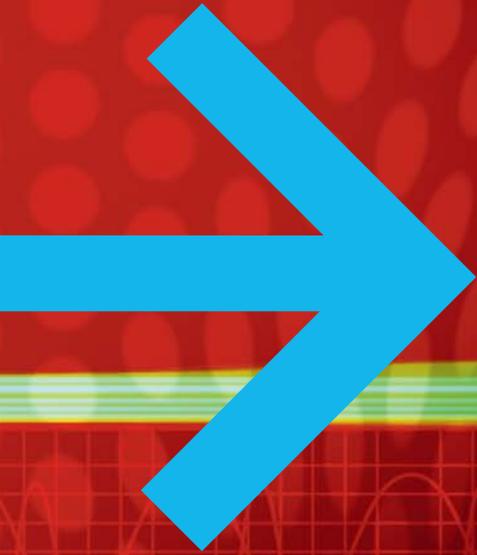
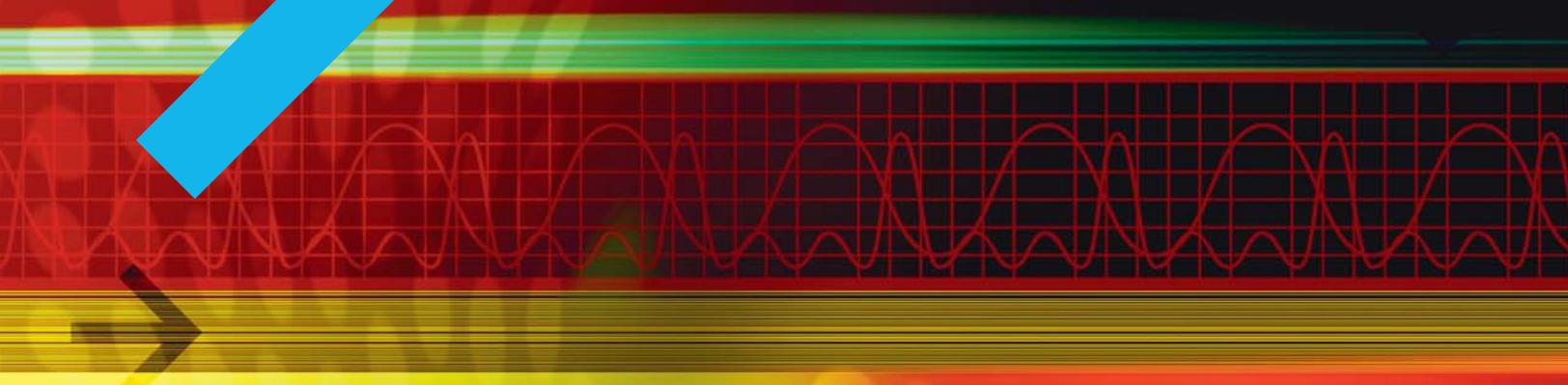


**Élaboration de modèles mathématiques
pour l'interprétation des données obtenues
avec le pénétromètre dynamique**



TECHNOLOGIES



**ÉTUDES ET RECHERCHES
EN TRANSPORT**

**Élaboration de modèles mathématiques
pour l'interprétation des données obtenues
avec le pénétromètre dynamique**

TECHNOLOGIES

**Mélanie Boutet
Pascale Pierre
Guy Doré**

ÉTUDES ET RECHERCHES
EN TRANSPORT

**ÉLABORATION DE MODÈLES MATHÉMATIQUES
POUR L'INTERPRÉTATION DES DONNÉES
OBTENUES AVEC LE PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE**

Mélanie Boutet

Pascale Pierre

et

Guy Doré

Groupe de recherche en ingénierie des chaussées
Département de génie civil
Faculté des sciences et de génie
Université Laval

Réalisé pour le compte du ministère des Transports

Août 2007

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports du Québec et a été financée par la Direction de la recherche et de l'environnement.

Les opinions exprimées dans le présent rapport n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs et ne reflètent pas nécessairement les positions du ministère des Transports du Québec.

Dépôt légal
Bibliothèque nationale du Québec, 2007
ISBN 978-2-550-50684-3 (PDF)

Titre et sous-titre du rapport Élaboration de modèles mathématiques pour l'interprétation des données obtenues avec le pénétromètre dynamique		N° du rapport Transports Québec RTQ-07-05	
		Date de publication du rapport (Année – Mois) 2007-08	
Titre du projet de recherche Développement de modèles mathématiques pour l'interprétation des données obtenues avec le pénétromètre dynamique		N° du contrat (RRDD-AA-CCXX) 2520-04-RD05	N° de projet ou dossier R552.1
Responsable de recherche Guy Doré		Date du début de la recherche 2005-03	Date de fin de la recherche 2007-03
Auteur(s) du rapport Mélanie Boutet, Pascale Pierre et Guy Doré			
Chargé de projet, direction Martin Lavoie, direction du Laboratoire des chaussées		Coût total de l'étude 98 820 \$	
Étude ou recherche réalisée par (nom et adresse de l'organisme) Département de génie civil Université Laval Pavillon Adrien-Pouliot Québec (Québec) G1K 7P4		Étude ou recherche financée par (nom et adresse de l'organisme) <i>Préciser DRE ou autre direction du MTQ</i> Direction de la recherche et de l'environnement 930, chemin Sainte-Foy, 6 ^e étage Québec (Québec) G1S 4X9	
<p>Problématique</p> <p>Il existe des corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration (IP) obtenus avec le pénétromètre dynamique (DCP) et les paramètres couramment utilisés en conception de chaussées, soit la valeur CBR et le module de déformation. La valeur CBR est de moins en moins utilisée alors que la corrélation développée qui relie directement les valeurs IP à des modules s'applique à une plage de valeurs limitée. De plus, les relations repérées dans la littérature ne considèrent pas les caractéristiques des sols telles que les limites de consistance, la teneur en eau et la masse volumique. On constate des lacunes sur le plan de la compréhension de la relation entre la résistance (domaine plastique ou viscoélastique) et la résilience (domaine élastique) des sols. Le DCP du Ministère se veut un outil essentiel à l'évaluation structurale ou à des études de reconnaissance de tracés. L'utilisation de modèles complets représentatifs des sols au Québec s'avère nécessaire pour assurer une bonne exploitation des résultats.</p>			
<p>Objectifs</p> <p>L'objectif principal consiste à développer des modèles qui mettent en relation les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) d'une part, et les propriétés résilientes (modules rétrocalculés à partir d'essais de déflexion) d'autre part, avec les valeurs d'indice de pénétration. Plus spécifiquement, le but est de mieux définir la relation entre la résilience et la résistance pour différents types de sols et de matériaux ainsi que de voir s'il est possible de faire des regroupements. Les corrélations recherchées reliant l'indice de pénétration et une valeur de module utile en conception de chaussées devraient inclure des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols.</p>			
<p>Méthodologie</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Réaliser des essais sur des sites routiers expérimentaux comportant des sols supports différents déjà caractérisés et des essais de déflexions au déflectomètre à masse tombante (FWD). Étudier l'effet de la variation de la profondeur de la nappe d'eau au niveau de l'infrastructure et mettre en relation les modules rétrocalculés et les indices de pénétration obtenus. 2) Effectuer des essais en laboratoire sur différents sols et contrôler leurs caractéristiques (teneur en eau, masse volumique, etc.) en utilisant des moules. Étudier l'effet de la variation des caractéristiques sur les indices de pénétration en laboratoire. 3) Combiner les résultats routiers et de laboratoire et raffiner le modèle avec d'autres essais (DCP, FWD et sondages). 			

Résultats et recommandations

Le projet de recherche a permis de développer des corrélations pratiques entre l'indice de pénétration et la résistance au cisaillement des sols cohérents d'une part puis le module réversible de différents types de sols d'autre part. Les corrélations ont été développées suivant trois niveaux allant de la relation directe IP-Mr ou IP-Cu à des relations plus précises faisant intervenir des variables explicatives. Le deuxième niveau tient compte des types de sols alors que le troisième tient compte des propriétés physiques des sols usuelles. Ces résultats permettent ainsi aux concepteurs de projets routiers de se servir des données obtenues des essais de DCP pour obtenir des paramètres de conception de différents niveaux de précision.

Mots-clés

Pénétrromètre dynamique

Nombre de pages

160 p.

Nombre de références
bibliographiques

35

Langue du document

Français

Anglais

Autre (spécifier) :

REMERCIEMENTS

Cet ouvrage a été rendu possible grâce au soutien financier du ministère des Transports du Québec. Je désire tout d'abord remercier M. Martin Lavoie, ingénieur au Ministère, et mon directeur de recherche, M. Guy Doré, pour avoir contribué à la réalisation et à l'avancement de ce projet. J'aimerais aussi remercier M^{me} Pascale Pierre et M. Sylvain Juneau pour leur aide précieuse et leurs nombreux conseils. Bien sûr, je voudrais témoigner ma reconnaissance à tous les étudiants, professeurs, techniciens et professionnels du Département de génie civil pour l'aide apportée durant toute la durée de ma maîtrise. Finalement, je tiens à exprimer toute ma gratitude à ma famille pour ses encouragements soutenus tout au long de mon cheminement scolaire et particulièrement à François, pour son appui constant.

SOMMAIRE

La présente étude porte essentiellement sur l'élaboration de modèles qui mettent en relation, d'une part, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) et, d'autre part, les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration obtenues au pénétromètre dynamique.

Des essais de terrain ont été effectués sur dix sites à sol cohérent ainsi que sur chacune des quatre fosses du Site expérimental routier de l'Université Laval (SERUL). Des essais de laboratoire ont également été réalisés sur cinq sols pulvérulents reconstitués (SP, GP, SM, GM et SC). Les résultats obtenus sur le terrain et en laboratoire ont été comparés et analysés afin de mieux définir la relation entre la résistance et la résilience pour différents types de sols. Les corrélations élaborées reliant l'indice de pénétration et une valeur du module utile en conception des chaussées ont permis d'inclure des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols.

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES TABLEAUX.....	11
LISTE DES FIGURES	13
GLOSSAIRE.....	15
1. INTRODUCTION.....	17
1.1 MISE EN CONTEXTE	17
1.2 PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIFS	17
1.3 MÉTHODOLOGIE	18
2. ÉTAT DES CONNAISSANCES.....	21
2.1 GÉNÉRALITÉS	21
2.1.1 Éléments constitutifs de la chaussée	21
2.1.2 Caractérisation du sol d'infrastructure.....	21
2.1.3 Comportement des sols pulvérulents.....	24
2.1.4 Comportement des sols cohérents.....	28
2.2 INSTRUMENTATION.....	31
2.2.1 Essai au DCP.....	31
2.2.2 Essai au déflectomètre à masse tombante (FWD).....	34
2.2.3 Essai scissométrique	37
2.2.4 Essai au cône de sable	39
2.3 SYNTHÈSE DES RELATIONS	40
2.3.1 Relations entre l'indice DCP et la valeur CBR.....	40
2.3.2 Relations entre la valeur CBR et le module réversible M_R	43
2.3.3 Relations entre l'indice DCP et le module élastique.....	45
2.3.4 Relations entre l'indice DCP et le module rétro-calculé	46
2.3.5 Relations entre les mesures du pénétromètre à cône statique et le module réversible M_R	48
2.3.6 Relations entre l'indice DCP et le module réversible M_R	49
2.3.7 Autres relations	51
3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	53
3.1 DESCRIPTION DES ESSAIS ET PARAMÈTRES VISÉS.....	53
3.1.1 Matrice des essais et paramètres visés.....	53
3.2 DESCRIPTION DES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	55
3.2.1 Description de l'équipement	55
3.2.2 Protocole.....	55
3.3 DESCRIPTION DES ESSAIS DE TERRAIN	59
3.3.1 Emplacement des essais	60
3.3.2 Protocole.....	60
3.4 DESCRIPTION DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION	63
4. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....	65
4.1 RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL RÉALISÉ EN LABORATOIRE.....	65
4.1.1 Essais de caractérisation géotechnique	65
4.1.2 Essais de caractérisation comportementale.....	69
4.2 RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL RÉALISÉ SUR LE TERRAIN	74
4.2.1 Sites à sol cohérent.....	74
4.2.2 Fosses SERUL.....	82

5. ANALYSE DES RÉSULTATS ET ÉLABORATION DES CORRÉLATIONS .	89
5.1 CORRÉLATIONS ENTRE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT ET L'INDICE DE PÉNÉTRATION	89
5.2 CORRÉLATIONS ENTRE LE MODULE RÉTRO-CALCULÉ ET L'INDICE DE PÉNÉTRATION	95
5.2.1 <i>Corrélations pour les sols cohérents</i>	96
5.2.2 <i>Corrélations pour les sols pulvérulents</i>	102
6. DISCUSSION	109
6.1 PROBLÈMES RENCONTRÉS	109
6.2 APPLICATION DES MODÈLES LORS DES ESSAIS	109
6.3 AVANTAGES DES MODÈLES.....	110
6.4 POSSIBILITÉ DE RECHERCHES FUTURES.....	110
7. CONCLUSION	113
ANNEXE I	115
COURBES MASSE VOLUMIQUE SÈCHE EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU (ESSAI PROCTOR MODIFIÉ)	115
ANNEXE II	121
COURBES DE LA CHARGE EN FONCTION DE LA PÉNÉTRATION	121
(ESSAI CBR)	121
ANNEXE III	133
COURBES DE L'INDICE DE PÉNÉTRATION EN FONCTION DE LA PROFONDEUR	133
ANNEXE IV.....	147
COURBES DE LA CONTRAINTE EN FONCTION DE LA DÉFLEXION.....	147
ANNEXE V	159
GRADIENTS DE TENEUR EN EAU	159
BIBLIOGRAPHIE.....	163

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1	Modèles reliant les indices ainsi que les propriétés de résistance de certains matériaux au module réversible M_r	22
Tableau 2	Valeurs typiques de module réversible pour des matériaux non liés et d'infrastructure.....	23
Tableau 3	Corrélation DCPI-CBR.....	41
Tableau 4	Essais et paramètres visés.....	54
Tableau 5	Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation géotechnique des sols SP, GP, SM et GM.....	68
Tableau 6	Analyse Winjulea.....	71
Tableau 7	Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation comportementale des sols SP, GP, SM et GM	73
Tableau 8	Description des sites	75
Tableau 9	Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation géotechnique des sites à sol cohérent....	79
Tableau 10	Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation comportementale des sites à sol cohérent... ..	81
Tableau 11	Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation géotechnique des sols de fosses SERUL.....	85
Tableau 12	Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation comportementale des sols de fosses SERUL	87
Tableau 13	Résultats de l'analyse de régression (C_u en fonction de DCPI)	91
Tableau 14	Matrice des coefficients de corrélation (sols CH).....	93
Tableau 15	Matrice des coefficients de corrélation (sols CL et ML-CL).....	94
Tableau 16	Résultats de l'analyse de régression pour les sols cohérents	97
Tableau 17	Matrice des coefficients de corrélation (sols CH).....	100
Tableau 18	Matrice des coefficients de corrélation (sols CL)	100
Tableau 19	Résultats de l'analyse de régression pour les sols pulvérulents (E_{FWD} en fonction de DCPI)	103
Tableau 20	Matrice des coefficients de corrélation (sols SP et GP)	106
Tableau 21	Matrice des coefficients de corrélation (sols SC, SM, SM-SC et GM).....	106

LISTE DES FIGURES

Figure 1	Terminologie de la chaussée.....	21
Figure 2	Déformations dans les matériaux granulaires durant un seul cycle de chargement.....	24
Figure 3	Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour une densité sèche constante.....	30
Figure 4	Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour un effort de compaction constant.....	30
Figure 5	Influence de la densité sèche sur le module réversible...	31
Figure 6	Pénétrmètre à cône dynamique.....	32
Figure 7	Défectomètre à masse tombante.....	35
Figure 8	Résultat d'un essai de chargement de plaque	36
Figure 9	Tassement normalisé en fonction de la contrainte appliquée.....	36
Figure 10	Essai au scissomètre.....	38
Figure 11	Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols fins)	45
Figure 12	Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols grossiers).....	46
Figure 13	Corrélation entre l'indice DCP et le module de plaque pour des matériaux de fondation et de sous-fondation non liés.....	48
Figure 14	Cuve d'essais et couche de fond.....	55
Figure 15	Mise en place du sol lâche avec le pilon de bois.....	56
Figure 16	Saturation du sol.....	56
Figure 17	Essai au FWD pour le sol lâche et drainé.....	57
Figure 18	Essai au cône de sable.....	58
Figure 19	Mise en place du sol dense avec le marteau vibrant	58
Figure 20	Emplacement des essais de laboratoire.....	59
Figure 21	Emplacement des essais de terrain.....	60
Figure 22	Essai au déflectomètre à masse tombante portatif.....	61
Figure 23	Essai au pénétromètre à cône dynamique.....	61
Figure 24	Essai au scissomètre	62
Figure 25	Essai au cône de sable.....	62
Figure 26	Organigramme des essais de caractérisation	63
Figure 27	Courbes granulométriques des sols SP, GP, SM et GM	66
Figure 28	Indices de plasticité et limites de liquidités des sols SM et GM.....	67
Figure 29	Essai au DCP pour le sol SM « dense et drainé ».....	70
Figure 30	Gradient de teneur en eau pour le sol SM « dense et drainé ».....	72
Figure 31	Courbes granulométriques des cinq premiers sites à sol cohérent.....	76
Figure 32	Courbes granulométriques des cinq derniers sites à sol cohérent.....	77

Figure 33	Indices de plasticité et limites de liquidité des sites à sol cohérent.....	78
Figure 34	Courbes granulométriques des sols des fosses SERUL	82
Figure 35	Indices de plasticité et limites de liquidité des fosses SERUL.....	83
Figure 36	Essai au DCP pour la fosse SERUL 3.....	86
Figure 37	Résistance au cisaillement (C_u) en fonction de l'indice de pénétration (DCPI).....	90
Figure 38	Corrélation développée entre $\log(C_u)$ et DCPI (niveau 1)	91
Figure 39	Corrélations développées entre $\log(C_u)$ et $\log(\text{DCPI})$ (niveau 2).....	92
Figure 40	Corrélations développées entre $\log(C_u)$ et $\log(\text{DCPI})$ (niveau 3).....	95
Figure 41	Module (E_{FWD}) en fonction de l'indice de pénétration (DCPI) (sols cohérents).....	96
Figure 42	Corrélation développée entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols cohérents) (niveau 1).....	98
Figure 43	Corrélation développée entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols cohérents) (niveau)	99
Figure 44	Corrélation développée entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols cohérents) (niveau 3).....	101
Figure 45	Module (E_{FWD}) en fonction de l'indice de pénétration (DCPI) (sols pulvérulents).....	102
Figure 46	Corrélation développée entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols pulvérulents) (niveau 1).....	104
Figure 47	Corrélation développée entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols pulvérulents) (niveau 2).....	105
Figure 48	Corrélation développée entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols pulvérulents) (niveau 3).....	108

