
σ_d _moy	15.4184								

ϵ_e (μdef)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μdef)	penete	ϵ_r à $t=\infty$	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
71.7933	5.87	90.5058	1.32598E-06	1.8712E-05	8.362E-05	5.4234	0.39

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0154	214.7603	823.9642	11627.9070	321.3460

20 kPa (Sable à Sr1=36.21%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ε (μ def)	t (ms)	ε/σ	σ (kPa)	ε (mm/mm)	ε (μ def)	t (ms)	ε/σ
	21.0284	99.7922	20.6111	4.7456	0.0210	0.000101887	101.8869	20.6111	4.8452
	20.8228	99.9405	22.3889	4.7996	0.0208	0.000100949	100.9490	22.3889	4.8480
	20.4272	90.1888	23.6667	4.4151	0.0204	9.90717E-05	99.0717	23.6667	4.8500
	20.7902	113.0971	100	5.4399	0.0208	0.000103006	103.0064	100	4.9546
	20.8109	114.8662	300	5.5195	0.0208	0.000106691	106.6914	300	5.1267
	20.7488	112.8479	500	5.4388	0.0207	0.000108172	108.1725	500	5.2134
	20.7902	110.4425	1000	5.3122	0.0208	0.000109997	109.9972	1000	5.2908
	20.4314	109.6592	3000	5.3672	0.0204	0.000109349	109.3489	3000	5.3520
	20.4591	109.9158	5000	5.3725	0.0205	0.000110479	110.4789	5000	5.4000
σ_d _moy	20.7714								

ε_e (μ def)	ε_{ve}/σ	ε_{ve} (μ def)	penete	ε_r à $t=\infty$	ε_r à T1	ε_r/σ à T1	T1 (s)
99.9405	5.28	109.6728	4.98513E-07	9.7323E-06	0.00010609	5.1076	0.28

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0208	207.8373	2134.2700	41666.6667	597.5956

15 kPa (Sable à Sr2=47.61%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (Mpa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	15.2984	75.1383	19.0000	4.9115	0.0153	9.25932E-05	92.5932	19	6.0525
	15.8033	64.8273	20.1111	4.1021	0.0158	9.57655E-05	95.7655	20.111	6.0599
	15.7240	50.9336	19.7778	3.2392	0.0157	9.52508E-05	95.2508	19.778	6.0577
	15.7493	93.2890	25.2222	5.9234	0.0157	9.59565E-05	95.9565	25.222	6.0927
	16.1134	102.6242	100	6.3689	0.0161	0.000103555	103.5546	100	6.4266
	15.8306	106.0038	300	6.6961	0.0158	0.000106205	106.2049	300	6.7088
	15.9134	106.5187	500	6.6937	0.0159	0.000107808	107.8084	500	6.7747
	15.7616	109.7604	1000	6.9638	0.0158	0.000108124	108.1241	1000	6.8600
	15.4374	110.5233	3000	7.1594	0.0154	0.000110841	110.8406	3000	7.18
	15.4443	104.5650	5000	6.7705					
σ_d _moy	15.7761								

ϵ_e (μ def)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μ def)	penete	ϵ_r à $t=\infty$	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
93.2890	6.7000	105.6996	2.52417E-06	1.24106E-05	0.000101132	6.4105	0.1

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0158	169.1096	1271.1740	6250.0000	127.1174

20 kpa (Sable à Sr2=47.61 %)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (Mpa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	20.8860	98.5696	23.1667	4.7194	20.8860	0.00012245	122.4500	23.1667	5.8628
	20.6161	90.2695	21.7222	4.3786	20.6161	0.00012167	121.6746	21.7222	5.9019
	20.6402	103.4691	20.8889	5.0130	20.6402	0.00012121	121.2084	20.8889	5.8725
	20.9557	139.8000	100	6.6712	20.9557	0.00013606	136.0632	100	6.4929
	20.8867	141.4829	300	6.7738	20.8867	0.00013738	137.3819	300	6.5775
	20.8591	139.3562	500	6.6808	20.8591	0.00013783	137.8257	500	6.6075
	20.8109	136.8879	1000	6.5777	20.8109	0.00013893	138.9339	1000	6.6760
20.3763	134.1625	3000	6.5842	20.3763	0.00014337	143.3665	3000	7.0360	
od_moy	20.7778								

ϵ_e (μ def)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μ def)	penete	ϵ_r à $t=\infty$	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
103.469086	6.58	136.7176034	2.21629E-06	3.32485E-05	0.000124482	5.99113E-06	0.0275

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0208	200.8112	624.9226	9375.0000	17.1854

15 kPa (Sable à Sr3=70.24%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (Mpa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	15.3903	97.9501	18.7222	6.3644	0.0154	0.000100274	100.2739	18.7222	6.5154
	16.1816	98.1408	19.9444	6.0650	0.0162	0.000103773	103.7734	19.9444	6.4130
	15.9724	77.6956	21.6111	4.8644	0.0160	0.00010402	104.0200	21.6111	6.5125
	16.2939	74.4081	27.7222	4.5666	0.0163	0.000104753	104.7532	27.7222	6.4290
	15.9341	111.2938	100	6.9846	0.0159	0.000106607	106.6073	100	6.6905
	15.7478	106.2850	300	6.7492	0.0157	0.000106894	106.8940	300	6.7879
	15.7616	110.3050	500	6.9983	0.0158	0.000107148	107.1484	500	6.7981
	15.6167	106.5142	1000	6.8205	0.0156	0.000107784	107.7843	1000	6.9018
	15.3477	108.8933	5000	7.0951	0.0153	0.000112871	112.8714	5000	7.3543
σ_d _moy	15.8974								

ϵ e (μ def)	ϵ ve/ σ	ϵ ve (μ def)	pente	ϵ_r à t= ∞	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
98.1408	6.7000	106.512478	1.27179E-06	8.37168E-06	0.00010343	6.5062	0.018

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0159	161.9855	1898.9468	12500.0000	34.1810

20 kPa (Sable à Sr3=70.24%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (Mpa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	20.4812	130.2097	21.4444	6.3575	20.4812	0.00014517	145.1697	21.4444	7.0879
	20.6552	130.7495	22.7222	6.3301	20.6552	0.00014571	145.7104	22.7222	7.0544
	20.3478	125.1596	23.7222	6.1510	20.3478	0.000146116	146.1155	23.7222	7.1809
	20.7005	162.8350	300	7.8662	20.7005	0.000156999	156.9989	300.0000	7.5843
	20.7833	158.5454	500	7.6285	20.7833	0.000157439	157.4392	500.0000	7.5753
	20.7833	164.2033	1000	7.9007	20.7833	0.000158539	158.5392	1000.0000	7.6282
	20.2107	160.2925	3000	7.9311	20.2107	0.000162939	162.9392	3000.0000	8.0620
σ_d _moy	20.6252								

ϵ_e (μ def)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μ def)	penete	ϵ_r à t= ∞	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
130.7495	7.5800	156.339157	2.20002E-06	2.55897E-05	0.00014692	7.1234	0.026

σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0206	157.7461	805.9981	9375.0000	20.9560

15 kPa (Argile à Sr1=57.09%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (kPa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	15.5161	1249.1980	18.8333	80.5099	15.5161	0.00162014	1620.1376	19	104.4167
	15.3828	1457.7544	20.2222	94.7654	15.3828	0.001618	1618.0012	20.222	105.1826
	15.4645	1368.1656	20.7222	88.4713	15.4645	0.00163083	1630.8298	20.722	105.4562
	15.6500	828.0789	28.2778	52.9124	15.6500	0.001713	1712.9952	28.278	109.4566
	15.210	2724.870	80	179.1499	15.2100	0.00199384	1993.8394	80	131.0874
	16.196	2590.128	100	159.9239	16.1960	0.0022235	2223.5029	100	137.2872
	15.872	2965.752	300	186.8543	15.8720	0.00263141	2631.4051	300	165.7891
	15.789	2683.433	500	169.9559	15.7890	0.00272057	2720.5715	500	172.3080
	15.769	2763.375	1000	175.2410	15.7690	0.00279082	2790.8216	1000	176.9815
	15.700	3669.011	5000	233.6950	15.7000	0.0032185	3218.5	5000	205.0000
σ_d _moy	15.6549								

ϵ_e (μ def)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μ def)	penete	ϵ_r à $t=\infty$	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
1457.7544	170	2661.3393	0.000109585	0.00120358	0.00221842	141.707377	0.12

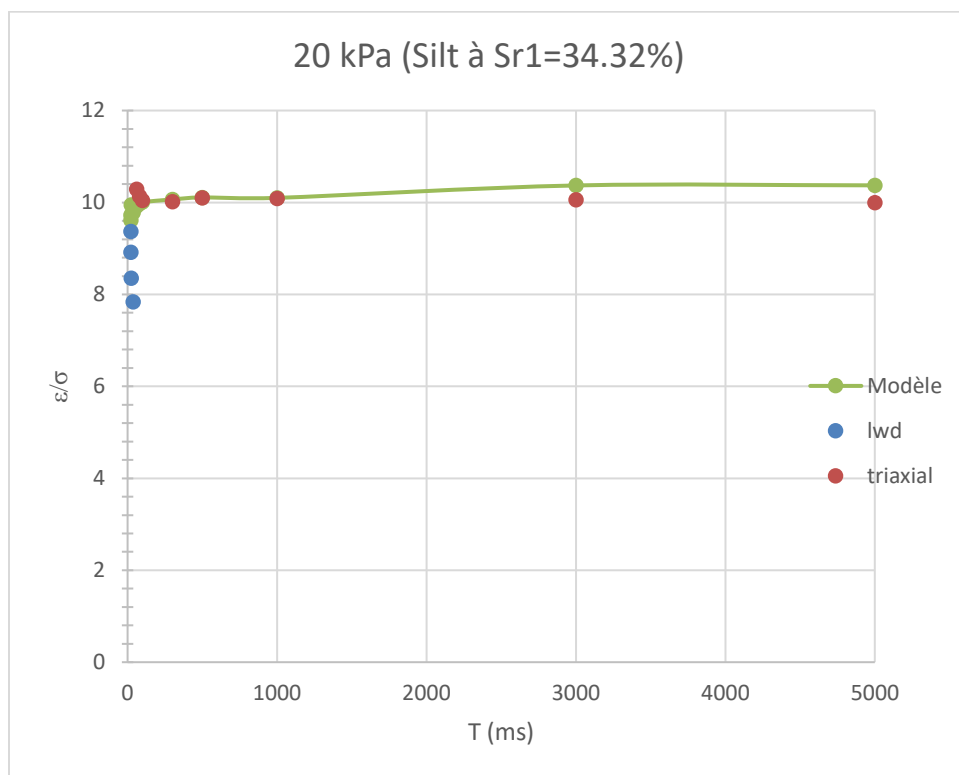
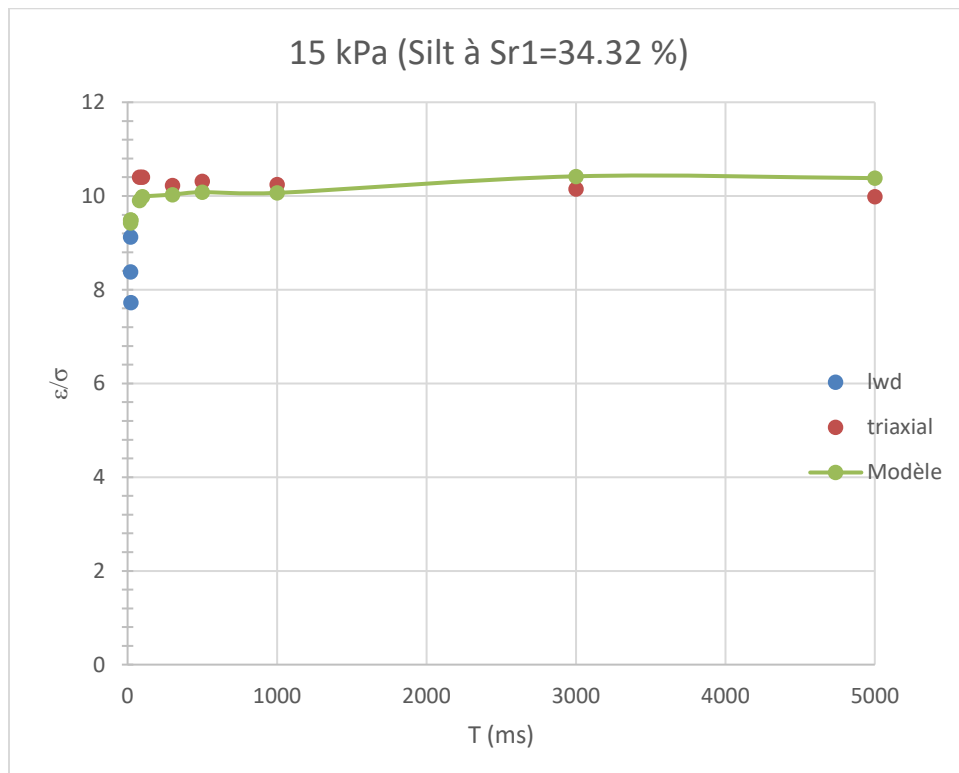
σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0157	10.7391	13.0069	142.8571	1.5608