GLOSSAIRE

a	Rayon de la plaque
CBR	Indice de portance californien
C_u / s_u	Résistance au cisaillement non drainé
c_u	Coefficient d'uniformité
D	Diamètre du moulinet
d_0	Déflexion
d_s	Densité des grains
DCP	Pénétrmètre à cône dynamique
DCPI	Indice de pénétration au pénétromètre dynamique
D.J.M.A.	Débit journalier moyen annuel
ε_r	Déformation réversible
E	Module élastique
E_{back}	Module du sol d'infrastructure rétro-calculé
E_{comp}	Rigidité composée
E_{FWD}/E_{LFWD}	Module obtenu au FWD portatif
E_p	Module de plaque rétro-calculé
e	Indice des vides
FWD	Teneur en eau
f_c	Résistance frictionnelle
γ_{dr}	Ratio de densité (densité sur le terrain/densité sèche maximale)
H	Hauteur du moulinet
I_L	Indice de liquidité
I_P	Indice de plasticité
M_{FWD}	Module réversible du sol d'infrastructure rétro-calculé
M_R/M_r	Module réversible
ρ	Masse volumique
ρ_d	Masse volumique sèche
$\rho_{d\ max}$	Masse volumique sèche maximale
ρ_s	Masse volumique des grains solides
ρ_w	Masse volumique de l'eau
Q_u	Résistance à la compression non confinée
q_c	Résistance du cône
σ_0	Contrainte appliquée
σ_d	Contrainte déviatorique
σ_z	Contrainte verticale résultante sur le sol d'infrastructure
S_r	Degré de saturation
SERUL	Site expérimental routier de l'Université Laval
θ	Contrainte totale
T	Couple maximum mesuré
μ	Coefficient de Poisson
USCS	Système de classification unifiée des sols
w	Teneur en eau
w_c	Teneur en eau actuelle
w_{cr}	Ratio de teneur en eau

	(teneur en eau sur le terrain/teneur en eau optimale)
w_L / LL	Limite de liquidité
w_{opt}	Teneur en eau optimale
w_P	Limite de plasticité

1. INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Le pénétromètre à cône dynamique (DCP) est un outil très utile pour l'évaluation structurale des chaussées ou pour les études de reconnaissance des tracés. En effet, le DCP est souvent utilisé en ingénierie pour évaluer les propriétés (épaisseur et nature) de chacune des couches de la structure d'une chaussée. En raison de sa simplicité, de sa portabilité, de son faible coût et de la possibilité qu'il offre d'obtenir des données permettant de déterminer rapidement des propriétés mécaniques *in situ*, le DCP est un outil largement utilisé, et ce, dans plusieurs pays.

Il existe des corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration (DCPI) obtenus avec l'aide d'un DCP et certains paramètres couramment utilisés en conception de chaussées, tels que la valeur CBR et les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés. Pour ce qui est de la valeur CBR, elle est de moins en moins utilisée, tandis que la corrélation qui relie directement les valeurs DCPI à des modules ne s'applique qu'à une plage de valeurs très limitée. De plus, les relations trouvées dans la documentation ne considèrent pas les caractéristiques des sols, comme les limites de consistance, la teneur en eau et la masse volumique. Comme il existe des lacunes en ce qui concerne la compréhension de la relation entre la résistance (domaine plastique ou viscoélastique) et la résilience (domaine élastique) des sols, l'élaboration de modèles complets représentatifs des sols rencontrés au Québec s'avère fondamental pour assurer une bonne exploitation des résultats obtenus à l'aide du DCP.

1.2 Problématique et objectifs

L'objectif principal de la recherche est d'élaborer des modèles qui mettent en relation, d'une part, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) et, d'autre part, les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration. Plus précisément, le but est de mieux définir la relation entre la résilience et la résistance pour différents types de sols ainsi que de voir s'il est possible de faire des regroupements. Les corrélations recherchées reliant l'indice de pénétration et une valeur du module utile en conception des chaussées devraient inclure des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols.

Pour parvenir à l'objectif global, plusieurs sous-objectifs ont été atteints :

1. Synthétiser l'information disponible sur les corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration et les différents paramètres de conception, plus particulièrement les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés.
2. Reconstituer cinq sols pulvérulents (SP, GP, SM, GM et SC).
3. Déterminer dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois et qui présentent un intérêt sur le plan de la sécurité et de l'accessibilité pour la réalisation des travaux de terrain.
4. Réaliser des essais de laboratoire (DCP, FWD portatif, teneur en eau et densité) sur les cinq sols pulvérulents reconstitués à deux teneurs en eau et à deux densités différentes.
5. Réaliser des essais de terrain (DCP, FWD portatif, scissomètre, teneur en eau et densité) à deux endroits distincts pour chacun des sites à sol cohérent déterminés, dans une tranchée dégagée jusqu'au sol d'infrastructure dans le talus.
6. Réaliser des essais de terrain (DCP, FWD portatif, teneur en eau et densité) au SERUL dans chacune des quatre fosses présentant un sol d'infrastructure différent, dans une tranchée dégagée jusqu'au sol d'infrastructure.
7. Effectuer des essais de caractérisation géotechnique sur les divers sols testés (analyse granulométrique par tamisage et sédimentation, densité relative, densité et absorptivité pour le granulat fin et le gros granulat, limites de consistance, essai proctor modifié et essai CBR).
8. Analyser les résultats et élaborer des modèles selon le type de sol étudié.

1.3 Méthodologie

Ce rapport est divisé en sept chapitres.

Le chapitre II résume l'information disponible sur les corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration et les différents paramètres de conception, plus particulièrement les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés. Une brève présentation des divers instruments utilisés lors de l'étude y est également faite.

Le chapitre III présente le programme expérimental de l'étude. On y trouve les paramètres visés ainsi qu'une description des essais de laboratoire, de terrain et de caractérisation.

Le chapitre IV donne les résultats obtenus lors des essais de caractérisation géotechnique et comportementale sur les cinq sols pulvérulents reconstitués en laboratoire, sur les dix sites à sol cohérent ainsi que sur les quatre fosses du SERUL.

Le chapitre V présente l'analyse des résultats ainsi que l'élaboration des corrélations entre les valeurs d'indice de pénétration, d'une part, la résistance au cisaillement et, d'autre part, le module rétro-calculé.

Le chapitre VI constitue une brève discussion portant sur les sources d'erreur, les problèmes rencontrés, l'application des modèles ainsi que les bénéfices apportés. Quelques améliorations y sont également suggérées.

Le chapitre VII expose les diverses conclusions de l'étude.

2. ÉTAT DES CONNAISSANCES

2.1 Généralités

2.1.1 Éléments constitutifs de la chaussée

Une chaussée souple consiste en un revêtement placé au-dessus d'une fondation et d'une sous-fondation, construites sur un sol d'infrastructure compacté. Les couches de fondation et de sous-fondation sont utilisées sous une chaussée souple principalement pour augmenter la capacité portante de la chaussée en permettant une meilleure distribution des charges. Dans les régions froides et humides, comme au Québec, les couches de fondation et de sous-fondation peuvent aussi procurer un drainage et permettre une protection supplémentaire contre le gel (Konrad et Lachance, 2001).

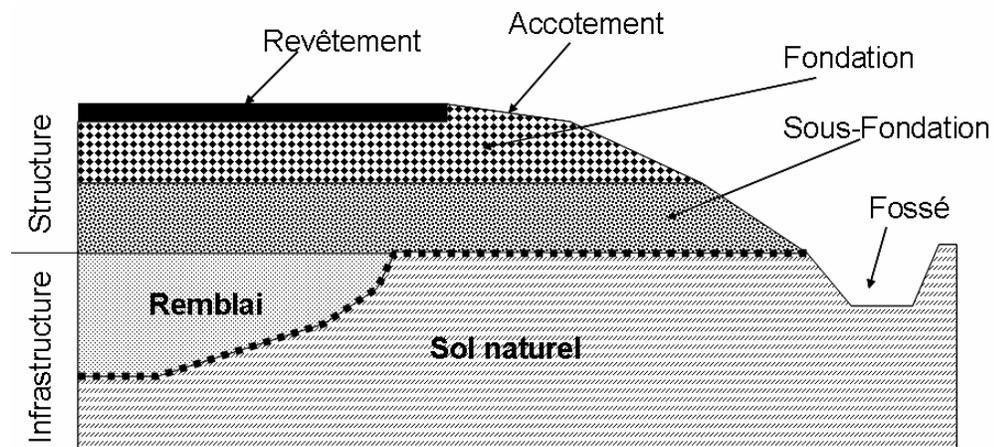


Figure 1 : Terminologie de la chaussée (d'après Doré, 2006)

2.1.2 Caractérisation du sol d'infrastructure

La caractérisation du sol d'infrastructure est cruciale pour les étapes de conception et de réhabilitation des chaussées. En effet, la connaissance du module réversible est nécessaire pour calculer les contraintes réversibles, les déformations et les déflexions dans chacune des couches de la chaussée ainsi que pour analyser la performance globale du système. Le Guide de conception de l'AASHTO 1993 suggère d'utiliser le module réversible d'infrastructure (M_r) pour la conception de la structure des chaussées. Le module réversible est une mesure des propriétés élastiques du sol qui prend en compte certaines caractéristiques non linéaires. Plus précisément, ce dernier est considéré comme le ratio de la contrainte déviatorique (σ_d) sur la déformation réversible (ϵ_r) :

$$M_r = \sigma_d / \varepsilon_r \quad [1]$$

M_r peut être estimé directement en laboratoire, par des rétro-calculs à partir d'essais de déflexion sur le terrain ou indirectement avec l'aide d'une corrélation avec des mesures habituelles.

En considérant l'importance des mesures sur le terrain, le Guide de conception de l'AASHTO 1993 recommande le déflectomètre à masse tombante (FWD) pour l'évaluation des chaussées à partir des mesures de déflexion. Étant un essai non destructif, le FWD peut être réalisé en quelques minutes et avec la disponibilité de plusieurs logiciels de rétro-calculs. Il est d'ailleurs en train de gagner de plus en plus d'adeptes parmi les ingénieurs routiers. On impose des charges similaires à celles résultant de l'action du trafic, puis on mesure et rétro-calculé les déflexions de la chaussée afin d'arriver à un module pour chacune des couches, y compris celle d'infrastructure. Du fait que le Guide de conception de l'AASHTO 1993 recommande de mesurer en laboratoire le module pour la conception, le module rétro-calculé du sol d'infrastructure a besoin d'être converti en un module équivalent en laboratoire M_r avec l'aide de corrélations (George et Uddin, 2000). Quelques modèles issus de l'AASHTO (2002) reliant les indices et les propriétés de résistance de certains matériaux au module réversible M_r sont présentés au tableau 1.

Tableau 1
Modèles reliant les indices et les propriétés de résistance de certains matériaux au module réversible M_r

Strength/Index Property	Model	Comments	Test Standard
CBR	$M_r = 2555(\text{CBR})^{0.64}$	CBR = California Bearing Ratio, percent	AASHTO T193—The California Bearing Ratio
R-value	$M_r = 1155 + 555R$	R = R-value	AASHTO T190—Resistance R-Value and Expansion Pressure of Compacted Soils
AASHTO layer coefficient	$M_r = 30000 \left(\frac{a_i}{0.14} \right)$	a_i = AASHTO layer coefficient	AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures (1993)
PI and gradation*	$\text{CBR} = \frac{75}{1 + 0.728(w\text{PI})}$	wPI = P200*PI P200= percent passing No. 200 sieve size PI = plasticity index, percent	AASHTO T27—Sieve Analysis of Coarse and Fine Aggregates AASHTO T90—Determining the Plastic Limit and Plasticity Index of Soils
DCP*	$\text{CBR} = \frac{292}{\text{DCP}^{1.12}}$	CBR = California Bearing Ratio, percent DCP = DCP index, in/blow	ASTM D6951—Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications

*Estimates of CBR are used to estimate M_r .

Source : AASHTO (2002).

Quelques valeurs typiques de module réversible (en psi) issues de l'AASHTO (2002) pour des matériaux non liés et d'infrastructure sont présentées au tableau 2.

Tableau 2
Valeurs typiques de module réversible pour des matériaux non liés et d'infrastructure

Material Classification	M _r Range	Typical M _r *
A-1-a	38,500 – 42,000	40,000
A-1-b	35,500 – 40,000	38,000
A-2-4	28,000 – 37,500	32,000
A-2-5	24,000 – 33,000	28,000
A-2-6	21,500 – 31,000	26,000
A-2-7	21,500 – 28,000	24,000
A-3	24,500 – 35,500	29,000
A-4	21,500 – 29,000	24,000
A-5	17,000 – 25,500	20,000
A-6	13,500 – 24,000	17,000
A-7-5	8,000 – 17,500	12,000
A-7-6	5,000 – 13,500	8,000
CH	5,000 – 13,500	8,000
MH	8,000 – 17,500	11,500
CL	13,500 – 24,000	17,000
ML	17,000 – 25,500	20,000
SW	28,000 – 37,500	32,000
SP	24,000 – 33,000	28,000
SW-SC	21,500 – 31,000	25,500
SW-SM	24,000 – 33,000	28,000
SP-SC	21,500 – 31,000	25,500
SP-SM	24,000 – 33,000	28,000
SC	21,500 – 28,000	24,000
SM	28,000 – 37,500	32,000
GW	39,500 – 42,000	41,000
GP	35,500 – 40,000	38,000
GW-GC	28,000 – 40,000	34,500
GW-GM	35,500 – 40,500	38,500
GP-GC	28,000 – 39,000	34,000
GP-GM	31,000 – 40,000	36,000
GC	24,000 – 37,500	31,000
GM	33,000 – 42,000	38,500

Source : AASHTO (2002).

Des résultats issus de calibrations ont montré que pour les matériaux granulaires A-1-a à A-2-7, les valeurs de M_r (en psi) qui correspondaient aux résultats des rétro-calculs FWD représentaient souvent entre 60 et 80 % de la valeur typique testée en laboratoire présentée dans le tableau 2. Pour les sols fins A-5 à A-7-6, les valeurs de M_r (en psi) qui correspondaient aux résultats des rétro-calculs FWD étaient souvent de 1,05 à 1,2 fois supérieures à la valeur typique testée en laboratoire présentée au tableau 2.

2.1.3 Comportement des sols pulvérulents

Les matériaux granulaires non liés démontrent un comportement élasto-plastique relativement complexe lorsqu'ils sont soumis à des cycles de charge répétés tels que la circulation et le trafic (Lekarp *et al.*, 2000). L'effet d'un seul cycle de charge est de causer une déformation autant élastique (ϵ_R) que permanente (ϵ_P) comme l'illustre la figure 2.

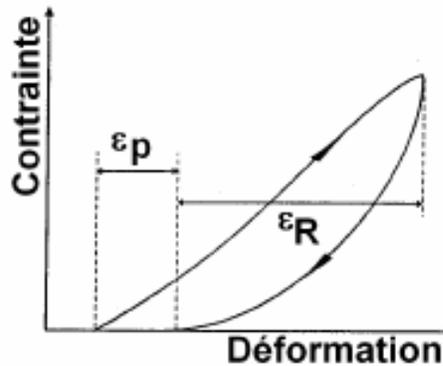


Figure 2 : Déformations dans les matériaux granulaires durant un seul cycle de chargement (adaptée de Lekarp *et al.*, 2000)

L'ampleur de la déformation élastique dépend de la rigidité élastique, tandis que la proportion de déformation permanente est directement reliée à la différence entre la contrainte appliquée et la contrainte de rupture, qui a la propriété de croître après plusieurs cycles d'application de charge (Lambert *et al.*, 2006). La rigidité d'un matériau détermine ses capacités à répartir les charges qui, dans le cas des chaussées, permettent de réduire l'ampleur de la contrainte transmise aux couches sous-jacentes.

Le modèle K-theta est largement utilisé pour l'analyse de la non linéarité du module élastique des matériaux. Il s'avère de plus une simplification très adéquate pour les besoins d'une conception analytique (Lekarp *et al.*, 2000) :

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad [2]$$

- Où M_r = Module réversible (MPa)
 θ = Contrainte totale (MPa)
 k_1 et k_2 = Constantes du matériau

Néanmoins, ce modèle a plusieurs désavantages, et bon nombre de modifications y ont été apportées. Le modèle K-theta pose l'hypothèse

d'un coefficient de Poisson constant, qui peut d'ailleurs être utilisé pour calculer les déformations radiales. Il est à noter que des études (Hicks, 1970; Hicks et Monismith, 1971; Brown et Hyde, 1975; Boyce, 1980; Sweere, 1990; Kolisoja, 1997) (d'après Lekarp *et al.*, 2000) ont montré que le coefficient de Poisson n'est pas une constante et qu'il varie avec la contrainte appliquée.

Facteurs influençant le module réversible M_r

La réponse réversible des matériaux granulaires varie en fonction de plusieurs propriétés physiques : le niveau de contrainte appliqué, le type de matériau, la dimension des particules, la granulométrie, la teneur en eau, les caractéristiques de la surface (angularité et rugosité) et la densité de compaction (Hicks et Monismith, 1971) (d'après Lekarp *et al.*, 2000).

Effet de la contrainte

Le niveau de contrainte est le facteur qui influence le plus les propriétés résilientes des matériaux granulaires. Plusieurs études ont démontré un très haut degré de dépendance entre le module réversible des matériaux granulaires non traités, les pressions de confinement et la somme des contraintes principales (Mitry, 1964; Monismith *et al.*, 1967; Hicks, 1970; Smith et Nair, 1973; Uzan, 1985; Sweere, 1990). En effet, il a été prouvé que le module réversible augmente considérablement avec une augmentation des pressions de confinement et de la somme des contraintes totales.

Effet de la densité

Il est connu qu'une augmentation de la densité d'un matériau granulaire altère significativement sa réponse à un chargement statique, ce qui le rend plus rigide et résistant. Cependant, on a un peu moins étudié l'effet sur la rigidité réversible. Plusieurs études suggèrent que le module réversible augmente généralement avec une augmentation de la densité (Trollope *et al.*, 1962; Hicks, 1970; Robinson, 1974; Rada et Witczak, 1981; Kohsoja, 1997). En effet, le nombre de contacts particulaires par particule croît grandement avec une augmentation de la densité, ce qui entraîne une compaction additionnelle pour le système. Ainsi, cela fait décroître la contrainte moyenne de contact, qui correspond à une certaine charge externe. Donc, la déformation dans les contacts particulaires décroît, ce qui a pour effet de faire augmenter le module réversible.

Effet de la granulométrie, du pourcentage de fines et de la taille maximale des grains

Plusieurs recherches ont montré que la rigidité d'un matériau dépend de la taille des particules et de leur distribution. Quelques chercheurs ont conclu que le module réversible décroît avec une augmentation du nombre de particules fines (Thom et Brown, 1987; Kamal *et al.*, 1993). Hicks et Monismith (1991) ont observé une réduction du module réversible avec une augmentation des fines pour les granulats partiellement concassés, alors que l'effet inverse a été remarqué pour les granulats entièrement concassés. Cette amélioration initiale de la rigidité est attribuée à l'augmentation des contacts entre les particules au fur et à mesure que les pores se remplissent. Graduellement, l'excès de fines déplace les particules grossières, et les performances mécaniques dépendent alors uniquement des fines, ce qui implique une diminution de la rigidité. Pour les matériaux granulaires avec le même nombre de fines et une distribution des grains similaire, le module réversible croît avec une augmentation de la taille maximale des particules (Gray, 1962; Thom, 1988; Kolisoja, 1997). En ce qui a trait à la distribution des particules des matériaux granulaires, elle semble avoir une certaine influence sur la rigidité du matériau. Toutefois, cet effet est généralement considéré comme négligeable.

Effet de la teneur en eau

On a découvert que le degré de saturation de la plupart des matériaux granulaires non traités a un effet sur les caractéristiques de la réponse réversible des matériaux, autant dans des conditions de terrain qu'en laboratoire. Plusieurs s'entendent pour dire que la réponse réversible des matériaux granulaires secs ou partiellement saturés est similaire, mais aussitôt que la saturation complète est atteinte, le comportement réversible peut être modifié significativement (Smith et Nair, 1973; Vuong, 1992). Des chercheurs (Haynes et Yoder, 1963; Hicks et Monismith, 1971; Barksdale et Itani, 1989; Dawson *et al.*, 1996; Heydinger *et al.*, 1996) ont étudié le comportement des matériaux granulaires à de hauts niveaux de saturation. Ils ont tous remarqué que le module décroît avec une augmentation du degré de saturation. En dessous du degré d'humidification optimal, la rigidité tend à croître avec une augmentation de la teneur en eau à cause de la succion créée. Au-delà du degré d'humidification optimal, au fur et à mesure que le matériau devient de plus en plus saturé et que l'excès de pression d'eau dans les pores se développe, l'effet devient inverse, et la rigidité commence à décroître assez rapidement.

Effet de l'historique des contraintes et du nombre de cycles de chargement

Les études indiquent que l'historique des contraintes peut avoir une incidence sur la réponse réversible des matériaux granulaires. Selon Dehlen (1969), les effets de l'historique des contraintes sont une conséquence de la densification progressive et du réarrangement des particules sous l'application de contraintes répétées. Des chercheurs (Brown et Hyde, 1975; Mayhew, 1983) sont arrivés à la conclusion que les caractéristiques des matériaux granulaires sont quasiment insensibles à l'historique des contraintes dans la mesure où les contraintes appliquées sont maintenues assez basses pour prévenir toute déformation substantielle dans le matériau. Moore *et al.* (1970) ont conclu que le module réversible s'accroît au fur et à mesure que le nombre de répétitions augmente. Cette augmentation est partiellement due au fait que l'échantillon perd de l'eau durant les essais.

Effet du type de granulats et de la forme des particules

Dans une récente étude, Heydinger *et al.* (1996) ont montré que le gravier a un module réversible plus élevé que le calcaire concassé. Cependant, plusieurs chercheurs (Hicks, 1970; Hicks et Monismith, 1971; Allen, 1973; Allen et Thompson, 1974; Thom, 1988; Barksdale et Itani, 1989; Thom et Brown, 1989) ont conclu que les granulats concassés, qui possèdent des particules de forme angulaire et sous-angulaire, procurent une meilleure répartition des contraintes et un module réversible plus élevé que le gravier non concassé, constitué de particules arrondies et sous-arrondies. Une surface rude a aussi la propriété d'avoir un module réversible plus élevé.

Effet de la durée, de la fréquence et de la séquence de chargement

Plusieurs chercheurs ont conclu que la durée et la fréquence de chargement ont une répercussion faible et non significative sur le comportement réversible des matériaux granulaires (Seed *et al.*, 1965; Morgan, 1966; Hicks, 1970; Boyce *et al.*, 1976; Thomas et Brown, 1987). Seed *et al.* (1965) ont mené une étude dans laquelle le module réversible d'un sable augmentait tranquillement de 160 à 190 MPa, et ce, au fur et à mesure que la durée de chargement décroissait de 20 min à 0,3 s. En général, le module réversible décroît avec une augmentation de la fréquence de chargement quand le matériau approche la saturation. À ce moment, des pressions partielles dans les pores se développent, ce qui a pour effet de réduire la contrainte effective. Hicks (1970) et Allen (1973) ont étudié la séquence des essais ou l'ordre dans lequel les contraintes sont appliquées à un échantillon. Ces recherches démontrent clairement que la séquence des essais n'a presque aucun effet sur les propriétés réversibles des matériaux granulaires.

Évaluation en laboratoire des matériaux granulaires

Lambert *et al.* (2006) ont réalisé une étude sur le développement à grande échelle d'essais en laboratoire visant à évaluer la performance des matériaux granulaires avant leur utilisation sur le terrain. Les matériaux testés étaient un béton concassé recyclé, un schiste naturel, un gravier sableux et un granulat extrait de granodiorite. Les essais ont été réalisés dans un large moule en acier rigide qui comprenait des points de drainage contrôlés également espacés à sa base afin de permettre la saturation et le drainage de l'échantillon. Afin de réduire la rigidité de la base, les chercheurs ont utilisé une couche de substrat synthétique. Le matériau a été installé dans le moule en quatre couches de 100 mm d'épaisseur. On a effectué la compaction avec un marteau vibrant électrique de 56 kg en passant quatre fois sur chacune des couches.

La rigidité composée E_{comp} (section 2.2.2) a été mesurée en utilisant un déflectomètre à masse tombante à cinq emplacements sur la surface de chacune des couches après leur création. On a réalisé les essais FWD avec une plaque de 300 mm de diamètre et un seul géophone, situé en dessus de la plaque, en contact avec la surface du matériau. Afin d'asseoir la plaque fermement, trois chutes de précompaction à une contrainte de 100 kPa ont été appliquées. Ensuite, quatre autres chutes ont été réalisées, une à 40 kPa, une à 70 kPa et deux à 100 kPa. La moyenne obtenue avec les deux dernières chutes a été utilisée pour exprimer le résultat final de rigidité composée. L'essai DCP a également été fait pour chacune des couches après leur compaction, et ce, à 250 mm des bords. Pour cet essai, on a ignoré les premiers et derniers 50 mm de pénétration en raison du faible confinement à la surface et à la base du moule.

En créant différentes conditions aux frontières à la base du moule et en analysant la sensibilité de l'échantillon au degré de saturation, différentes conclusions ont pu être tirées. Tout d'abord, une base souple est efficace pour la compaction des matériaux granulaires et est considérée comme plus représentative des conditions de terrain qu'une base rigide. Pour une même épaisseur de couche, la rigidité composée mesurée en laboratoire est la même que celle obtenue sur le terrain. Il a également été conclu que les conditions aux frontières engendrées par les murs du moule modifient la rigidité composée mesurée avec la plaque du FWD, si les essais sont réalisés à une distance des murs inférieure à 0,9 fois le diamètre de la plaque. Finalement, la plaque du FWD est sensible au comportement des matériaux granulaires, ce qui rend la comparaison plus difficile entre les différentes méthodes d'essais. Ainsi, il est nécessaire de s'assurer que les essais se font à de bonnes valeurs de contraintes.

2.1.4 Comportement des sols cohérents

Comme le démontrent plusieurs études, le module réversible des sols à grains fins n'est pas une propriété de rigidité constante, car elle dépend de plusieurs facteurs. Le facteur qui influence le plus significativement le module réversible est la contrainte déviatorique à répétition. Même si le module réversible augmente avec une hausse de la contrainte de confinement, il a été trouvé (Tanimoto et Nishi, 1970; Barksdale, 1975; Fredlund *et al.*, 1975; Townsend et Chisolm, 1976) (d'après Li et Selig, 1994) que la pression de confinement a un effet beaucoup moins significatif que la contrainte déviatorique pour les sols à grains fins, notamment les sols argileux. Le nombre d'applications de contraintes a aussi une influence. Cependant, le module réversible tend à devenir constant avec une augmentation du nombre d'applications de contraintes, si la contrainte déviatorique est inférieure à un certain niveau en ce qui concerne la rupture.

On a proposé plusieurs modèles afin de simuler la relation entre le module réversible et la contrainte déviatorique (σ_d) pour les sols à grains fins. À titre de première approximation, c'est le modèle suivant qui semble être le plus approprié (Li et Selig, 1994) :

Modèle de puissance

$$M_r = k\sigma_d^n \quad [3]$$

Où k et n sont des paramètres qui dépendent du type de sol et de son état physique (n est habituellement négatif).

Facteurs influençant le module réversible M_r

Selon Li et Selig (1994), l'état physique d'un sol est représenté par deux quantités : la teneur en eau et la densité sèche. Plusieurs résultats d'essais qui indiquent l'influence de la teneur en eau et de la densité sèche sur le module réversible des sols d'infrastructure à grains fins sont disponibles dans la documentation. Les figures 3 et 4 indiquent toutes deux qu'une augmentation de la teneur en eau produira une diminution significative de la rigidité du sol.

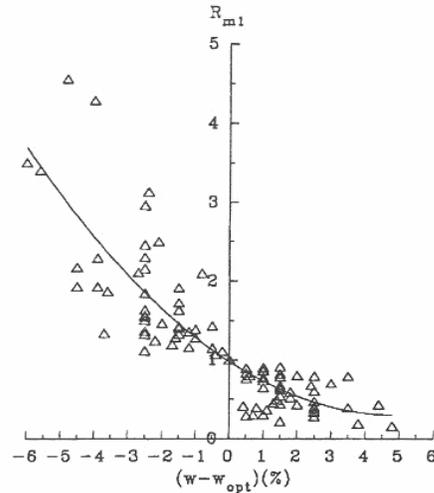


Figure 3 : Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour une densité sèche constante (d'après Li et Selig, 1994)

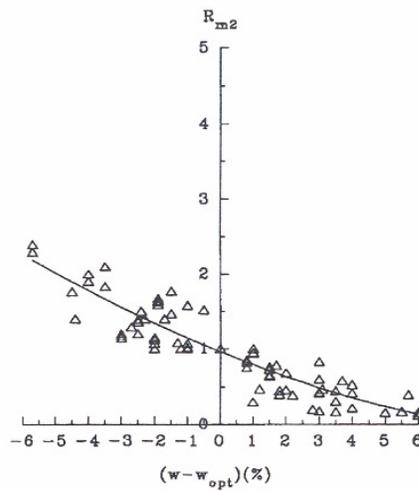
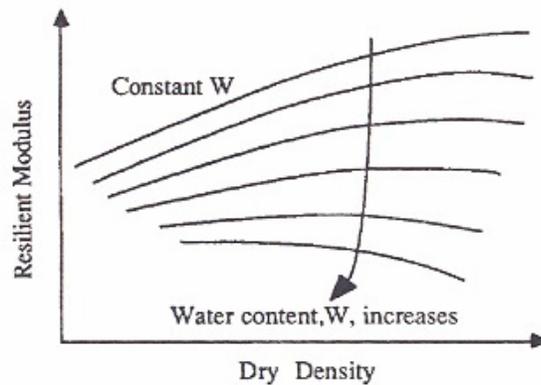


Figure 4 : Relation entre $M_r/M_{r(opt)}$ et w pour un effort de compaction constant (Li et Selig, 1994)

Une comparaison entre les figures 3 et 4 montre que le cas de la densité sèche constante cause un plus grand changement du module réversible avec un changement de teneur en eau sous la valeur optimale que le cas d'un effort de compaction constant. La différence entre les deux cas devient plus petite quand la teneur en eau est au-delà de la valeur optimale. Ce phénomène peut s'expliquer par l'effet de la densité sèche sur le module réversible. La figure 5, issue des essais de Seed *et al.* (1962), montre bien l'influence de la densité sèche sur le module réversible.



**Figure 5 : Influence de la densité sèche sur le module réversible
(d'après Li et Selig, 1994)**

En général, à une teneur en eau faible, le module réversible tend à croître avec une augmentation de la densité sèche. Par contre, à des teneurs en eau plus fortes, le module réversible tend à décroître avec une augmentation de la densité sèche. En effet, pour une teneur en eau faible, une diminution de la densité sèche mène généralement à une réduction du module réversible. Cependant, à cause des effets opposés de la densité sèche et de la teneur en eau sur le module réversible, une diminution de la teneur en eau et de la densité sèche le long de la courbe d'effort de compaction constant doit résulter en une augmentation moins marquée du module réversible qu'une diminution de la teneur en eau le long de la courbe de densité sèche constante.

2.2 Instrumentation

2.2.1 Essai au DCP

Description de l'essai

Le principe de cet essai consiste à enfoncer, dans les sols, une tige munie d'une pointe en forme de cône à l'aide d'une masse en chute libre. La plupart des DCP sont portables et utilisent un cône en acier revenu de 20 mm de diamètre faisant un angle de 60°. Ce cône est enfoncé dans le sol avec un marteau glissant de 8 kg lâché à une hauteur de 575 mm, ce qui correspond à une énergie de 45 J ou 14,3 J/cm² (Konrad et Lachance, 2001). Le but de l'essai est de déterminer la résistance à la pénétration, soit l'indice de pénétration (DCPI), qui peut être défini comme l'enfoncement observé à chaque coup. Plus le DCPI est faible, plus le matériel est rigide, et vice versa (George et Uddin, 2000).

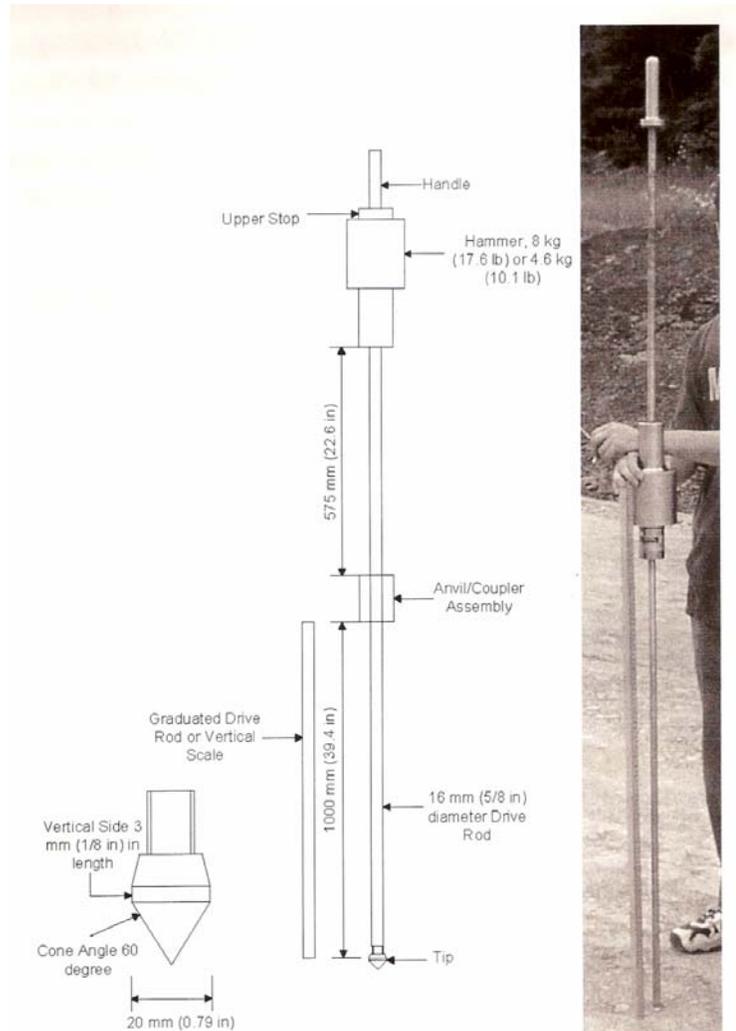


Figure 6 : Pénétrmètre à cône dynamique (d'après Edil et Benson, 2005)

Le DCP est souvent utilisé en ingénierie pour évaluer les performances des couches de la chaussée. À cela s'ajoutent la détermination de l'épaisseur ainsi que la nature de chacune des couches de la structure d'une chaussée. En raison de sa simplicité, sa portabilité, son faible coût et ses capacités à fournir rapidement des mesures de résistance *in situ*, le DCP est un outil largement utilisé, et ce, dans plusieurs pays. Sa simplicité de conception et de fonctionnement évite que les opérateurs obtiennent des résultats divergents, ce qui permet d'aboutir à des corrélations très précises (Amini, 2003). Il est à noter qu'une étude de George et Uddin (2000) a permis de conclure que les résultats obtenus avec l'aide d'un DCP automatique et d'un DCP manuel sont identiques.

Synthèse des limitations

Étant donné la faible énergie d'impact et les dimensions du cône, le DCP est surtout adapté pour la caractérisation des sols fins contenant peu de graviers et de cailloux. En effet, on peut se questionner sur l'utilisation de cônes relativement petits pour les couches de granulats contenant des particules de dimension supérieure à 20 mm (Konrad et Lachance, 2001). Il est à noter que, comme la pénétration du cône est associée au développement de la surface de rupture, la pénétration à chaque coup est influencée par la couche adjacente, si le cône est situé à quelques diamètres de cônes entre deux couches assez distinctes (Konrad et Lachance, 2001). Selon Siekmeier (1998) (d'après Amini, 2003), les principales précautions à prendre pour obtenir des tests valides et reproductibles sont d'asseoir adéquatement le bout du cône sur la surface et de toujours commencer l'essai de la même façon.

Facteurs influençant l'indice DCP

Plusieurs études ont été réalisées afin d'analyser le comportement du DCPI en fonction de certaines propriétés des sols et des matériaux. Ces facteurs sont le type de sol, la densité, la granulométrie, la taille maximale des particules et la teneur en eau (George et Uddin, 2000).