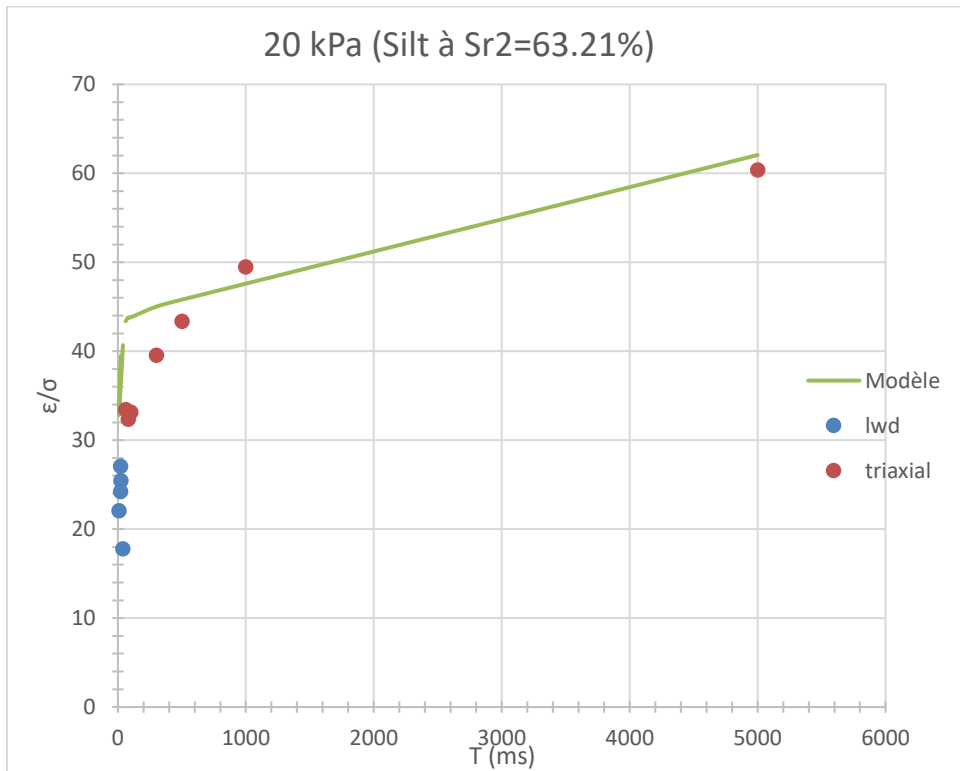
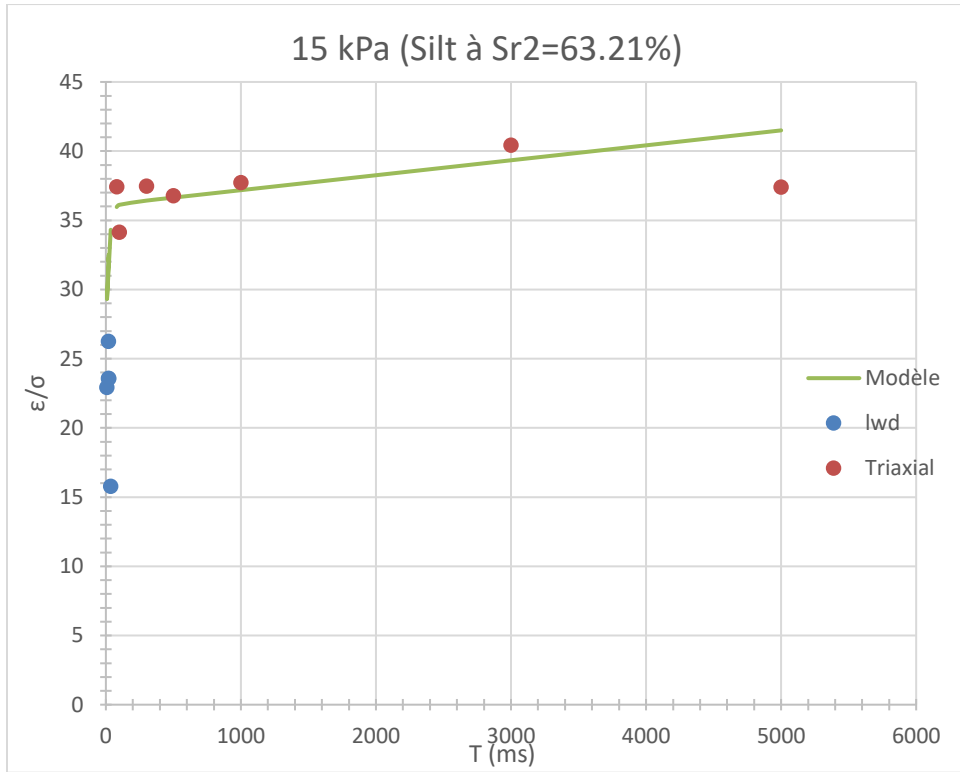
20 kPa (Argile à Sr1=57.09%)	Mesuré				Modélisé				
	σ (kpa)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ	σ (kPa)	ϵ (mm/mm)	ϵ (μ def)	t (ms)	ϵ/σ
	20.5496	1789.1427	21.1111	87.0645	20.5496	0.00240716	2407.1617	21	117.1390
	20.2898	2009.6958	22.6111	99.0497	20.2898	0.00240155	2401.5474	22.611	118.3624
	20.3618	1896.5690	23.5000	93.1436	20.3618	0.00242464	2424.6362	23.500	119.0779
	20.4421	1595.7541	8.2222	78.0622	20.4421	0.00216163	2161.6270	8.222	105.7439
	20.9627	1219.0431	35.1111	58.1529	20.9627	0.0026791	2679.1040	35.111	127.8033
	20.1830	3332.9180	80	165.1349	20.1830	0.00308203	3082.0264	80	152.7041
	20.7630	3168.0260	100	152.5804	20.7630	0.00333008	3330.0808	100	160.3853
	20.9070	3822.6490	300	182.8406	20.9070	0.00393234	3932.3386	300	188.0872
	20.7970	3616.1240	500	173.8772	20.7970	0.00397927	3979.2736	500	191.3388
	20.7070	4003.0360	1000	193.3180	20.7070	0.003984	3983.9979	1000	192.3986
	20.5900	4053.9780	5000	196.8906	20.5900	0.00407682	4076.82	5000	198.0000
σ_d _moy	20.5963								