Effet des matériaux

Kleyn et Savage (1982) ont indiqué que la teneur en eau, la granulométrie, la densité et la plasticité sont d'importantes propriétés des matériaux qui influencent le DCPI. Hassan (1996), pour sa part, a conclu que, pour les sols à grains fins, ce sont la teneur en eau, la classification du sol, la densité sèche et les pressions de confinement qui influencent le DCPI. Pour les sols à grains grossiers, le coefficient d'uniformité et les pressions de confinement sont des variables importantes. Une augmentation du pourcentage de fines fait généralement décroître la valeur DCPI pour une densité visée. De façon similaire, une augmentation de la densité pour une granulométrie semblable fait décroître la valeur DCPI (George et Uddin, 2000).

Effet du confinement vertical

Les résultats de l'étude de Livneh *et al.* (1995) ont montré qu'il n'existe pas d'effet de confinement vertical attribuable à la structure rigide de la chaussée ou à des couches supérieures cohésives sur les valeurs DCPI des couches d'infrastructures cohésives inférieures. De plus, cette recherche a indiqué qu'aucun effet de confinement vertical n'est induit par les couches supérieures granulaires sur les valeurs DCPI de l'infrastructure cohésive sous-jacente. Cependant, il y a des effets de confinement vertical induits par les couches supérieures d'asphalte sur

les valeurs DCPI des couches granulaires inférieures de la chaussée. Cet effet de confinement provoque habituellement une baisse des valeurs DCPI.

Effet de friction latérale

Comme le DCP n'est pas complètement vertical lorsqu'il pénètre dans le sol, la résistance à la pénétration serait supérieure à cause de la friction latérale. Cette augmentation pourrait aussi être due à l'adhérence du matériau granulaire au moment de la pénétration. Il est à noter que cet effet est habituellement négligeable pour les sols cohésifs (Amini, 2003). Livneh (2000) suggère d'utiliser un facteur de correction pour les valeurs DCPI/CBR afin de prendre en compte les effets de friction latérale.

2.2.2 Essai au déflectomètre à masse tombante (FWD)

Description de l'essai

Le déflectomètre à masse tombante (FWD) portatif consiste en un poids de 10 kg qu'on laisse tomber sur un système à ressorts monté sur une plaque. Normalement, la contrainte appliquée peut aller jusqu'à 150 kPa, et ce, sur une période d'environ 20 millisecondes. C'est l'impulsion de charge produite qui permet de calculer le module dynamique E. Typiquement, l'instrument mesure la déflexion (indirectement au moyen d'un capteur de vitesse) au centre de la plaque de chargement en utilisant l'impulsion transitoire produite. Les résultats obtenus avec le FWD portatif sont basés sur le modèle de Boussinesq, qui suppose un massif uniforme et une charge uniformément distribuée sur une plaque souple :

$$E = \frac{2 \cdot \sigma_0 \cdot a(1 - \mu^2)}{d_0} \text{ (MPa)} \quad [4]$$

Où

- σ_0 = Contrainte appliquée (kPa)
- a = Rayon de la plaque (m)
- μ = Coefficient de Poisson
- d_0 = Déflexion (mm)

Selon Fleming *et al.* (2000) (d'après Lambert *et al.*, 2006), vu que la déflexion mesurée peut être reliée à l'influence de plus d'une couche et que celle-ci peut ne pas correspondre à un comportement parfaitement élastique, le module élastique obtenu doit se nommer « rigidité composée » (E_{comp}). Si l'on suppose une demi-élasticité, la rigidité devrait

être calculée avec l'équation suivante (Boussinesq, 1885) (d'après Lambert *et al.*, 2006) :

$$E_{comp} = \frac{A \cdot \sigma_0 \cdot a(1 - \mu^2)}{d_0} (MPa) \quad [5]$$

Où

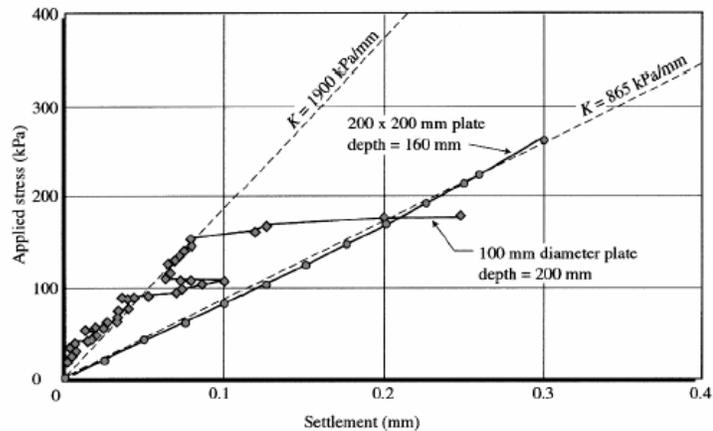
- A = Facteur de rigidité de la plaque
($\pi/2$ pour une plaque rigide)
- σ_0 = Contrainte appliquée (kPa)
- a = Rayon de la plaque (m)
- μ = Coefficient de Poisson
- d_0 = Déflexion (mm)



Figure 7 : Défectomètre à masse tombante (d'après Carl Bro *et al.*, 2006)

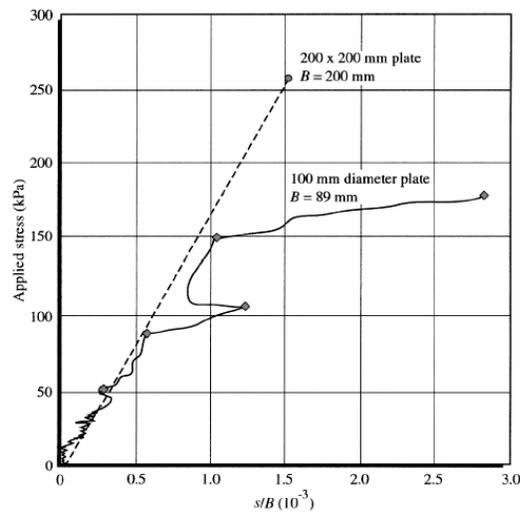
Plusieurs formes de plaques peuvent être utilisées pour un essai de chargement statique. Konrad et Lachance (2001) ont analysé les résultats issus d'une plaque circulaire de 100 mm de diamètre et d'une plaque carrée de 200 mm x 200 mm, et ce, pour un même site. Pour la plaque circulaire, le domaine élastique a été atteint pour une contrainte appliquée de 155 kPa. Pour des contraintes inférieures à cette valeur, une relation linéaire a été observée entre la contrainte et le tassement (figure 8). Dans le cas de la plaque carrée, le chargement a été arrêté pour une contrainte appliquée de 260 kPa. Le chargement et le déchargement ont permis de confirmer que le comportement restait élastique pour cet intervalle de contraintes.

Pour les plaques de 100 mm de diamètre, la limite plastique a été atteinte à des tassements relativement petits. Quant aux plaques carrées de 200 mm x 200 mm, la limite n'a par contre jamais été atteinte pour les matériaux granulaires non liés, et ce, même pour des contraintes aussi élevées que 300 kPa (Thivierge, 1998).



**Figure 8 : Résultats d'un essai de chargement de plaque
(d'après Konrad et Lachance, 2001)**

Même si les surfaces de rupture sont assez différentes, la réponse de la plaque dans le domaine élastique ne change pas. Ce phénomène peut être observé à la figure 9, qui illustre la contrainte appliquée en fonction du tassement normalisé (s/B) pour les deux plaques, où B est la dimension de la plaque de chargement et s , le tassement.



**Figure 9 : Tassement normalisé en fonction de la contrainte appliquée
(d'après Konrad et Lachance, 2001)**

Une étude de Fleming *et al.* (2000) citée par Alshibli *et al.* (2005) a permis de conclure que le module réversible obtenu au FWD (M_{FWD}) est en corrélation avec le module obtenu à partir d'un FWD portatif (E_{LFWD}) :

$$M_{FWD} = 1,031 E_{LFWD} \quad [6]$$

Synthèse des limitations

L'analyse des données FWD est complexe, car la réponse de la chaussée à une contrainte dépend de la réponse contrainte-déformation-temps de chaque matériau, du mode et de la fréquence de chargement, des effets inertiels ainsi que des conditions environnementales comme la température et l'humidité (Stolle et Hein, 1989). Par ailleurs, l'utilisation du FWD pour obtenir les propriétés d'un matériau requiert un rétro-calcul des déflexions de surface, ce qui ne donne pas toujours une solution réaliste étant donné les hypothèses des modèles de rétro-calcul (Konrad et Lachance, 2001). D'ailleurs, il n'est pas conseillé d'effectuer des essais FWD directement sur des sols d'infrastructure de faible capacité portante, car les grandes déflexions qui leur sont associées excèdent les limites de calibration de l'appareil (Amini, 2003).

2.2.3 Essai scissométrique

Description de l'essai

L'essai consiste à appliquer un couple de torsion à un moulinet de dimensions définies préalablement enfoncé dans le sol au moyen d'un système de tiges. Selon le *Canadian Manual for foundation engineering* (1994), le rapport entre la hauteur et le diamètre du moulinet devrait être égal à deux. Le couple de torsion maximal mesuré au sommet du système de tiges est utilisé pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé, en considérant la surface de révolution définie par le moulinet. Précisons que cette méthode ne s'applique qu'aux sols cohérents, soit les argiles molles à raides. La présence de stratifications, de matières organiques, de sable, d'une forte proportion de silt ou de particules grossières dans le dépôt peut influencer significativement les résultats.

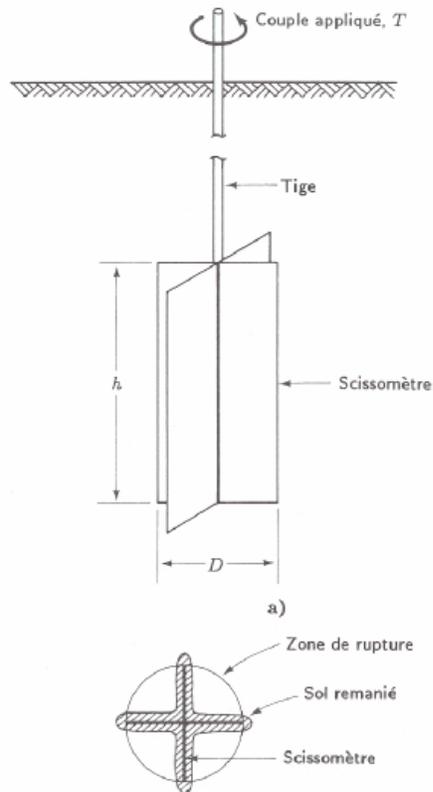


Figure 10 : Essai au scissomètre (d'après Holtz *et al.*, 1991)

En supposant que les résistances au cisaillement sur des plans horizontaux et verticaux sont égales, la résistance au cisaillement non drainé se calcule comme suit :

$$c_u = \frac{2T}{\pi D^3 (H/D + a/2)} \quad [7]$$

- Où
- C_u = Résistance au cisaillement non drainé
 - T = Couple maximal mesuré
 - H = Hauteur du moulinet
 - D = Diamètre du moulinet
 - a = Coefficient qui dépend de l'hypothèse faite sur la répartition du cisaillement sur les faces supérieure et inférieure du cylindre de rupture
= 0,66 en supposant une répartition uniforme

Synthèse des limitations

Selon le *Canadian Manual for foundation engineering* (1994), l'essai scissométrique et son interprétation sont sujets à quelques limitations et erreurs qui devraient être prises en compte au moment de l'utilisation des résultats. En effet, l'insertion du moulinet produit un déplacement et un remaniement du sol. Il a été démontré que les moulinets épais donnent des valeurs de résistance plus faibles. Pour des résultats acceptables, l'épaisseur des lames ne devrait pas excéder 5 % du diamètre du moulinet.

2.2.4 Essai au cône de sable

Description de l'essai

Cet essai consiste à déterminer la densité en place et le poids précis du sol en utilisant un dispositif de coulée et un sable calibré qui permettent d'évaluer le volume d'un puits d'essai. La norme ASTM D 1556 est normalement utilisée avec des trous inférieurs à $0,03 \text{ m}^3$. Néanmoins, il est permis d'utiliser, si nécessaire, des versions plus larges de l'équipement (en dimensions). On peut se servir de cet essai pour déterminer le poids précis en place de dépôts naturels de sols, de granulats, de matériaux granulaires de mélanges de sols ou de matériaux similaires.

N'importe quel matériau que l'on peut excaver avec des outils manuels peut être testé, à condition que les vides ou les ouvertures des pores soient assez petits pour éviter que le sable calibré utilisé dans l'essai entre dans les vides naturels. Le matériau testé doit avoir une cohésion ou un enchevêtrement des grains suffisant pour maintenir les côtés stables durant l'excavation du puits d'essai et l'accomplissement de l'essai. De plus, il devrait être assez rigide pour ne pas se déformer ou s'ébouler à cause des pressions exercées durant le creusage du trou et le déversement du sable.

Synthèse des limitations

La méthode est généralement limitée aux matériaux qui sont dans un état non saturé. Elle n'est pas recommandée pour des matériaux mous ou friables ou dans une condition d'humidité telle que l'eau remplit le trou excavé. La procédure peut être moins exacte pour des matériaux qui se déforment facilement ou qui peuvent faire changer le volume du trou excavé durant l'essai.

Des erreurs peuvent survenir dans le calcul du poids précis en raison de l'influence d'une humidité excessive dans le sol. Elles peuvent être significatives pour des matériaux qui ont une perméabilité élevée,

comme des sables ou des graviers, et lorsque le bas du trou est proche de la nappe phréatique ou en dessous de celle-ci. Des erreurs peuvent également apparaître à cause d'un changement de densité du sable calibré au fur et à mesure que celui-ci s'humidifie par capillarité ou par l'eau libre au moment de l'essai. Ce problème devient évident si on observe du sable humide au bas ou sur les côtés du trou lorsque le sable calibré est retiré.

La précision de cette méthode n'a pas encore été déterminée. Actuellement, aucune méthode disponible ne fournit des valeurs absolues pour la densité et le poids précis du matériau en place et ne peut se comparer à ces essais. La variabilité du matériau et la nature destructive de l'essai ne permettent pas la répétition duplicative des résultats nécessaires pour obtenir une évaluation statistique significative de la variabilité.

2.3 Synthèse des relations

Le DCP a été conçu pour répondre au besoin de posséder un dispositif simple et rapide pour la caractérisation des sols d'infrastructure. Depuis quelques années, l'intérêt pour cet outil très utile pour l'évaluation structurale des chaussées ou pour les études de reconnaissance des tracés est sans cesse grandissant, et ce, pour plusieurs raisons. Premièrement, le DCP est adaptable à divers types d'évaluations. Deuxièmement, l'essai DCP est économique. Troisièmement, il existe plusieurs corrélations qui permettent d'estimer des paramètres variés à partir du DCPI. Cette section synthétise les corrélations existantes qui mettent en relation le DCPI et les différents paramètres de conception, tels que la valeur CBR, le module élastique, le module rétro-calculé et le module réversible.

2.3.1 Relations entre l'indice DCP et la valeur CBR

- Selon les résultats d'études antérieures, plusieurs des relations entre la résistance à la pénétration au DCP et la valeur CBR convergent vers la forme suivante (Amini, 2003) :

$$\log(\text{CBR}) = a + b \log(\text{DCPI}) \quad [8]$$

Où a = Constante située entre 2,44 et 2,60
 b = Constante située entre - 1,16 et - 1,07
DCPI = Résistance à la pénétration au DCP (mm/coup)

Cependant, comme le démontre le tableau 3, quelques exceptions existent dans la documentation.

- Selon Chen *et al.* (1999), les recherches passées ont permis d'arriver à la relation suivante :

$$\log(\text{CBR}) = 2,20 - 0,71 (\log(\text{DCPI}))^{1,5} \quad [9]$$

Notons que cette relation est limitée à une valeur maximale de 25 mm/coup.

- Drouin (2004) et Amini (2003) ont résumé les diverses relations élaborées entre le DCPI et la valeur CBR. Elles sont présentées au tableau 3.

Tableau 3
Corrélations DCPI-CBR

Chercheurs	Équation de corrélation	Matériel testé
Kleyn (1975)	$\log(\text{CBR}) = 2,62 - 1,27 \log(\text{DCPI})$	Inconnu
Smith et Pratt (1983)	$\log(\text{CBR}) = 2,56 - 1,16 \log(\text{DCPI})$	Inconnu
Livneh (1987)	$\log(\text{CBR}) = 2,56 - 1,16 \log(\text{DCPI})$	Granulaire et cohésif
Harison (1989)	$\log(\text{CBR}) = 2,55 - 1,14 \log(\text{DCPI})$	Granulaire et cohésif
Livneh <i>et al.</i> (1992)	$\log(\text{CBR}) = 2,45 - 1,12 \log(\text{DCPI})$	Granulaire et cohésif
Webster <i>et al.</i> (1992)	$\log(\text{CBR}) = 2,46 - 1,12 \log(\text{DCPI})$	Plusieurs types de sols
Ese <i>et al.</i> (1995)	$\log(\text{CBR}) = 2,44 - 1,07 \log(\text{DCPI})$	Structure de chaussée
NCDOT (1998)	$\log(\text{CBR}) = 2,60 - 1,07 \log(\text{DCPI})$	Structure de chaussée et cohésif
Coonse (1999)	$\log(\text{CBR}) = 2,53 - 1,14 \log(\text{DCPI})$	Sol résiduel de Piedmont
Gabr <i>et al.</i> (2000)	$\log(\text{CBR}) = 1,55 - 0,55 \log(\text{DCPI})$	Structure et infrastructure de chaussée
Gabr <i>et al.</i> (2000)	$\log(\text{CBR}) = 1,40 - 0,55 \log(\text{DCPI})$	Structure et infrastructure de chaussée

Source : Drouin, 2004 ; Amini, 2003.

- Kleyn (1975) a observé que les indices DCP et les valeurs CBR réagissent d'une façon similaire à un changement de teneur en eau. Toutefois, les deux courbes sont renversées, vu que le DCPI augmente avec un décroissement de la rigidité du matériau.

Ainsi, Kleyn a conclu que la relation DCPI-CBR est indépendante de la teneur en eau.