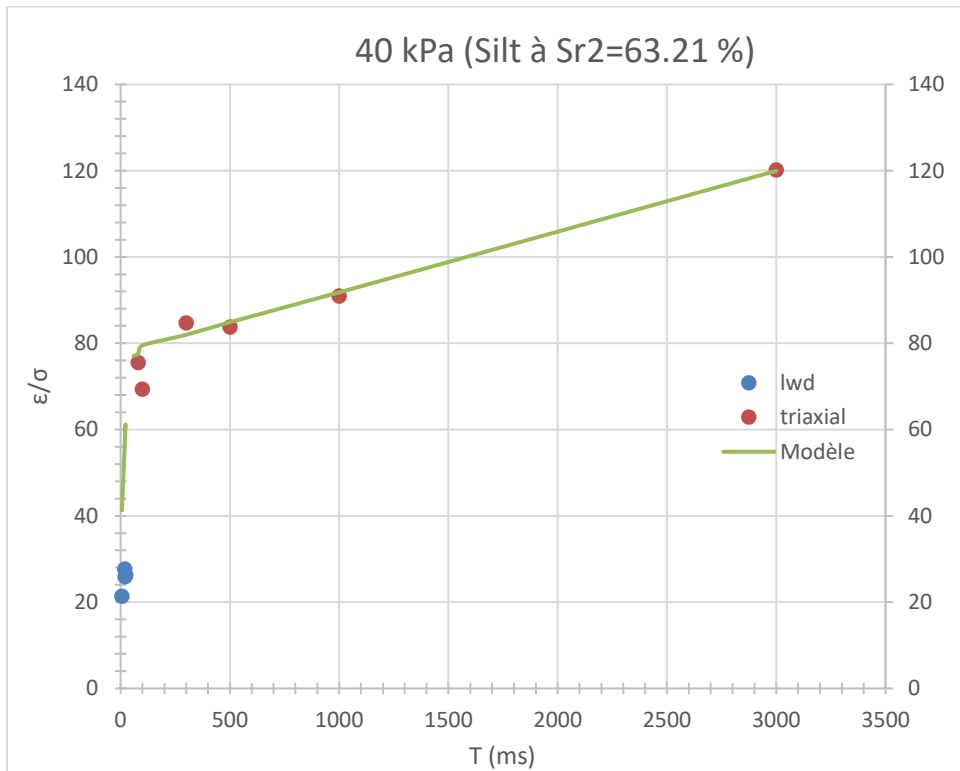
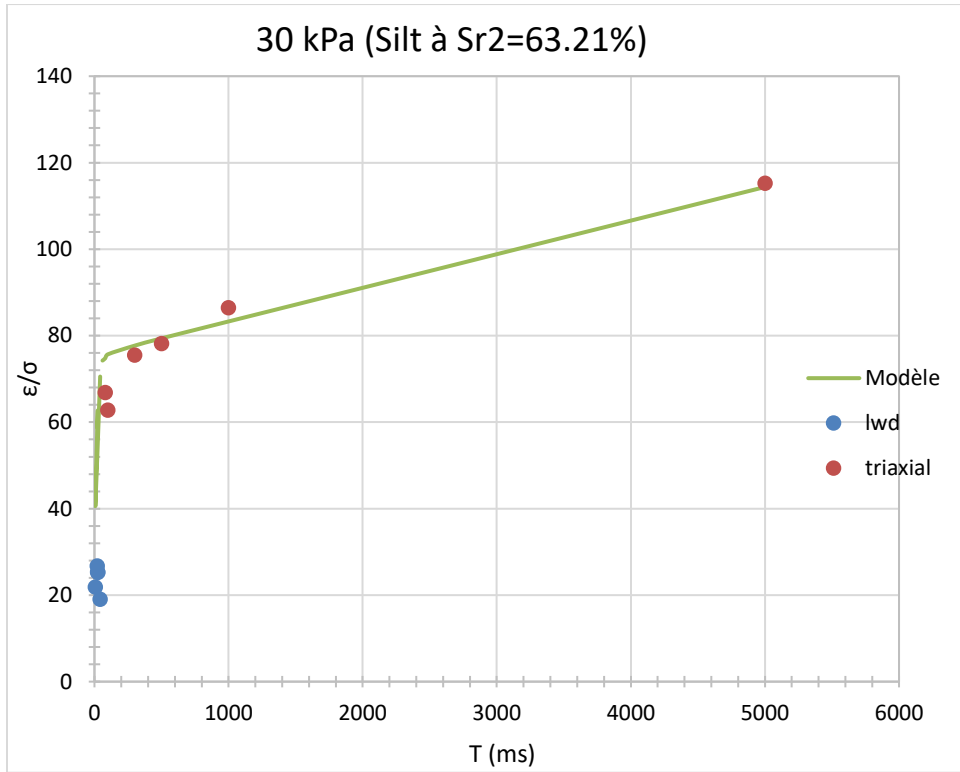
ϵ_e (μ def)	ϵ_{ve}/σ	ϵ_{ve} (μ def)	penne	ϵ_r à $t=\infty$	ϵ_r à T1	ϵ_r/σ à T1	T1 (s)
2009.6958	191	3933.8928	2.88348E-05	0.0019242	0.00322579	156.6198	0.09