- Livneh (1987) a effectué des essais CBR et DCP *in situ* sur les chaussées de deux aéroports et d'une route. Les résultats obtenus ont permis de tirer les conclusions suivantes :
 - L'effet de la friction ou alternativement l'effet de la pression des terres sur les résultats d'essais DCP est négligeable.
 - Le profil de mesure issu du DCPI peut être utilisé pour définir les épaisseurs des couches de la structure du sol testé.
- Harison (1989) a conclu qu'il existe une forte corrélation DCPI-CBR pour les sols argileux, les sables et les graviers. Celui-ci suggère que, si on désire avoir des résultats acceptables sur le terrain, une corrélation basée sur des tests en laboratoire doit être corrigée par un facteur proportionnel à l'effet de confinement du moule dans le cas d'un matériau granulaire. Il est à noter que l'effet de confinement du moule est négligeable pour les sols argileux ayant un indice de pénétration supérieur à 10 mm. Cependant, cet effet devient significatif pour les sols granulaires qui ont une valeur CBR plus élevée que 43 %.
- Livneh *et al.* (1992) ont étudié l'effet du confinement vertical sur les valeurs de résistance issues du DCP mesurées à l'intérieur de la structure d'une chaussée et du sol d'infrastructure. Dans le cas des sols argileux, aucun effet de confinement vertical ne survient. Par contre, pour les couches de matériaux granulaires, l'effet du confinement vertical s'applique et a comme conséquence de diminuer les valeurs DCPI. Cet effet se traduit par une augmentation de la résistance du matériau granulaire en fonction de la profondeur. Les différences de résultats entre l'état confiné et non confiné pour les couches granulaires peuvent être expliquées par la friction qui se produit lorsque la tige pénètre le sol de manière inclinée ou par le choc des granulats sur la surface de la tige. Dans le cas des couches argileuses, les effets de la pénétration de la tige ne sont pas sentis, car les chances de conserver l'espace entre les parois du trou et la surface de la tige, dont le diamètre est plus petit, sont meilleures.
- Ese *et al.* (1994) ont élaboré une relation entre le $DCP_{in situ}$ et le CBR_{labo} indépendante du degré de saturation et de la masse volumique sèche pour les matériaux de fondation routière :

$$\log(CBR_{labo}) = 2,67 - 1,07 \log(DCPI_{in situ}) \quad [10]$$

Ensuite, ils ont calibré cette équation en la comparant aux équations de Kleyn (1975) et de Livneh (1987) :

$$\log(\text{CBR}_{\text{labo}}) = 2,44 - 1,07 \log(\text{DCPI}_{\text{in situ}}) \quad [11]$$

Les variations entre les deux équations précédentes seraient attribuables à des variations de la succion ou de la structure du sol.

- Coonse (1999) a conclu, en analysant un sol résiduel de Piedmont, que la relation DCPI-CBR est indépendante à la fois de la teneur en eau et de la densité sèche. En effet, il peut être démontré que ces deux paramètres ont un effet similaire sur les indices DCP et les valeurs CBR.
- Gabr *et al.* (2000) ont réalisé une étude dans le but de définir un modèle pour prédire le niveau de dégradation des chaussées en utilisant l'indice de pénétration des sols d'infrastructure ainsi que celui de la structure de la chaussée. Leur recherche comportait à la fois des essais en laboratoire et *in situ*. La comparaison des résultats a indiqué qu'une réduction de 30 % doit être appliquée aux valeurs CBR calculées à partir de la relation établie en laboratoire, comme dans le cas de Harison (1987), afin de permettre une bonne corrélation avec les données obtenues sur le terrain. Gabr *et al.* (2000) mentionnent également que, contrairement à la valeur CBR *in situ*, l'indice DCP de la structure de la chaussée ne semble pas être influencé par la rigidité du sol support.

2.3.2 Relations entre la valeur CBR et le module réversible MR

- La relation la plus connue entre la valeur CBR et le M_R est celle proposée par Heukelom et Foster (1960) (d'après Chen *et al.*, 1999) et que l'AASHTO a adoptée (1993) :

$$M_R \text{ (MPa)} = 10 \text{ CBR} \quad [12]$$

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR} \quad [13]$$

En voici trois variantes (Sukumaran *et al.*, 2002) :

- U.S. Army Corps of Engineers (Green et Hall, 1975) :

$$M_R \text{ (psi)} = 5\,409 \text{ CBR}^{0,71} \quad [14]$$

- South African Council on Scientific and Industrial Research (CSIR) :

$$M_R \text{ (psi)} = 3\,000 \text{ CBR}^{0,65} \quad [15]$$

- Transportation and Road Research Laboratory (TRRL) :

$$M_R \text{ (psi)} = 2\,555 \text{ CBR}^{0,64} \quad [16]$$

Précisons que les approches décrites précédemment ont suscité de nombreuses discussions parmi la communauté scientifique. En effet, l'essai CBR est une mesure de la résistance au cisaillement qui n'est pas nécessairement en corrélation avec une mesure de rigidité ou de module comme le M_R . Par exemple, Thompson et Robnett (1979) n'ont pas pu trouver une corrélation appropriée entre le CBR et le M_R . De plus, il est aussi connu que le module réversible dépend du niveau de contrainte appliquée (Rada et Witczak, 1981). Finalement, on sait que le M_R décroît avec une augmentation de la contrainte déviatorique pour la plupart des sols à grains fins.

L'essai CBR peut alors être vu comme un problème de capacité portante en miniature, dans lequel un piston standard agit à titre de semelle circulaire. En utilisant l'équation de capacité portante, la valeur CBR a été mise en corrélation avec s_u , la résistance au cisaillement non drainé :

$$\text{CBR} = 0,62 s_u \text{ (psi)} \quad [17]$$

Black (1961) a trouvé une corrélation satisfaisante avec la valeur précédente. De plus, Duncan et Buchignani (1976) ont démontré que le module réversible peut être prédit à l'aide de la résistance au cisaillement non drainé, si l'indice de plasticité du sol est connu :

$$M_R = 100 - 500 s_u \quad I_p > 30 \quad [18]$$

$$M_R = 500 - 1500 s_u \quad I_p < 30 \quad [19]$$

En combinant l'équation 17 avec les équations 18 et 19, on obtient :

$$M_R \text{ (psi)} = 160 \text{ à } 2420 \text{ CBR} \quad [20]$$

- L'étude de Sukumaran *et al.* (2002) a montré que la relation issue du guide de l'AASHTO (1993) surestime le module réversible. La relation suivante est alors proposée afin d'obtenir une estimation plus convenable du module réversible :

$$M_R \text{ (ksi)} = 0,307 Q_u + 0,86 \quad [21]$$

Où Q_u = Résistance à la compression non confinée (psi)
obtenue en suivant la norme ASTM D 5102

- Chen *et al.* (1999) ont observé que la double corrélation (DCPI-CBR et CBR- M_R) donne des résultats de module d'infrastructure qui varient beaucoup sur l'ensemble d'un projet routier. Leur étude semble aussi mener à des résultats irréalistes pour des valeurs CBR relativement élevées et des valeurs faibles de DCPI. On y mentionne également que, si les équations de l'AASHTO sont utilisées, le module du sol d'infrastructure est surestimé pour des matériaux ayant des valeurs CBR supérieures à 20. On propose donc que la régression du module d'infrastructure se fasse directement à partir des valeurs DCPI.

2.3.3 Relations entre l'indice DCP et le module élastique

- Chua (1988) a étudié la relation entre le module élastique d'un sol et son indice de pénétration au DCP pour différents matériaux et écarts de contrainte principale à la rupture (indiqué entre parenthèses). Les sols ont été divisés comme suit : argiles de plasticité élevée et faible, sols silteux, sols sableux, gravier ou pierres concassées, et granulats bitumineux recyclés. Les figures 11 et 12 démontrent les résultats de l'étude. La figure 11 est utilisée pour les sols fins et la figure 12, pour les sols grossiers. Grâce à ces figures, il est possible d'obtenir le module élastique d'un sol à partir de son indice DCP, si la nature de ce dernier est connue.

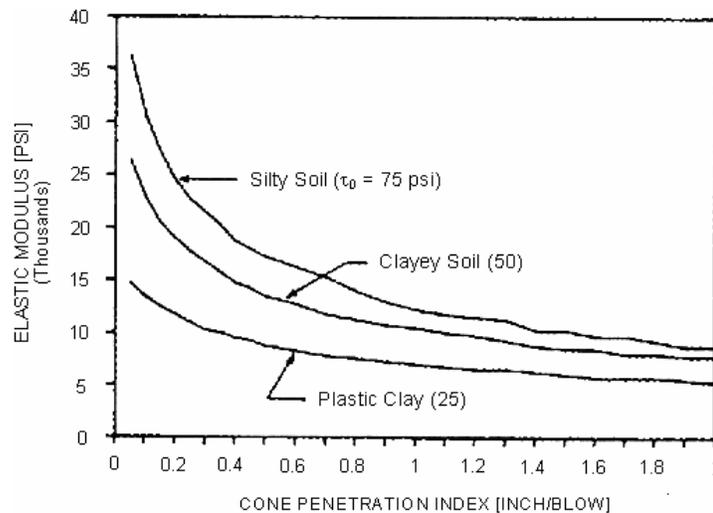


Figure 11 : Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols fins)
(d'après Chua, 1988)

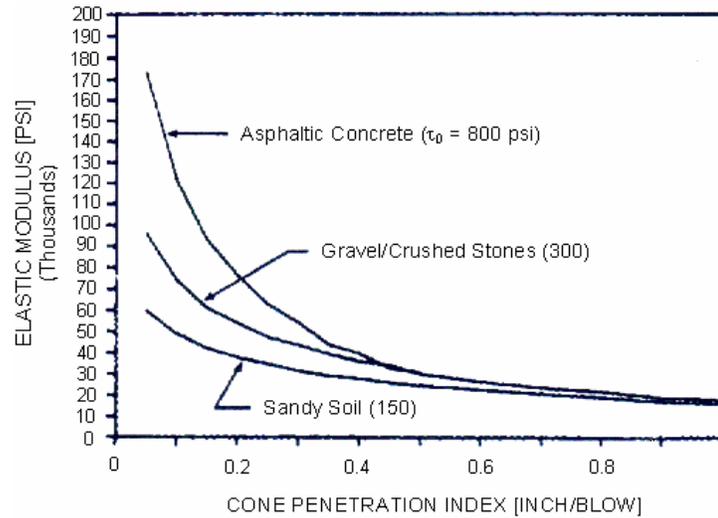


Figure 12 : Relations entre l'indice DCP et le module élastique (sols grossiers) (d'après Chua, 1988)

- Chai et Roslie (1998) (d'après Amini, 2003) ont utilisé les résultats des relations CBR-DCPI et des essais DCP pour déterminer le module du sol d'infrastructure *in situ* :

$$E \text{ (MN/m}^2\text{)} = 17,6 (269/\text{DCPI})^{0,64} \quad [22]$$

Où DCPI = Nombre de coups par 300 mm de pénétration

- Pen (1990) (d'après Alshibli *et al.*, 2005) a obtenu la relation suivante entre le module élastique du sol E et le DCPI :

$$\log(E \text{ (MPa)}) = 3,65 - 1,17 \log(\text{DCPI}) \quad [23]$$

Où DCPI = Résistance à la pénétration au DCP (mm/coup)

Une corrélation similaire a été proposée par De Beer (1990) (d'après Alshibli *et al.*, 2005) :

$$\log(E \text{ (MPa)}) = 3,05 - 1,07 \log(\text{DCPI}) \quad [24]$$

2.3.4 Relations entre l'indice DCP et le module rétro-calculé

- Un des appareils les plus utilisés pour évaluer les chaussées est le déflectomètre à masse tombante (FWD). Selon Livneh et Ishai (1987) (d'après Chen *et al.*, 1999), les résultats de ce type d'essai ont besoin d'être mis en corrélation ou calibrés avec la mesure physique des caractéristiques individuelles des différentes couches de la chaussée afin d'élaborer un processus

d'évaluation fiable de la chaussée. Cela peut d'ailleurs être fait à l'aide d'essais destructifs supplémentaires comme le DCP. Beaucoup de programmes expérimentaux ont mené à l'élaboration de diverses relations entre l'indice DCP et le module rétro-calculé, dont voici quelques-uns des exemples les plus significatifs.

- Afin d'élaborer une relation entre le module réversible du sol d'infrastructure rétro-calculé à partir d'essais FWD et l'indice DCP, Chen *et al.* (1999) ont sélectionné six sections de routes variant de 6 à 23 km de long et reposant sur des sols de type CL et ML. De 20 à 40 essais au DCP ont été effectués sur chacune des sections, tandis que des essais au FWD ont été pratiqués tous les 100 m. La charge visée avec le FWD était de 40 kN, et on a utilisé 7 géophones espacés de 300 mm pour enregistrer les déflexions. Seuls les bassins de déflexion pour lesquels l'erreur RMS (*Root Mean Square Error*) du rétro-calcul était inférieure à 3 % ont été considérés pour établir la corrélation. Une analyse statistique a été effectuée afin de déterminer le modèle mathématique donnant la meilleure corrélation. C'est avec le modèle de puissance que les chercheurs ont obtenu les résultats les plus encourageants. Le rapport établi est donné par la relation suivante :

$$M_{FWD} \text{ (MPa)} = 338 \text{ DCPI}^{-0,39} \quad R^2 = 0,42; N = 140 \quad [25]$$

Où DCPI = Résistance à la pénétration au DCP (mm/coup)

Cependant, cette relation est limitée à des sols d'infrastructure dont les valeurs d'indice DCP se situent entre 10 et 60 mm/coup et les valeurs CBR, entre 5 et 30 %. Aussi, mentionnons que les modules issus de la corrélation doivent être multipliés par 0,33 pour être compatibles avec les modules d'infrastructure utilisés dans les équations de l'AASHTO.

- Chai et Roslie (1998) (d'après Amini, 2003) ont établi une relation entre le module d'infrastructure rétro-calculé et le DCPI :

$$E_{back} \text{ (MN/m}^2\text{)} = 2\,224 \text{ DCPI}^{-0,996} \quad [26]$$

- Des tests expérimentaux faits par Alshibli *et al.* (2005) au Louisiana Transportation Research Center sur une large variété de sols ont mené à la corrélation inverse suivante :

$$E_{FWD} \text{ (MPa)} = 2\,191,4/\text{DCPI} \quad R^2 = 0,72 \quad [27]$$

- Konrad et Lachance (2001) ont trouvé une relation entre le DCPI et le module élastique rétro-calculé à partir d'essais de chargement de plaque E_p pour des granulats non liés et des sols granulaires naturels. Cette relation, illustrée à la figure 13, est exprimée par l'équation suivante :

$$\log(E_p \text{ (MPa)}) = - 0,884 \log(\text{DCPI}) + 2,906 \quad R^2 = 0,92; N = 14 \quad [28]$$

Où l'indice de pénétration est celui pour un cône de 51 mm de diamètre et pour un marteau de 63,5 kg ayant une hauteur de chute de 760 mm.

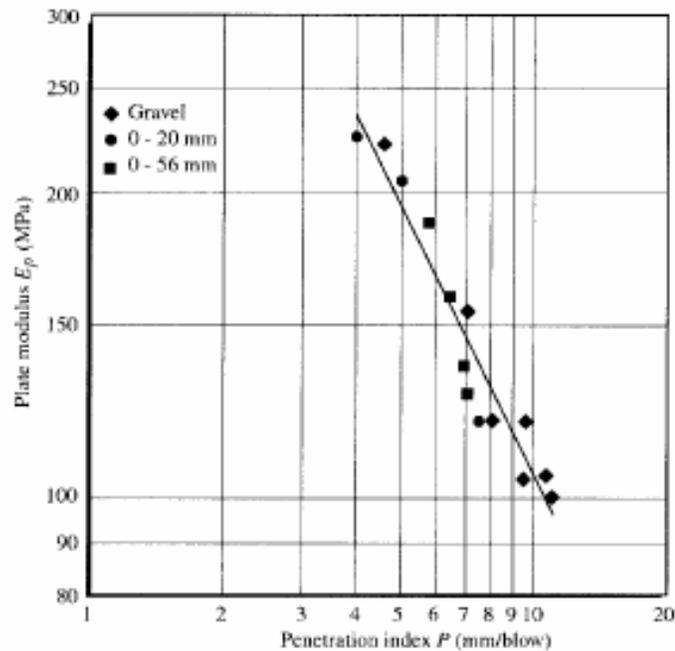


Figure 13 : Corrélation entre l'indice DCP et le module de plaque pour des matériaux de fondation et de sous-fondation non liés (d'après Konrad et Lachance, 2001)

2.3.5 Relations entre les mesures du pénétromètre à cône statique et le module réversible MR

Mohammad *et al.* (2000) (d'après Amini, 2003) ont fait une étude sur l'évaluation du module réversible des sols d'infrastructure en utilisant l'essai au pénétromètre à cône statique. Ils ont choisi deux différents types de sols d'infrastructure cohésifs pour des essais en laboratoire et sur le terrain, soit une argile silteuse provenant d'un remblai et un dépôt naturel d'argile raide. La relation préliminaire suivante a été établie :

$$M_R = aq_c^n + bf_c + cw + d\rho_d + e \quad [29]$$

- Où
- M_R = Module réversible
 - q_c = Résistance du cône
 - f_c = Résistance frictionnelle
 - w = Teneur en eau
 - ρ_d = Densité sèche
 - n = Nombre entier (1,2 ou 3)
 - a, b, c, d et e = Constantes déterminées par une analyse de régression

La résistance au cône q_c a aussi été mise en relation avec le module élastique équivalent E des sols par plusieurs chercheurs. Schmertmann (1970) (d'après Amini, 2003) a donné une corrélation simple pour les sables :

$$E = 2q_c \quad [30]$$

Trofimemkov (1974) (d'après Amini, 2003) a donné les corrélations suivantes pour le module contrainte-déformation dans les sables et les argiles :

$$E = 3q_c \text{ (pour les sables)} \quad [31]$$

$$E = 7q_c \text{ (pour les argiles)} \quad [32]$$

2.3.6 Relations entre l'indice DCP et le module réversible M_R

- Hassan (1996) (d'après Amini, 2003) a indiqué que la corrélation du module réversible M_R avec l'indice DCP est significative lorsque la teneur en eau est optimale, mais non significative lorsque la teneur en eau est optimale à $\pm 2,0$ %. Il a élaboré un modèle de régression simple ayant la forme suivante :

$$M_R \text{ (psi)} = 7013,065 - 2040,783 \ln(\text{DCPI}) \quad [33]$$

Où DCPI = Résistance à la pénétration au DCP (pouces/coup).