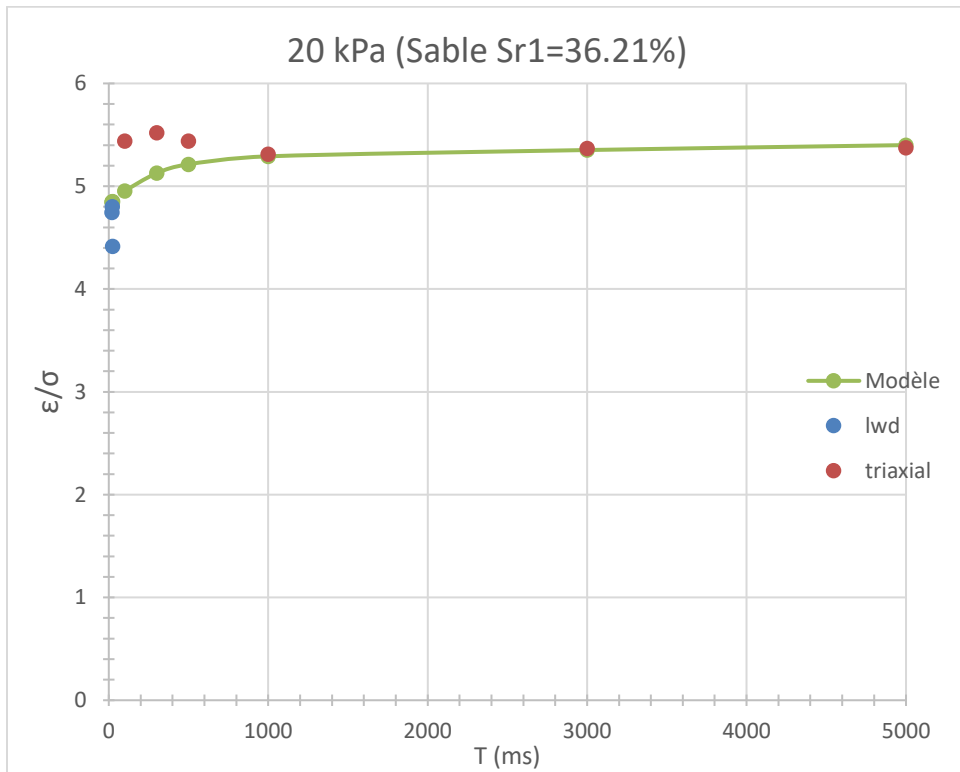
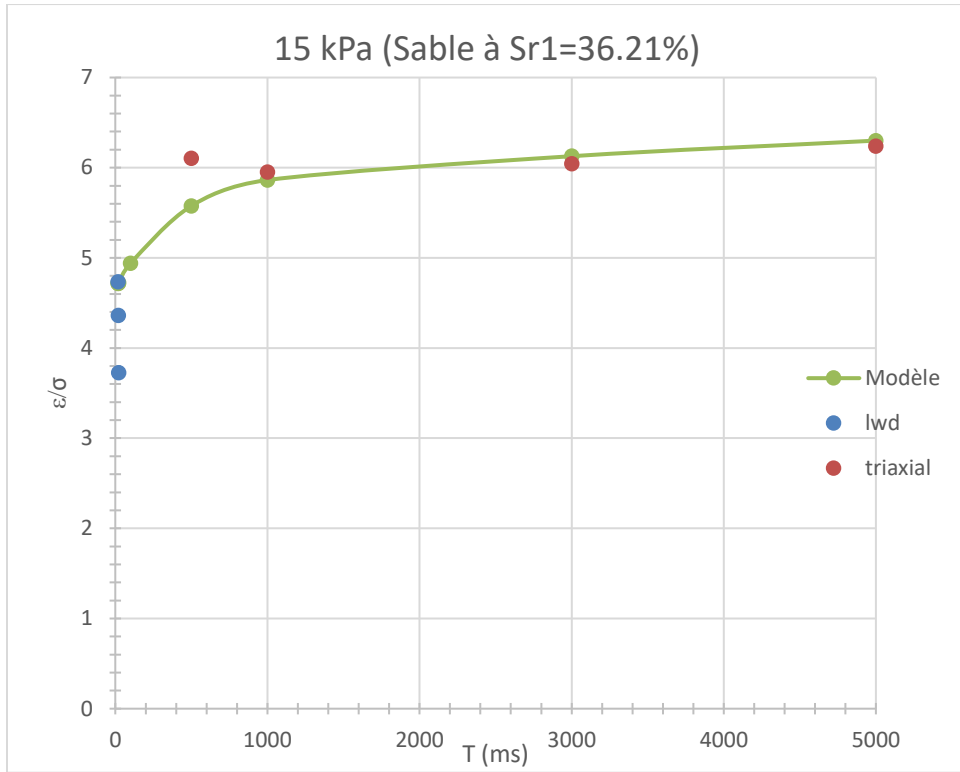
σ_o (MPa)	E_o (Mpa)	E_1 (Mpa)	λ_o (Mpa.s)	λ_1 (Mpa.s)
0.0206	10.2485	10.7038	714.2857	0.9633

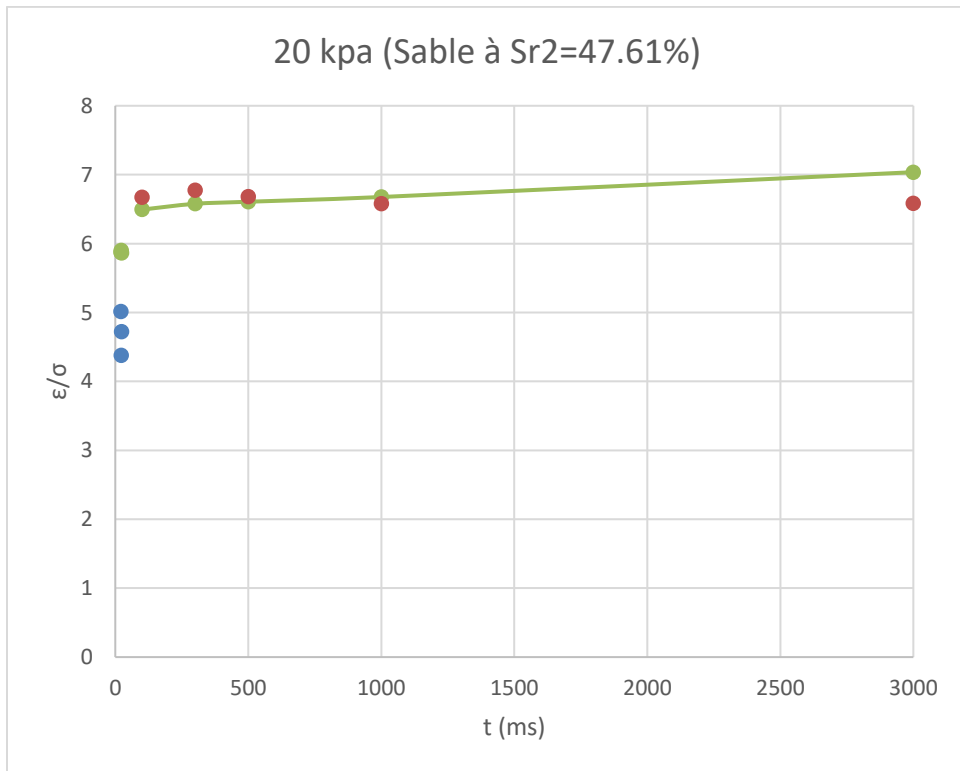
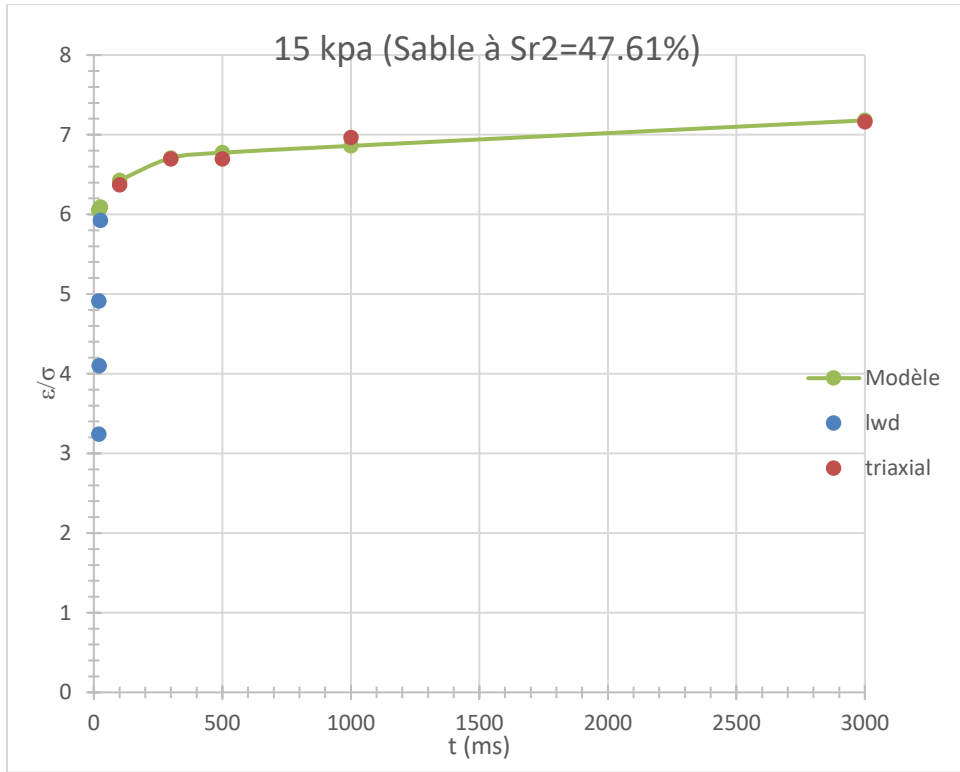
D.2. Diagramme des déformations en fonction du temps