- George et Uddin (2000) ont établi, avec l'aide d'une corrélation multiple, une relation entre le module réversible, l'indice DCP et certains paramètres physiques pour des sols à grains fins :

$$M_R = a_0 (\text{DCPI})^{a_1} (\gamma_{\text{dr}}^{a_2} + (\text{LL}/w_c)^{a_3}) \quad R^2 = 0,71 \quad [34]$$

Où M_R = Module réversible (MPa)
 DCPI = Indice de pénétration (mm/coup)
 γ_{dr} = Ratio de densité
 (densité sur le terrain/densité sèche maximale)
 w_c = Teneur en eau actuelle (%)
 LL = Limite de liquidité (%)
 a_0, a_1, a_2, a_3 = Coefficients de régression
 ($a_0 = 27,86$; $a_1 = -0,114$; $a_2 = 7,82$; $a_3 = 1,925$)

Pour les sols à grains grossiers, la relation prend plutôt la forme suivante :

$$M_R = a_0 (\text{DCPI}/\log c_u)^{a_1} (w_{\text{cr}}^{a_2} + \gamma_{\text{dr}}^{a_3}) \quad R^2 = 0,72 \quad [35]$$

Où M_R = Module réversible (MPa)
 DCPI = Indice de pénétration (mm/coup)
 c_u = Coefficient d'uniformité
 w_{cr} = Ratio de teneur en eau
 (w sur le terrain/w optimale)
 γ_{dr} = Ratio de densité
 (densité sur le terrain/densité sèche maximale)
 a_0, a_1, a_2, a_3 = Coefficients de régression
 ($a_0 = 90,68$; $a_1 = -0,305$; $a_2 = -0,935$; $a_3 = 0,674$)

Il faut préciser que les sols ont été divisés en deux groupes, soit les sols à grains fins et les sols à grains grossiers, car ces derniers avaient un comportement très distinct.

- George et Uddin (2000) ont aussi fourni des relations plus simples entre le module réversible et l'indice DCP afin d'être capables de corrélérer le module réversible en temps réel. La relation suivante a été élaborée pour les sols à grains fins :

$$M_R = 532,1 \text{ DCPI}^{-0,492} \quad R^2 = 0,40 \quad [36]$$

Pour les sols à grains grossiers, la relation prend plutôt la forme suivante :

$$M_R = 235,3 \text{ DCPI}^{-0,475} \quad R^2 = 0,40 \quad [37]$$

Il n'est pas surprenant que le R^2 des équations 36 et 37 soit relativement faible comparativement à celui des équations 34 et 35. Le fait d'enlever des variables au modèle, comme la teneur en eau, la densité et d'autres propriétés physiques importantes, est la principale raison qui explique le faible coefficient de

régression obtenu. Cependant, le fait d'être capable de calculer le module réversible du sol d'infrastructure en temps réel vient contre, en quelque sorte, le manque d'exactitude de ces équations.

2.3.7 Autres relations

- Siekmeier *et al.* (1999) (d'après Amini, 2003) ont analysé la corrélation entre les résultats DCP et la compaction des sols composés d'un mélange de sable argileux et silteux. Ils ont tout d'abord mis en relation le DCPI et la valeur CBR. Cette dernière a ensuite été reliée au module en utilisant les relations que l'on trouve dans la documentation. En examinant les relations entre le module et le pourcentage de compaction, les chercheurs ont conclu qu'il n'existe pas de rapport significatif entre les résultats du DCP et le pourcentage de compaction, notamment parce que l'écart typique des mélanges de sol sur le terrain n'est pas parfaitement uniforme.
- Siekmeier *et al.* (1999) (d'après Amini, 2003) ont aussi étudié la corrélation entre les résultats DCP et la compaction des sols composés d'un mélange de sable et de gravier avec moins de 10 % de fines. En procédant de la même manière que précédemment, ils sont arrivés à la conclusion qu'il existe une corrélation entre les résultats DCP et le pourcentage de compaction. Ainsi, pour ce type de sol bien particulier, le DCP peut être utilisé sur le terrain pour faire des essais de contrôle.

La section 2.3 démontre bien que le DCP est un outil très polyvalent qui, lorsque jumelé à des corrélations, permet de déterminer plusieurs caractéristiques des couches de la chaussée sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des essais destructifs longs et coûteux. Toutefois, très peu de relations répertoriées dans la documentation considèrent les caractéristiques des sols et souvent, ces relations ne s'appliquent qu'à une plage de valeurs très limitée. Ainsi, il est fondamental d'élaborer des modèles complets représentatifs des sols rencontrés au Québec afin d'assurer une bonne exploitation des résultats obtenus à l'aide du DCP. Les corrélations établies dans le contexte de la présente étude permettront de combler cette lacune en définissant beaucoup mieux la relation entre la résilience et la résistance pour différents types de sols.

3. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1 Description des essais et paramètres visés

Nous avons bâti le présent programme expérimental à partir d'une étude faite par Lambert, Fleming et Frost (2006) portant sur l'évaluation de matériaux granulaires (section 2.1.3). Il est divisé en deux principales sections. La première consiste en la réalisation d'essais de laboratoire sur cinq sols pulvérulents reconstitués (GP, SP, SM, GM et SC). La seconde constitue la réalisation d'essais de terrain sur dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents rencontrés au Québec (OL, ML, ML-CL, CL et CH) et sur chacune des quatre fosses du SERUL. Il est à noter que, pour les sols pulvérulents reconstitués, les classifications visées ne sont pas fondamentales, car l'objectif est plutôt d'obtenir une gamme étendue de sols régulièrement rencontrés au Québec. Pour chaque type de sol, des essais de caractérisation géotechnique et comportementale doivent être effectués. Les essais de caractérisation géotechnique comprennent la détermination de la granulométrie, de la masse volumique, de la teneur en eau, de la valeur CBR ainsi que des limites de consistance. Les essais de caractérisation comportementale permettent, quant à eux, de déterminer les modules rétro-calculés (obtenus au déflectomètre à masse tombante), les valeurs d'indice de pénétration (obtenues au pénétromètre à cône dynamique) ainsi que les résistances au cisaillement non drainé (obtenues au scissomètre).

Nous comparerons les résultats obtenus en laboratoire et sur le terrain afin d'élaborer des modèles selon le type de sol étudié. Nous établirons les corrélations à l'aide de 44 observations, à savoir 20 qui seront issues des essais de laboratoire et 24, des essais de terrain.

3.1.1 Matrice des essais et paramètres visés

Le tableau 4 présente une synthèse des essais et des paramètres visés.

Tableau 4
Essais et paramètres visés

		États	Essais							
			DCP	FWD	CBR	Cu	LL/LP	G	W	ρ
Types de sols	5 pulvérulents (laboratoire) GM, SM, GP, SP et SC (20 observations)	Lâche saturé	√	√	√		√*	√		√
		Lâche drainé	√	√	√		√*	√	√	√
		Dense saturé	√	√	√		√*	√		√
		Dense drainé	√	√	√		√*	√	√	√
	10 cohérents (terrain) (20 observations)	Point A	√	√		√	√	√	√	√
		Point B	√	√		√	√	√	√	√
	4 fosses du SERUL (4 observations)			√	√	√		√*	√	√

LÉGENDE

DCP : Pénétrmètre dynamique
 FWD : Défectomètre à masse tombante
 CBR : *California Bearing Ratio*
 Cu : Scissomètre
 LL/LP : Limites de consistance

G : Granulométrie par tamisage et sédimentation
 W : Teneur en eau
 ρ : Masse volumique
 * : Si applicable

3.2 Description des essais de laboratoire

Nous avons effectué les essais de laboratoire sur cinq sols pulvérulents reconstitués : un sable à granulométrie faiblement étalée (SP), un gravier à granulométrie faiblement étalée (GP), un sable silteux (SM), un gravier silteux (GM) et un sable argileux (SC). Pour chacun de ces sols, quatre états ont été créés : « lâche et saturé », « lâche et drainé », « dense et saturé » et « dense et drainé ». La section 3.2.2 décrit la série d'essais à réaliser pour chacun des états. Cette activité permet d'obtenir 20 observations sur lesquelles seront basés une partie des modèles élaborés.

3.2.1 Description de l'équipement

Nous avons réalisé les essais de laboratoire dans une cuve de plastique de 1,2 m de diamètre et de 1,3 m de hauteur. Un piézomètre donne le niveau de l'eau dans la cuve, et une valve permet d'en drainer l'eau. Une couche de 20 cm de pierres nettes recouvertes d'un géotextile est installée au fond de la cuve afin de faciliter le drainage.



Figure 14 : Cuve d'essais et couche de fond

3.2.2 Protocole

Remplissage de la cuve avec le sol lâche

Si le sol à l'étude contient moins de 12 % de particules fines, la cuve est remplie en couches successives de 20 cm légèrement densifiées à l'aide d'un pilon de bois jusqu'à ce que l'épaisseur du sol dans la cuve soit de 1 m (± 10 cm) (figure 15). Si, au contraire, le sol à l'étude contient plus

de 12 % de particules fines, la cuve est remplie en couches successives de 20 cm. Ces dernières sont compactées à l'aide d'une plaque circulaire de 10 cm de diamètre fixée à un marteau électrique (figure 19), selon un patron de compaction et un temps d'application définis. L'épaisseur finale du sol dans la cuve est de 1 m (± 10 cm).



Figure 15 : Mise en place du sol lâche avec le pilon de bois

Saturation du sol

La cuve contenant le sol est remplie d'eau, puis nous la laissons reposer au minimum 24 h (figure 16).



Figure 16 : Saturation du sol

Essais sur le sol lâche et saturé

Pour réaliser les essais, nous avons abaissé le niveau d'eau à 75 mm sous la surface du sol afin d'obtenir une mince couche de sol drainé plus stable, ce qui facilite les manipulations. L'essai FWD est réalisé au centre de la cuve (figure 17). Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes sont effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Nous avons calculé par la suite une moyenne des

résultats obtenus pour les trois chutes suivantes. L'essai DCP est ensuite réalisé à trois endroits distincts dans la cuve, soit à 2 h, à 6 h et à 10 h (en nous servant d'un cadran d'horloge comme référence pour mesurer les angles). Nous réalisons les essais à mi-rayon, soit à 30 cm du centre de la cuve.

Drainage du sol

La valve est ouverte et l'eau, drainée. Le sol est considéré comme drainé quand le niveau d'eau ne monte plus dans le piézomètre une fois la valve fermée. Une toile de polythène est installée sur la cuve au moment du drainage afin de minimiser l'évaporation (figure 17).



Figure 17 : Essai au FWD pour le sol lâche et drainé

Essais sur le sol lâche et drainé

Les essais effectués sur le sol lâche et drainé ont été les mêmes que sur le sol lâche et saturé. Les méthodes d'opération étaient identiques, mis à part l'essai DCP, qui a été réalisé à 4 h, à 8 h et à 12 h (en nous servant d'un cadran d'horloge comme référence pour mesurer les angles).

Détermination de la densité et de la teneur en eau

Afin de bien caractériser le sol lâche et connaître le gradient de teneur en eau au moment des essais sur le sol dit « lâche et drainé », nous avons mesuré la densité et la teneur en eau dès la fin de ces essais, et ce, à plusieurs niveaux dans la cuve. La densité du sol a été mesurée à l'aide de l'essai au cône de sable (ASTM 1556-90) en surface, à l'endroit où a été réalisé l'essai FWD, ainsi qu'à mi-rayon (figure 18). Nous avons pris ensuite la mesure à 30 cm et à 60 cm sous la surface, toujours entre les emplacements des essais DCP, afin que le sol testé ne soit perturbé

par aucun des essais réalisés. Quant à la teneur en eau, elle a été mesurée (ASTM D2216-98) en surface, puis tous les 15 cm afin d'établir le gradient sur toute la hauteur de la cuve.



Figure 18 : Essai au cône de sable

Remplissage de la cuve avec le sol dense

Nous avons rempli la cuve en couches successives de 15 cm, compactées à l'aide d'une plaque circulaire de 10 cm de diamètre fixée à un marteau électrique selon un patron de compaction et un temps d'application définis. L'épaisseur finale du sol dans la cuve était de 1 m (± 10 cm) (figure 19). La cuve contenant le sol a ensuite été remplie d'eau, puis nous l'avons laissée reposer au minimum 24 h.

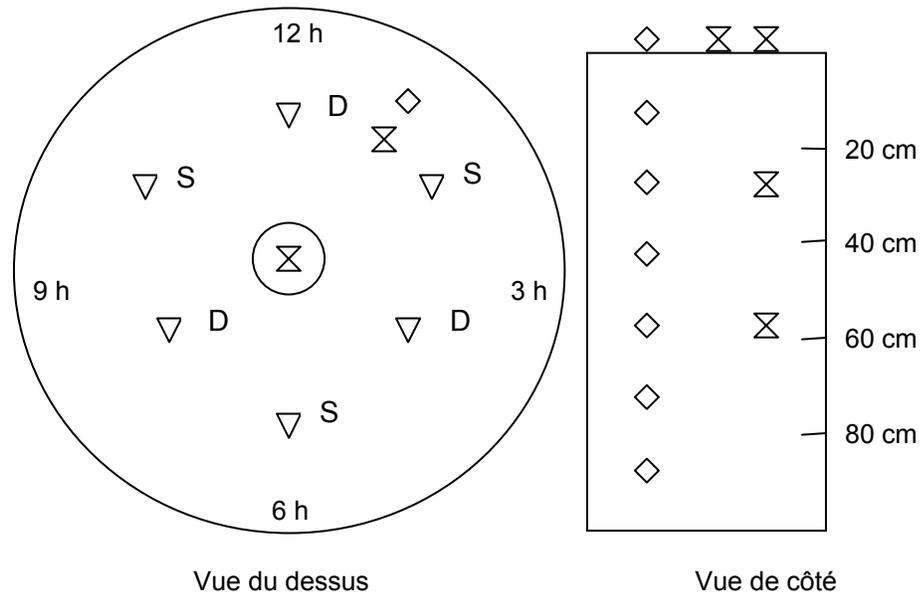


Figure 19 : Mise en place du sol dense avec le marteau vibrant

Essais sur le sol « dense et saturé » et sur le sol « dense et drainé »

Les essais sur les sols « denses et saturés » et « denses et drainés » ont été sensiblement les mêmes que sur les sols « lâches et saturés » et « lâches et drainés ». Seul le léger rabaissement du niveau d'eau par rapport à la surface n'a pas été nécessaire, car la portance du sol dense est supérieure à celle du sol lâche. Pour ce qui est de la densité et de la teneur en eau, leur détermination s'est effectué de la même façon que

précédemment. Une récapitulation des essais de laboratoire avec leur emplacement se trouve à la figure 20.



LÉGENDE

- FWD
- ▽ DCP
- ◇ W
- ⊗ ρ
- S D État saturé/État drainé

Figure 20 : Emplacement des essais de laboratoire

3.3 Description des essais de terrain

Nous avons effectué des essais de terrain pour dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois ainsi que pour chacune des quatre fosses du SERUL. Pour chacun des sites choisis, nous avons réalisé les essais à deux endroits distincts nommés *point haut* (teneur en eau théorique faible) et *point bas* (teneur en eau théorique élevée), et ce, dans une tranchée dégagée

jusqu'au sol d'infrastructure. Pour le point haut, la profondeur de tranchée visée était de 0,5 m, alors que, pour le point bas, elle était de 1,0 m. Dans le cas des fosses du SERUL, nous n'avons réalisé les essais qu'à un seul niveau, et ce, pour chacun des quatre sols d'infrastructure différents. Cette activité avait pour but d'obtenir des points supplémentaires pour l'élaboration des modèles. La section suivante décrit la série d'essais que nous avons réalisés sur le terrain. Cette activité nous a permis d'avoir 24 observations sur lesquelles seront basés les modèles établis.

3.3.1 Emplacement des essais

La figure 21 présente l'emplacement des essais à réaliser dans chacune des deux tranchées de chaque site.

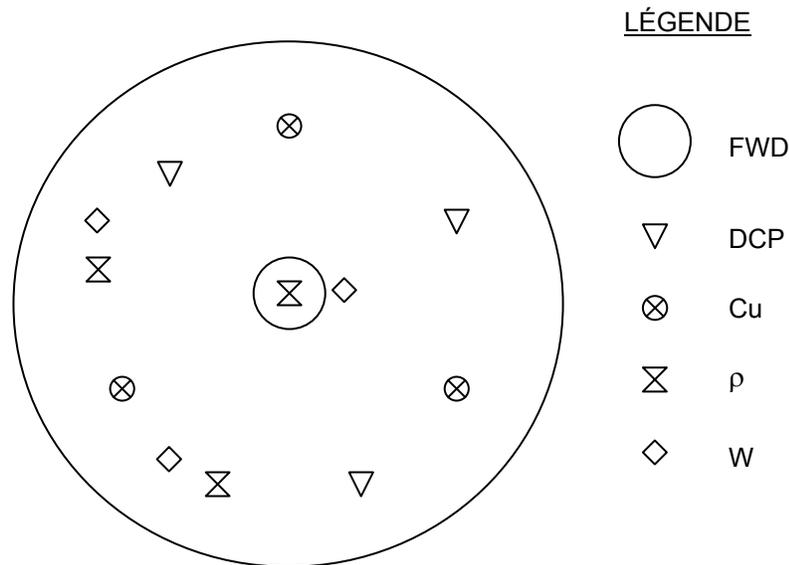


Figure 21 : Emplacement des essais de terrain

3.3.2 Protocole

Tout d'abord, nous avons réalisé l'essai FWD au centre de la première tranchée nommée *point bas* (figure 22). Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Nous avons par la suite calculé une moyenne des résultats obtenus pour les trois chutes suivantes.



Figure 22 : Essai au déflectomètre à masse tombante portatif

Nous avons ensuite réalisé l'essai DCP à trois endroits distincts dans la tranchée (figures 21 et 23).



Figure 23 : Essai au pénétromètre à cône dynamique

Pour les sites à sol cohérent, trois essais au scissomètre (NQ 2501-200) ont également été faits (figures 21 et 24). Pour chacun d'eux, nous avons évalué la résistance au cisaillement non drainé à trois profondeurs différentes, soit 200 mm, 400 mm et 600 mm. Il est à noter que nous n'avons pas réalisé cet essai dans le cas des fosses SERUL, car il s'agit de sols pulvérulents.



Figure 24 : Essai au scissomètre

Dans le but de bien caractériser le sol testé, nous avons dû déterminer sa densité et sa teneur en eau à l'aide de l'essai au cône de sable (ASTM 1556-90). Cet essai a été fait sous l'emplacement de l'essai FWD ainsi qu'à deux autres endroits distincts (figures 21 et 25).



Figure 25 : Essai au cône de sable

Finalement, nous avons prélevé des échantillons afin de réaliser des essais de caractérisation en laboratoire. Ce protocole devait être répété pour une deuxième tranchée nommée *point haut*, légèrement moins profonde que la précédente.

3.4 Description des essais de caractérisation

Les essais de caractérisation ont pour but d'évaluer les propriétés physiques des sols testés en laboratoire et sur le terrain. L'organigramme suivant présente les divers essais réalisés selon le type de sol :

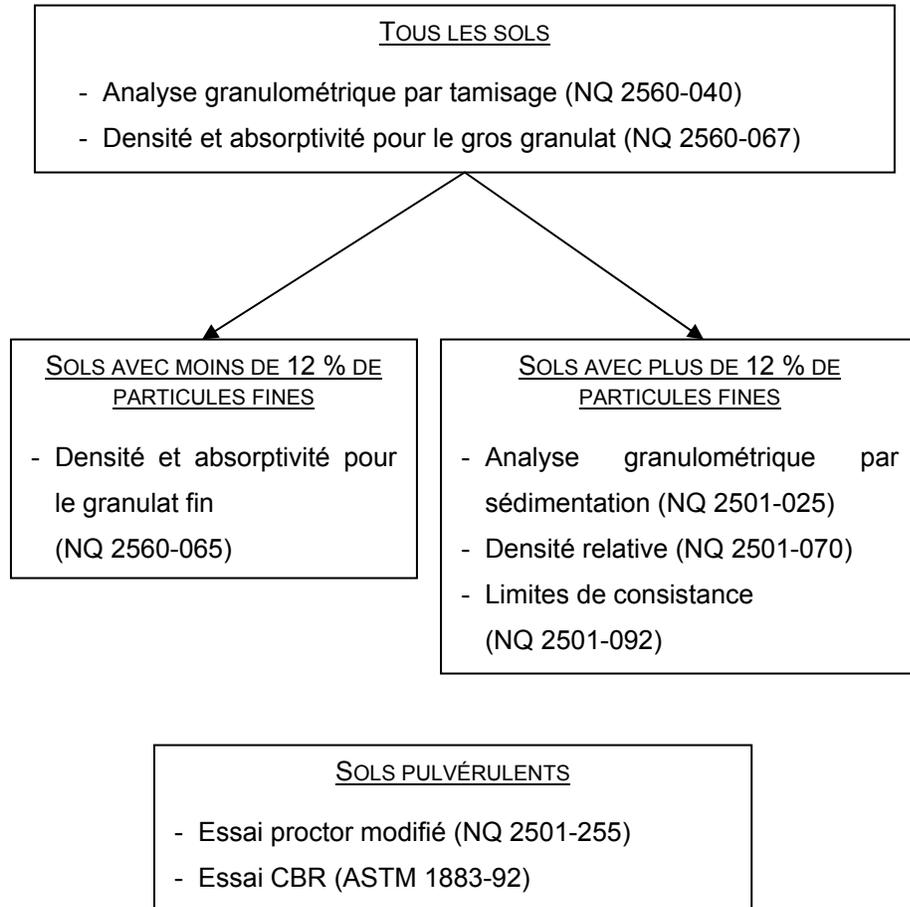


Figure 26 : Organigramme des essais de caractérisation

4. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

4.1 Résultats du programme expérimental réalisé en laboratoire

Nous avons effectué les essais de laboratoire sur quatre sols pulvérulents reconstitués : un sable à granulométrie faiblement étalée (SP), un gravier à granulométrie faiblement étalée (GP), un sable silteux (SM) ainsi qu'un gravier silteux (GM). Nous avons aussi prévu des essais pour un sable argileux (SC). Toutefois, il était impossible d'atteindre les conditions du programme expérimental désirées, en particulier en ce qui a trait à la compaction et à la saturation de ce type de sol. Nous avons donc remplacé les essais par d'autres comparables sur le terrain (section 4.2.2).

4.1.1 Essais de caractérisation géotechnique

Granulométrie

Pour chacun des quatre sols testés en laboratoire, nous avons fait trois analyses granulométriques par tamisage (NQ 2560-040) et sédimentation (NQ 2501-025) (sols SM et GM seulement) afin d'établir une courbe granulométrique moyenne (figure 27).

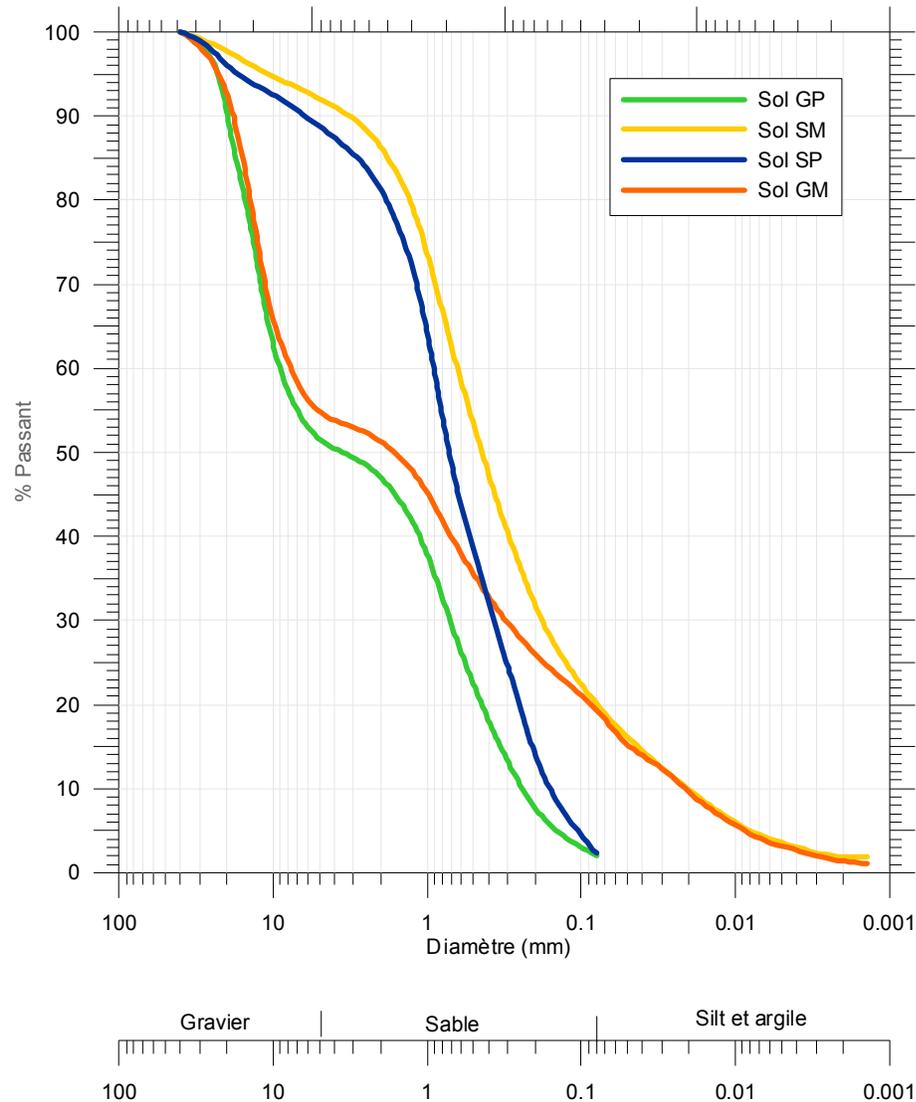


Figure 27 : Courbes granulométriques des sols SP, GP, SM et GM

Limites de consistance

Selon le système de classification unifiée des sols (USCS), les limites de consistance des sols contenant plus de 12 % de particules fines doivent être évaluées. Comme les sols SM et GM contiennent respectivement 20,1 % et 19,4 % de fines, leurs limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_P) (NQ 2501-092) ont été déterminées sur la fraction passant le tamis de 400 μm . Les valeurs obtenues pour ces deux sols sont présentées au tableau 5 ainsi que sur un abaque de plasticité de Casagrande (figure 28) afin de faciliter l'analyse.

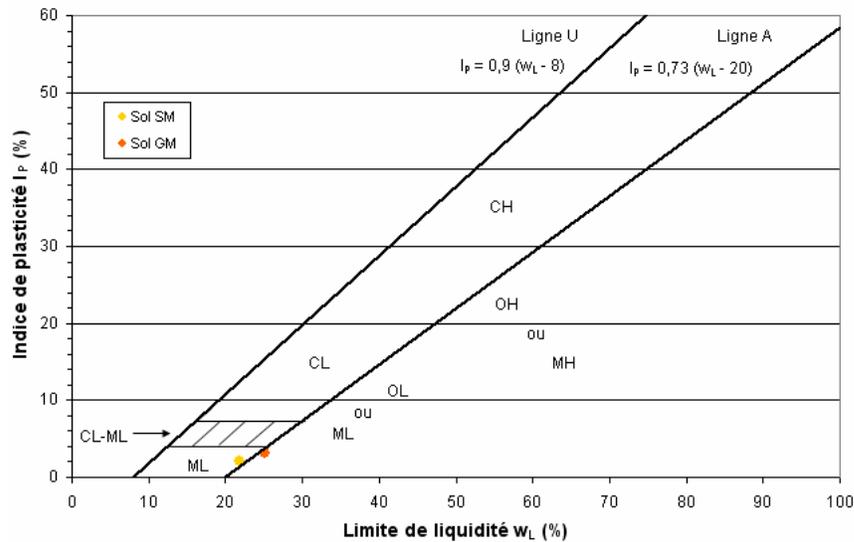


Figure 28 : Indices de plasticité et limites de liquidité des sols SM et GM

Densité des grains

Nous avons déterminé la densité des grains (d_s) de chacun des quatre sols en faisant des essais de densité du gros granulat (NQ 2560-067) et du granulat fin (NQ 2560-065) (sols SP et GP) ou de densité relative (NQ 2501-070) (sols SM et GM). Le tableau 5 présente les résultats obtenus.

Essai Proctor modifié

Nous avons évalué la relation entre la teneur en eau et la masse volumique sèche de chacun des quatre sols (voir l'annexe I) à l'aide de l'essai proctor modifié (NQ 2501-255). Les diverses valeurs de teneur en eau optimale (w_{opt}) et de masse volumique sèche maximale ($\rho_{d max}$) sont indiquées au tableau 5.

Valeur CBR

Nous avons aussi déterminé la valeur CBR (ASTM 1883-92) de chacun des quatre sols à 2,54 mm ($CBR_{2,54}$) et à 5,08 mm ($CBR_{5,08}$) de pénétration (voir l'annexe II pour les courbes charge versus la pénétration). Notons que, selon la norme, la valeur CBR à considérer pour un sol est normalement celle à 2,54 mm de pénétration. Quand le rapport à 5,08 mm de pénétration est plus élevé, il est conseillé de refaire les tests. Si les résultats obtenus sont identiques, on doit utiliser la valeur CBR à 5,08 mm de pénétration. Les valeurs CBR des sols SP, GP, SM et GM sont présentées au tableau 5.

Tableau 5
Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation géotechnique
des sols SP, GP, SM et GM

Sol	% Fines (%)	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	d_s (app) -	w_{opt} (%)	ρ_{d max} (mg/m³)	CBR_{2,54} (%)	CBR_{5,08} (%)
SP	2,3	-	-	-	2,64	10,5	1,90	28,8	34,4
GP	2,1	-	-	-	2,69	5,2	2,17	203,5	256,1
SM	20,1	21,8	19,7	2,1	2,73	6,7	2,14	45,5	57,3
GM	19,4	25,1	21,9	3,2	2,72	4,3	2,28	92,1	105,7

4.1.2 Essais de caractérisation comportementale

DCP

Pour les états « lâche et saturé » et « dense et saturé », nous avons réalisé les essais DCP à trois endroits distincts dans la cuve, soit à 2 h, à 6 h et à 10 h (en nous servant d'un cadran d'horloge comme référence pour mesurer les angles). Pour les états « lâche et drainé » et « dense et drainé », nous avons plutôt fait les essais DCP à 4 h, à 8 h et à 12 h. Les DCPI en fonction de la profondeur obtenues pour chaque état sont présentées à l'annexe III, et la figure 29 en donne un exemple. Les moyennes des valeurs mesurées entre 200 mm et 600 mm pour les sols SP, GP, SM et GM se trouvent au tableau 7.

La borne inférieure de l'intervalle pour lequel l'indice de pénétration a été calculé, soit entre 200 mm et 600 mm de profondeur, a été choisie en fonction de la distance de mise en place requise par le DCP, qui est d'environ 200 mm. Quant à la borne supérieure, nous l'avons déterminée avec le modèle de Boussinesq, plus précisément en utilisant l'approximation du massif uniforme sous l'effet d'une charge distribuée sur une plaque souple. Grâce à ce modèle, il est possible de calculer le pourcentage de contrainte verticale résiduelle en fonction de la profondeur. On doit exclure les derniers 9 ou 10 % résiduels de la contrainte, car leur prise en considération peut entraîner une incertitude plus élevée. Ainsi, si on prend une plaque de 0,15 m de rayon (essai FWD), un pourcentage de contrainte résiduelle d'environ 9 % est obtenu pour une profondeur d'environ 600 mm. C'est donc pour cette raison que l'analyse DCP se fait jusqu'à cette valeur cible.

Dans quelques cas, la distance de mise en place requise par le DCP était supérieure à 200 mm. Nous avons notamment observé cette situation lorsque l'enfoncement initial était de plus de 100 mm. Nous avons alors dû calculer le DCPI à partir d'une borne inférieure supérieure à 200 mm. Aussi, certains essais n'ont pas été possibles en condition saturée, car la tige s'enfonçait sous son propre poids dans le sol. Nous avons tout de même estimé ces valeurs, qui figurent au tableau 7.

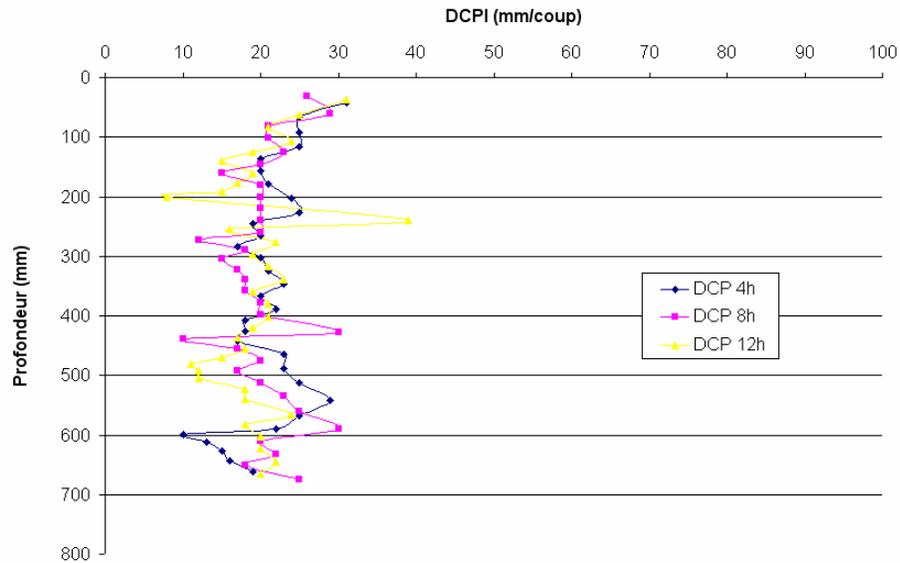


Figure 29 : Essai au DCP pour le sol SM « dense et drainé »

FWD

Nous avons réalisé l'essai FWD au centre de la cuve. Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Les courbes des contraintes versus la déflexion que nous avons obtenues sont présentées à l'annexe IV. Les modules (E_{FWD}) obtenus pour les sols SP, GP, SM et GM à une contrainte de 50 kPa se trouvent au tableau 7. Nous avons interpolé la valeur de E_{FWD} à partir des résultats de déflexion obtenus et à l'aide des équations de Boussinesq.

La valeur de la contrainte verticale résultante (σ_z) sur le sol d'infrastructure, soit 50 kPa, a été choisie à la suite d'une analyse faite avec le logiciel Winjulea, dont les principaux résultats paraissent au tableau 6. Nous avons étudié deux cas à l'aide de la méthode LC, et ce, pour deux types de sol d'infrastructure, soit GM-GC et SM-SC. Pour ce qui est du premier cas, il prend en considération une contrainte de 700 kPa sur la chaussée (pression interne par pneu). Dans le deuxième cas, c'est un essieu simple muni de quatre pneus (charge totale de 10 000 kg) qui est utilisé. Précisons que pour ce cas, σ_z est calculée entre les deux pneus les plus rapprochés. La route choisie pour les calculs a les caractéristiques suivantes : locale, indice de gel normal moyen, DJMA projeté inférieur à 500, sous fondation de type A et localisée dans la zone sud.

Tableau 6
Analyse Winjulea

Pneu seul σ_z (kPa)		Essieu simple muni de quatre pneus σ_z (kPa)	
GM, GC	SM, SC	GM, GC	SM, SC
50,7	38,6	44,7	34,9

LÉGENDE

Revêtement

$M_{R1} = 2000$ MPa; $h_1 = 60$ mm

Fondation

$M_{R2} = 200$ MPa; $h_2 = 150$ mm

Sous-fondation

$M_{R3} = 100$ MPa;

Pour GM, GC : $h_3 = 350$ mm

Pour SM, SC : $h_3 = 450$ mm

Coefficient de Poisson = 0,35

Cas pneu seul

Force par pneu : 49 480 N

Aire de contact : 70 686 mm²

Cas quatre pneus

Force par pneu : 24 525 N

Aire de contact : 35 036 mm²

Distance entre les deux premiers

pneus : 332,7 mm

Teneur en eau et densité

Dans le but de bien caractériser le sol au moment des essais, nous avons mesuré la densité (ASTM 1556-90) et la teneur en eau (ASTM D2216-98) dès la fin des essais drainés, et ce, à plusieurs niveaux dans la cuve. Les gradients de teneur en eau obtenus sont présentés à l'annexe V, et la figure 30 donne un exemple. La teneur en eau moyenne (w) entre 200 mm et 600 mm de profondeur, la masse volumique moyenne (ρ) ainsi que la masse volumique sèche moyenne (ρ_d) pour tout le sol sont présentées au tableau 7. Pour les états saturés, nous avons calculé les valeurs de w , ρ et ρ_d à partir des équations suivantes :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad [38]$$

$$w = \frac{\rho_w S_r e}{\rho_s} \quad [39]$$

$$\rho = \rho_d (1 + w) \quad [40]$$

Où

- e = Indice des vides
- ρ_s = Masse volumique des grains solides
- ρ_w = Masse volumique de l'eau
- S_r = Degré de saturation

Aux fins de simplification, nous avons posé les hypothèses suivantes :

- L'indice des vides reste constant entre les états drainé et saturé pour une même densité sèche.
- La saturation du sol est de 100 % pour l'état saturé.