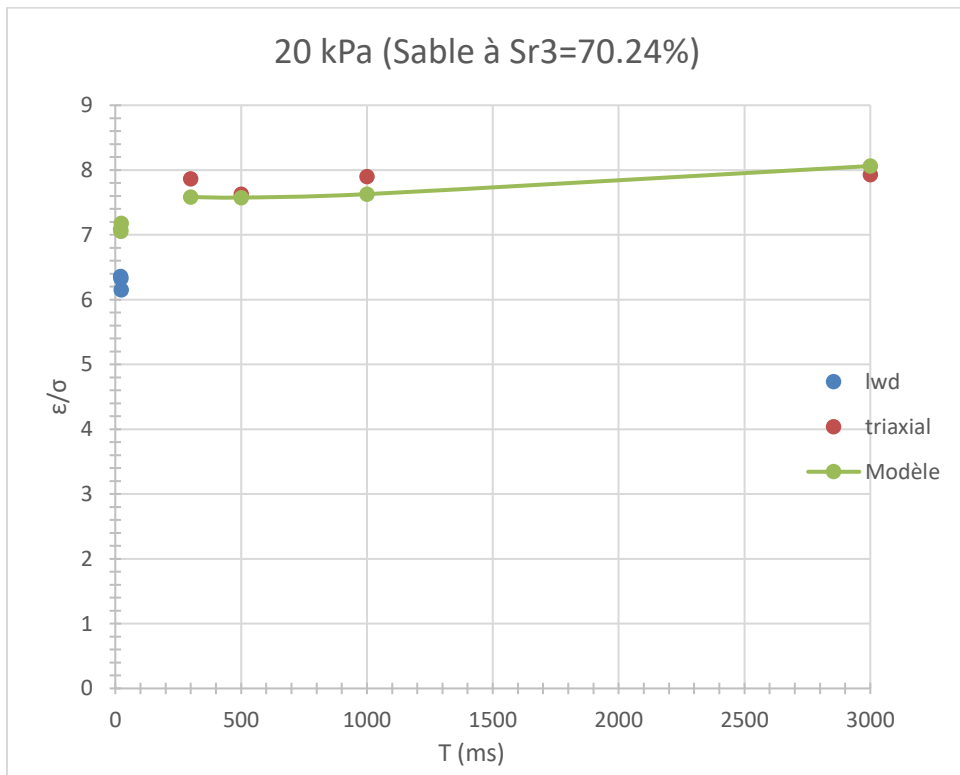
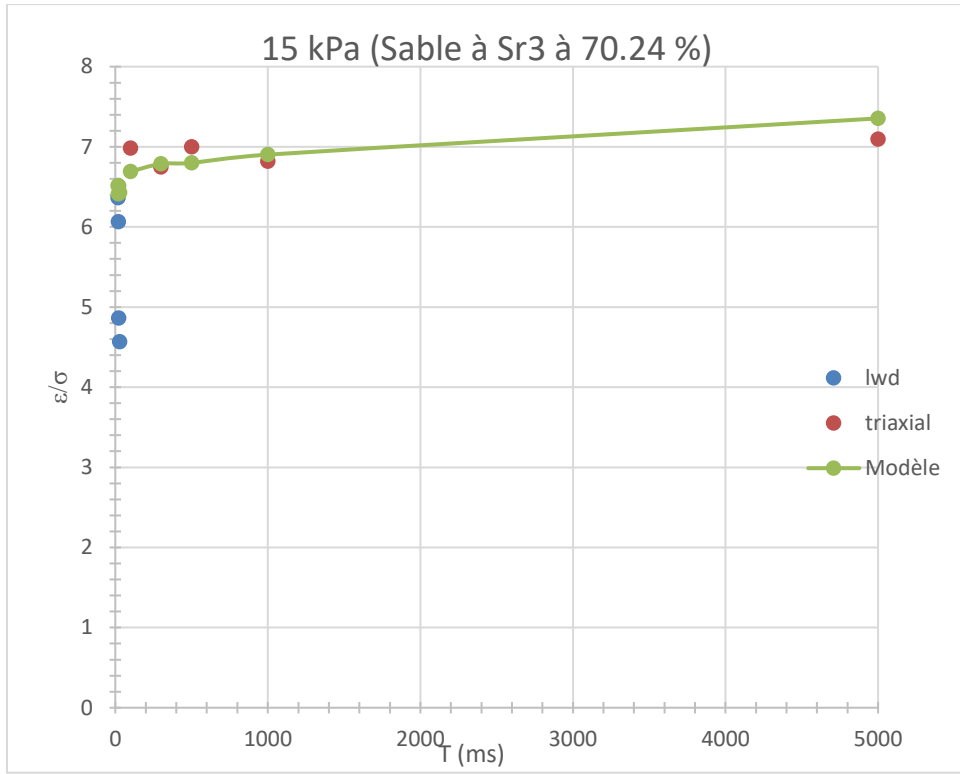


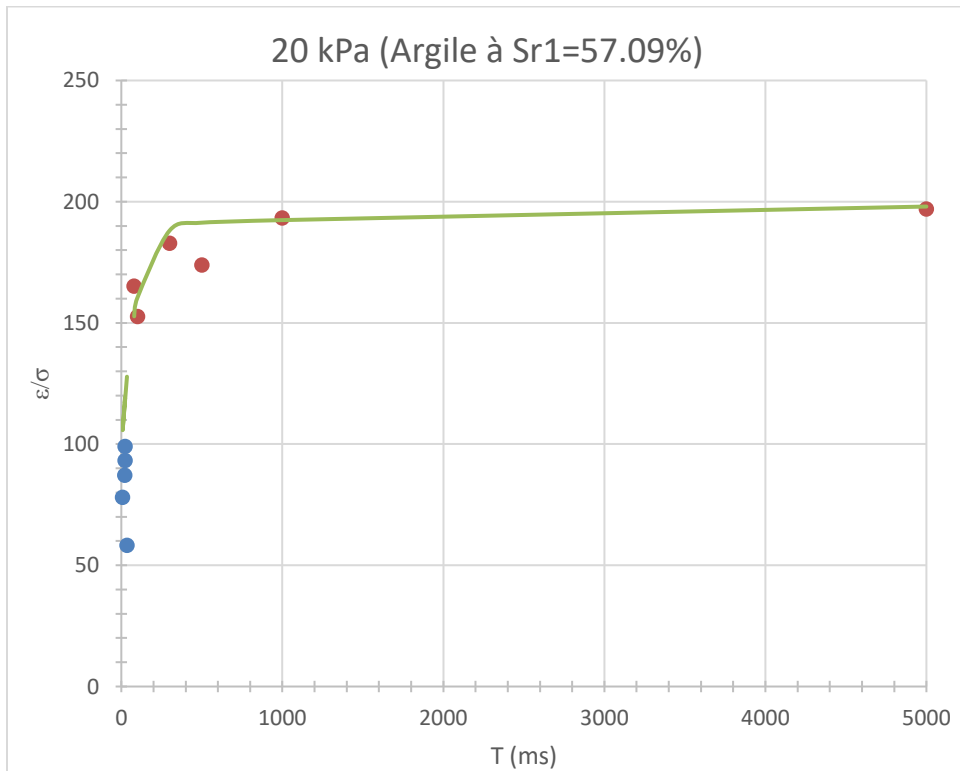
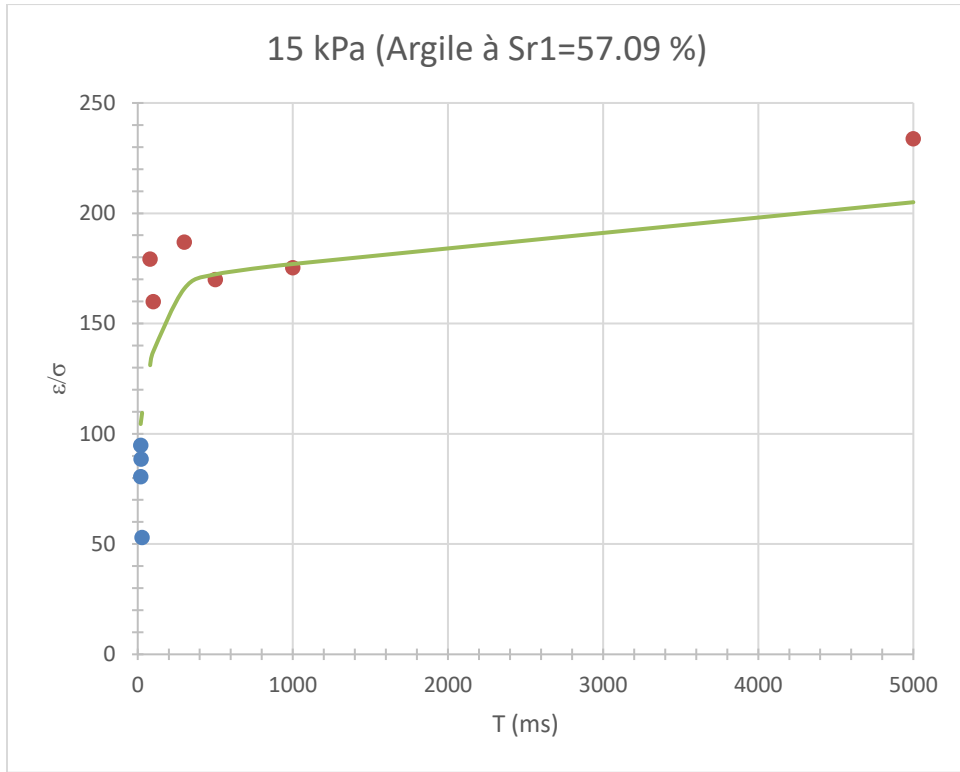












Annexe E : Données de validation du modèle de prédiction du module

Données de validation du modèle de prédiction du module

Echantillon	Données mesurées			Données projetées		Ec prédit (MPa)	Ec mesuré (MPa)
	Em (MPa)	Sri (%)	σ_i (kPa)	Srf (%)	σ_f (kPa)		
L2 (SP)	149.9	56	109.271964	82.1	112.312	89.922	114.5
	155.6	56	108.434173	82.1	115.247	91.840	122.7
	149.8	56	109.900945	82.1	113.046	89.828	122.3
	153.3	56	163.253501	82.1	165.245	92.646	114.4
	154.2	56	161.262155	82.1	164.616	92.809	125.2
	154.3	56	160.633174	82.1	164.197	92.808	128.9
	152	56	204.237809	82.1	206.020	92.013	118.1
	156.9	56	202.979848	82.1	211.365	93.529	131.4
	161.2	56	201.198586	82.1	210.003	95.983	131.8
	157.7	56	243.23077	82.1	250.882	94.439	132.3
	159.4	56	239.666972	82.1	250.148	94.912	136.9
	163.6	56	240.924933	82.1	250.148	97.660	138
	160	56	276.248418	82.1	292.076	94.676	137.7
	162.7	56	277.506378	82.1	286.311	97.421	137.2
	167	56	278.868745	82.1	291.551	99.357	144.1
	168.8	56	312.096477	82.1	317.442	101.774	143.7
	170	56	313.144353	82.1	318.595	102.483	145.4
	174.2	56	314.297908	82.1	319.957	104.985	144.8
	164.2	56	379.808629	82.1	381.591	99.591	144.7
	173.2	56	378.446263	82.1	383.372	104.631	145.4
	175	56	379.808629	82.1	383.164	105.931	145.4
	174.5	56	440.39446	82.1	446.474	105.377	148.1

	177.3	56	443.958257	82.1	446.368	107.499	148.9
	183.4	56	448.884421	82.1	443.958	112.086	149.8
	180.4	56	506.32535	82.1	506.534	109.644	153
	181.2	56	509.050083	82.1	506.534	110.416	152.2
	182.6	56	509.574657	82.1	504.438	111.549	150
	182.7	56	575.505547	82.1	569.426	111.636	156.5
	183.1	56	573.199711	82.1	567.749	111.823	155.7
	183.4	56	570.054809	82.1	566.806	111.798	155.1
L9 (CH)	580.9	83.7	118.076416	85.6	119.334	561.294	471.2
	586.5	83.7	117.867604	85.6	119.334	566.220	471.6
	581.3	83.7	117.867604	85.6	119.859	560.009	472
	538.7	83.7	170.066606	85.6	173.630	517.969	424.1
	536.9	83.7	169.437626	85.6	173.107	516.067	424.5
	537.6	83.7	168.180938	85.6	173.840	513.828	423.9
	500.7	83.7	211.994384	85.6	220.065	477.572	392.3
	500	83.7	216.082756	85.6	216.921	484.701	387.9
	500.2	83.7	210.632018	85.6	215.977	479.946	384
	473	83.7	255.284529	85.6	255.495	459.204	362.9
	474.5	83.7	252.139627	85.6	258.115	455.648	358.2
	468.7	83.7	250.777261	85.6	257.276	449.607	354.2
	449.3	83.7	288.616667	85.6	295.430	431.468	338.4
	450.6	83.7	285.157275	85.6	296.059	429.755	334.4
	440.5	83.7	289.874627	85.6	297.107	422.749	334.5
	412	83.7	320.586438	85.6	325.513	397.199	322.2
	411.5	83.7	312.619779	85.6	327.924	390.516	320.2
	410.1	83.7	317.022641	85.6	326.666	392.561	314.1
	381.4	83.7	386.098433	85.6	385.469	370.716	294.9
	354	83.7	387.460799	85.6	387.251	343.902	290.6
	351.5	83.7	383.057937	85.6	389.452	338.659	289.5
L3 (CL)	293	59.6	110.111029	68.2	110.111	245.872	200.7

	316.6	59.6	108.328494	68.2	108.749	265.179	196.8
	297.8	59.6	107.909598	68.2	110.844	246.675	207
	195.4	59.6	152.353297	68.2	161.577	159.371	185.1
	196.9	59.6	152.981005	68.2	161.158	161.116	182.9
	194.1	59.6	152.667788	68.2	158.327	160.035	179.9
	194.4	59.6	193.336332	68.2	202.980	159.332	173.6
	193.2	59.6	192.602946	68.2	201.617	158.574	172.6
	192.6	59.6	191.86956	68.2	200.360	158.269	170.2
	194.4	59.6	239.142398	68.2	240.296	162.752	164.4
	188.2	59.6	237.569947	68.2	238.932	157.492	162.6
	193.1	59.6	239.142398	68.2	238.199	162.351	161.5
	194.5	59.6	274.780373	68.2	278.764	162.082	163.2
	192.3	59.6	274.571561	68.2	272.789	161.879	158.8
	190.2	59.6	272.474536	68.2	309.056	150.164	160
	192.6	59.6	307.170313	68.2	310.210	160.853	157.3
	199.8	59.6	304.339902	68.2	306.541	167.079	154.4
	190.9	59.6	306.122437	68.2	365.345	147.049	149.9
	193.6	59.6	375.930342	68.2	371.843	163.322	151.5
	198.8	59.6	374.986871	68.2	366.288	168.730	150.8
	198.8	59.6	374.986871	68.2	429.807	156.160	151.1
	191.7	59.6	432.4278	68.2	417.963	163.538	150.1
	204.5	59.6	441.861232	68.2	434.210	173.065	149.1
	200.7	59.6	439.346584	68.2	493.643	159.181	147.9
	198.1	59.6	496.891918	68.2	493.747	166.748	147
	204.6	59.6	490.812199	68.2	491.021	171.656	145.6
	190.4	59.6	491.12669	68.2	548.358	151.472	142.5
L6 (SM)	152.5	56.6	114.512618	69.4	115.771	116.353	146.4
	150	56.6	113.464742	69.4	115.037	114.289	148.1
	153.4	56.6	114.198128	69.4	114.933	117.296	145.7
	146.5	56.6	167.027383	69.4	166.923	112.402	145

	152.9	56.6	166.502809	69.4	166.713	117.206	149.6
	151.7	56.6	165.350527	69.4	163.359	117.041	145.6
	151.7	56.6	212.937855	69.4	212.309	116.524	144.4
	154.7	56.6	213.462429	69.4	210.529	119.455	148.7
	160.3	56.6	213.356751	69.4	206.964	124.777	148
	154.3	56.6	257.17147	69.4	250.148	119.948	148.7
	162.3	56.6	249.938196	69.4	251.616	124.085	150.8
	165.2	56.6	251.196157	69.4	248.471	127.382	151.4
	158.9	56.6	288.931157	69.4	285.367	122.614	152.6
	158.8	56.6	292.180464	69.4	289.350	122.378	155.7
	161.3	56.6	293.963	69.4	287.150	125.133	153.7
	157.2	56.6	332.011217	69.4	322.473	122.289	153.7
	159.3	56.6	325.932771	69.4	325.723	122.224	158.1
	161.8	56.6	322.054484	69.4	317.442	124.973	153.4
	161.2	56.6	322.263295	69.4	390.500	112.665	161.2
	158	56.6	318.909582	69.4	391.864	109.686	160.6
	157.8	56.6	319.642968	69.4	388.929	110.068	159
L10 (SW-SM)	103.2	54.9	113.989317	60.5	113.046	91.316	100.6
	104.7	54.9	113.674827	60.5	112.627	92.686	98.9
	105.6	54.9	112.731356	60.5	113.779	92.649	102.4
	98.4	54.9	167.027383	60.5	170.067	85.965	96.3
	104.4	54.9	167.866448	60.5	168.494	91.841	96.5
	106.5	54.9	169.01873	60.5	165.769	94.744	98.5
	99.9	54.9	213.77692	60.5	216.712	87.462	102.2
	104.2	54.9	214.195815	60.5	216.606	91.335	108.6
	105.8	54.9	212.09879	60.5	212.938	93.063	108.7
	105.8	54.9	252.978692	60.5	254.551	92.961	109
	102	54.9	248.995999	60.5	253.712	89.079	110.6
	103.1	54.9	249.729385	60.5	253.189	90.258	109.7

	102	54.9	280.65128	60.5	289.456	88.558	111.6
	106.6	54.9	285.052869	60.5	289.350	93.268	112.7
	106	54.9	282.957117	60.5	288.093	92.607	110.6
	105.5	54.9	313.039948	60.5	321.949	91.722	112.3
	108.5	54.9	320.376354	60.5	317.547	96.032	110.1
	107.1	54.9	320.376354	60.5	318.176	94.702	112.2
	107.7	54.9	383.478106	60.5	386.936	94.504	115
	108	54.9	386.202838	60.5	377.608	96.222	110.6
	108.4	54.9	385.888348	60.5	380.123	96.231	111.8
	109.1	54.9	445.425029	60.5	447.626	95.920	117.7
	105.9	54.9	440.813356	60.5	449.932	92.408	117.2
	107.9	54.9	444.377153	60.5	446.474	94.875	117.5