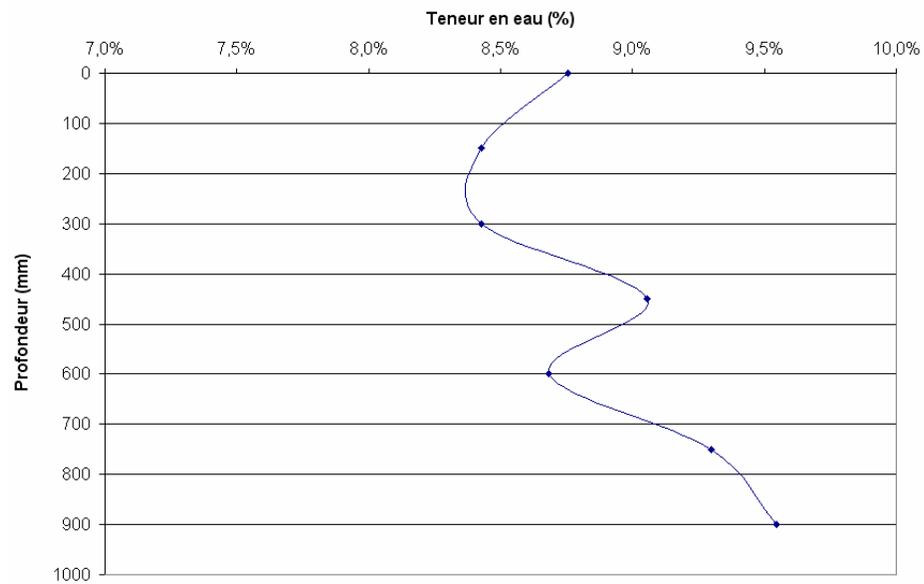


Figure 30 : Gradient de teneur en eau pour le sol SM « dense et drainé »

Tableau 7
Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation comportementale des sols SP, GP, SM et GM

Sol	État		DCPI (mm/coup)	E_{FWD} (MPa)	w (%)	ρ (mg/m³)	ρ_d (mg/m³)
SP	Lâche	Saturé	250,0*	14,3	28,9	1,93	1,50
		Drainé	97,5	40,9	6,6	1,60	
	Dense	Saturé	180,5	14,5	20,0	2,07	1,73
		Drainé	43,9	51,4	5,5	1,82	
GP	Lâche	Saturé	250,0	13,0	15,1	2,20	1,91
		Drainé	46,0	43,6	5,3	2,01	
	Dense	Saturé	113,0	24,6	12,6	2,26	2,01
		Drainé	28,2	44,5	3,8	2,09	
SM	Lâche	Saturé	28,4	16,2	19,3	2,13	1,78
		Drainé	20,4	39,7	8,8	1,94	
	Dense	Saturé	26,9	17,9	13,7	2,26	1,98
		Drainé	19,7	53,2	8,6	2,16	
GM	Lâche	Saturé	20,9	11,2	19,7	2,12	1,77
		Drainé	14,2	110,8	6,7	1,89	
	Dense	Saturé	28,1	16,0	7,9	2,42	2,26
		Drainé	14,3	148,4	7,7	2,41	

* Valeur estimée

4.2 Résultats du programme expérimental réalisé sur le terrain

Nous avons effectué les essais de terrain pour dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents représentatifs du contexte géologique québécois ainsi que pour chacune des quatre fosses du SERUL. Nous avons prévu réaliser les essais aux fosses SERUL uniquement à un endroit, et ce, pour chacun des sols d'infrastructure. Cependant, comme les essais de laboratoire sur un sable argileux (SC) n'ont pu être faits, nous avons dû réaliser les essais aux fosses SERUL 1 et 2 à deux reprises. En effet, ces fosses s'avéraient de bonnes « candidates » pour le remplacement, car elles sont également de type SC.

4.2.1 Sites à sol cohérent

Détermination des sites

Le tableau 8 décrit l'emplacement des dix sites à sol cohérent choisis pour l'élaboration des modèles. Il comprend également une brève description visuelle des sols analysés.

Tableau 8
Description des sites

Site	Description visuelle	Emplacement	Coordonnées GPS
Saint-Augustin	Argile grise en surface; argile brune silteuse stratifiée verticalement en-dessous; présence de matière organique;	Camping Juneau 153, ch. du Lac	NIL
Saint-Martin	argile et silt.	Près du 427, rte 204	N 46°02'16.7" W 70°39'48.0" Alt. : 206 m
	Sable brun (moyen à fin) avec horizon plus silteux en dessous.		
Saint-Alban	Sable graveleux en surface; argile grise très molle en dessous.	Rte Saint-Philippe	N 46°43'37.4" W 72°05'36.0" Alt. : 64 m
Donnacona	Sable et matière organique en surface; argile grise en dessous.	A-40 Est Section 891125 SHRP	N 46°42'01.6" W 71°40'24.3" Alt. : 75 m
Saint-Raymond	Alternance de silt argileux et de silt sableux en surface; silt argileux en dessous.	1733, rang Notre-Dame	NIL
Saint-Narcisse	Matière organique, gravier et sable en surface; argile grise-brune en dessous.	Rte 352 À 150 m de l'intersection avec la rte 359	NIL
Saint-Maurice	Sable fin et matière organique en surface; argile grise en dessous.	Rue Notre-Dame (rte 352) À 600 m de l'intersection avec le rang Saint-Alexis	NIL
Saint-Célestin	Sable et gravier en surface; silt argileux en dessous.	Rte 155 À 100 m de l'intersection avec le 6 ^e rang	NIL
Stoneham	Matière organique et sable en surface; silt et argile en dessous.	A-175 Près du km 75	NIL
Saint-Célestin2	Matière organique et sable silteux en surface; argile silteuse et argile grise très molle en dessous.	Rue Lafond À 200 m de l'intersection avec la rue Richard	NIL
	Matière organique et sable en surface; argile sableuse et argile grise en dessous.		

Essais de caractérisation géotechnique

Granulométrie

Pour chacun des sols, nous avons réalisé trois analyses granulométriques par tamisage (NQ 2560-040) et sédimentation (NQ 2501-025) afin d'établir une courbe granulométrique moyenne (figures 31 et 32).

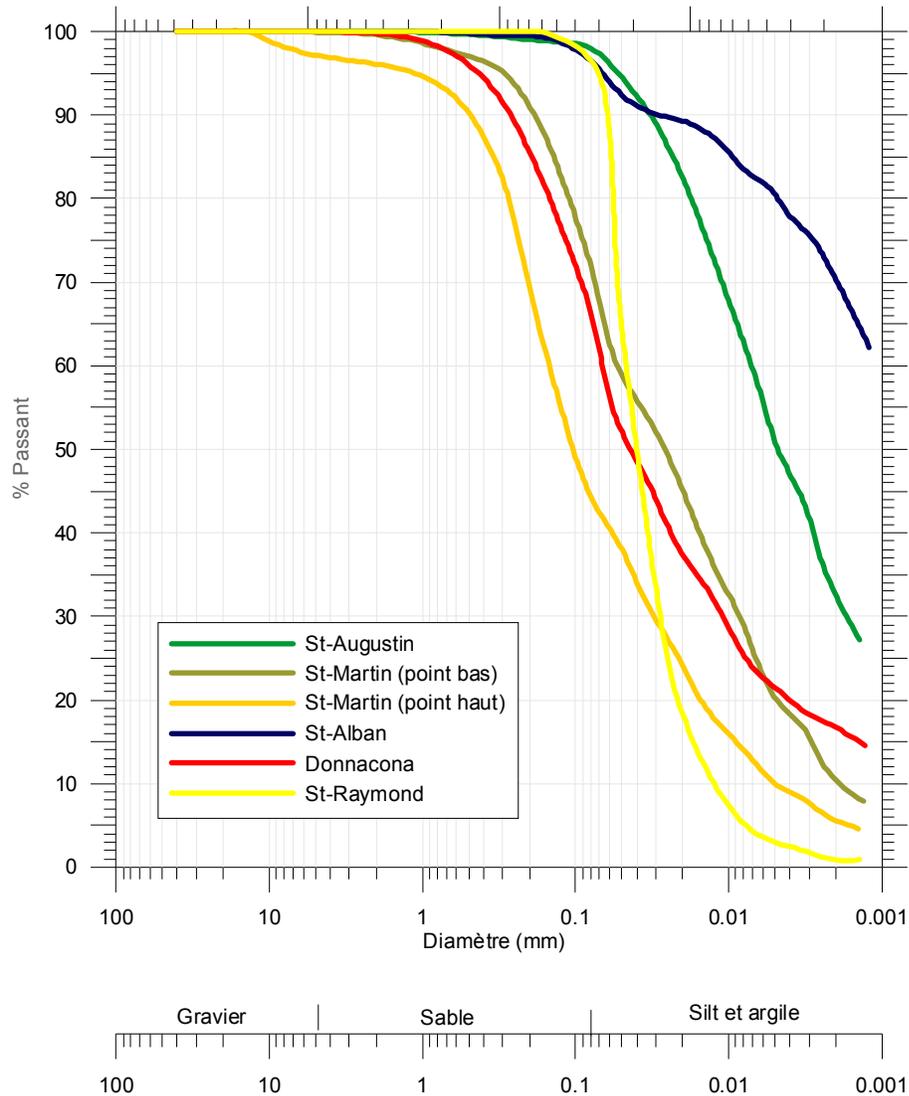


Figure 31 : Courbes granulométriques des cinq premiers sites à sol cohérent

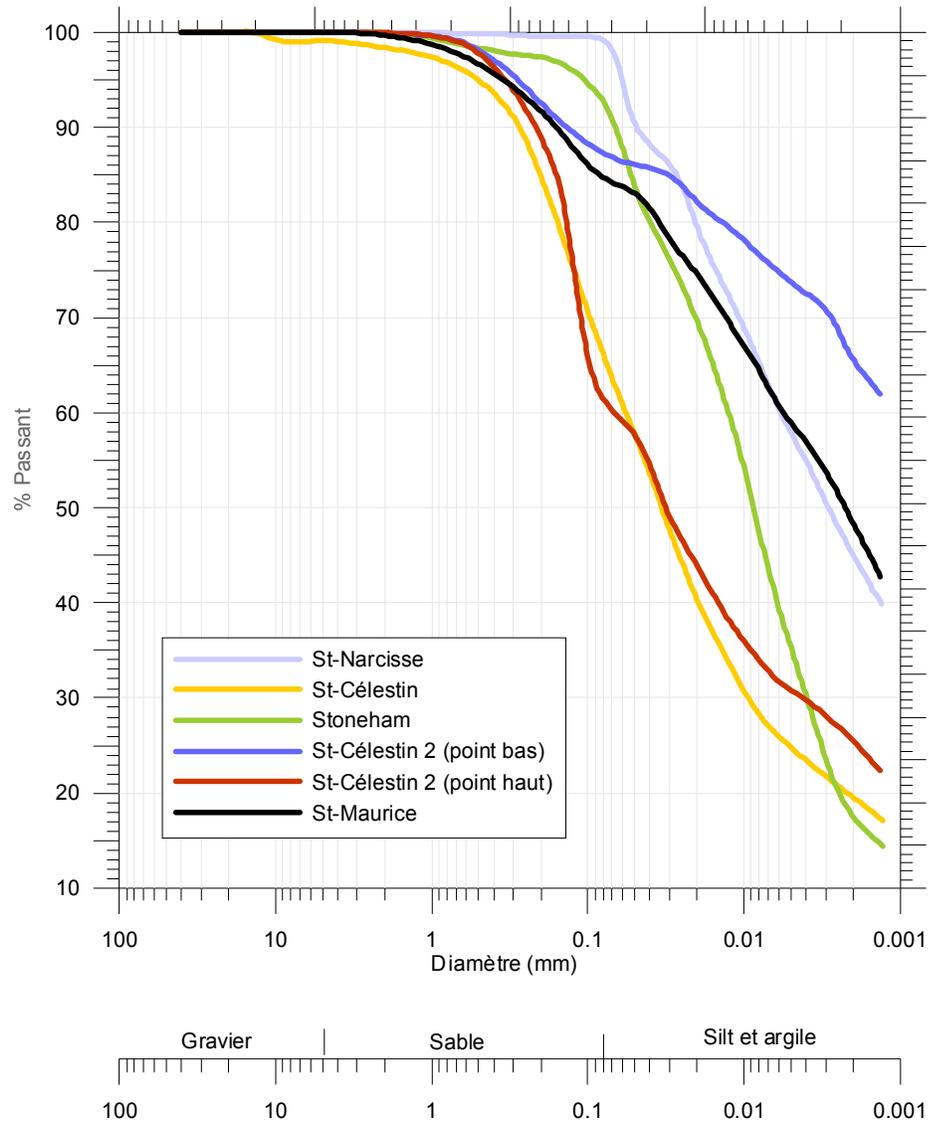


Figure 32 : Courbes granulométriques des cinq derniers sites à sol cohérent

Limites de consistance

Selon le USCS, on doit évaluer les limites de consistance des sols contenant plus de 12 % de particules fines. Comme tous les sols testés respectent ce critère, leurs limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_P) (NQ 2501-092) ont été déterminées sur la fraction passant le tamis de 400 μm . Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 9 ainsi que sur un abaque de plasticité de Casagrande (figure 33) afin de faciliter l'analyse.

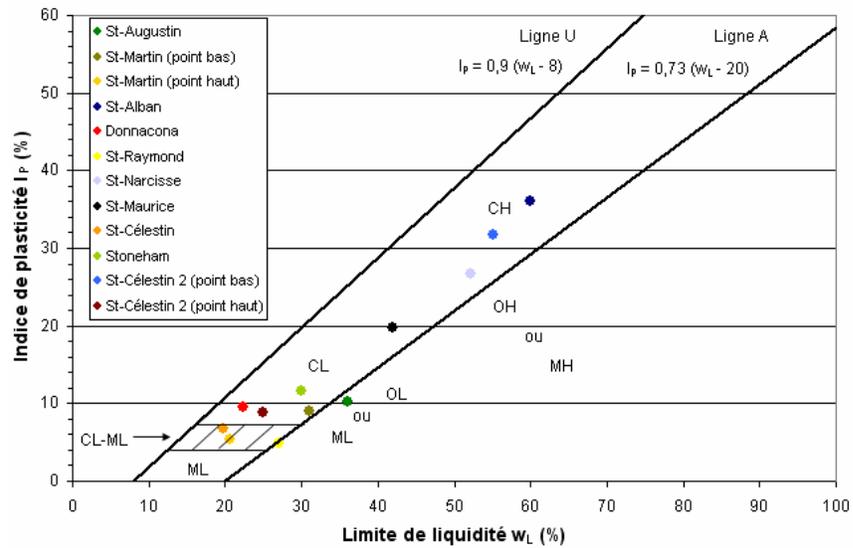


Figure 33 : Indices de plasticité et limites de liquidité des sites à sol cohérent

Densité des grains

Nous avons déterminé la densité des grains (d_s) de chacun des sols en faisant des essais de densité relative (NQ 2501-070). Les résultats obtenus figurent au tableau 9.

Tableau 9
Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation géotechnique des sites à sol cohérent

Site		Type	d_s (app) -	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	% Fines (%)
Saint-Augustin	Point bas	OL	2,69	36,1	25,9	10,2	98,0
	Point haut						
Saint-Martin	Point bas	CL	2,64	31,0	21,9	9,1	72,0
	Point haut	SM-SC	2,66	20,6	15,2	5,4	44,4
Saint-Alban	Point bas	CH	2,74	59,9	23,8	36,1	96,6
	Point haut						
Donnacona	Point bas	CL	2,72	22,3	12,8	9,5	66,5
	Point haut						
Saint-Raymond	Point bas	ML	2,75	27,1	22,3	4,8	96,7
	Point haut						
Saint-Narcisse	Point bas	CH	2,75	52,1	25,4	26,7	99,2
	Point haut						
Saint-Maurice	Point bas	CL	2,72	41,9	22,1	19,8	84,7
	Point haut						
Saint-Célestin	Point bas	ML-CL	2,73	19,7	13,0	6,7	66,2
	Point haut						
Stoneham	Point bas	CL	2,77	29,9	18,2	11,7	92,7
	Point haut						
Saint-Célestin2	Point bas	CH	2,73	55,1	23,4	31,7	87,3
	Point haut	CL	2,70	24,9	16,0	8,9	61,5

Point bas : tranchée avec une teneur en eau élevée
Point haut : tranchée avec une teneur en eau faible

Essais de caractérisation comportementale

DCP

Pour chacun des sites à sol cohérent, nous avons réalisé l'essai DCP à trois endroits distincts, et ce, pour les deux tranchées nommées *point bas* (teneur en eau élevée) et *point haut* (teneur en eau faible). Les DCPI obtenues en fonction de la profondeur pour chaque état se trouvent à l'annexe III. Le tableau 10 affiche la moyenne des valeurs mesurées entre 200 mm et 600 mm pour chaque tranchée. Les justifications quant aux choix des bornes inférieure et supérieure sont les mêmes que celles fournies à la section 4.1.2.

FWD

Pour chacun des sites, nous avons réalisé l'essai FWD au centre des deux tranchées. Pour chacun des niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Nous avons calculé une moyenne des résultats obtenus pour les trois chutes suivantes. Les courbes des contraintes versus la déflexion obtenues sont présentées à l'annexe IV. Les modules (E_{FWD}) obtenus à une contrainte de 50 kPa se trouvent au tableau 10. Tout comme à la section 4.1.2, nous avons interpolé la valeur de E_{FWD} à partir des résultats de déflexion obtenus et à l'aide des équations de Boussinesq.

Scissomètre

Nous avons fait trois essais au scissomètre (NQ 2501-200) pour chacune des tranchées. Nous avons évalué la résistance au cisaillement non drainé de chacune d'elles à trois profondeurs différentes, soit 200 mm, 400 mm et 600 mm. La valeur moyenne obtenue pour chaque tranchée est indiquée au tableau 10.

Teneur en eau et densité

Dans le but de bien caractériser les sols testés, nous avons déterminé leur densité (ASTM 1556-90) et leur teneur en eau (ASTM D2216-98) sous l'emplacement de l'essai FWD ainsi qu'à deux autres endroits distincts. La teneur en eau moyenne (w), la masse volumique moyenne (ρ) ainsi que la masse volumique sèche moyenne (ρ_d) obtenues pour chacune des tranchées sont présentées au tableau 10.

Tableau 10
Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation comportementale des sites à sol cohérent

Site		DCPI (mm/coup)	E _{FWD} (MPa)	C _u (kPa)	w (%)	ρ (Mg/m ³)	ρ _d (Mg/m ³)
Saint-Augustin	Point bas	14,0	x	83,7	27,5	1,62	1,27
	Point haut	12,1	x	147,0	23,4	1,83	1,48
Saint-Martin	Point bas	12,9	79,0	150,0*	27,7	1,50	1,17
	Point haut	14,3	147,9	-	15,7	1,55	1,34
Saint-Alban	Point bas	190,0	63,1	23,6	71,9	1,32	0,77
	Point haut	125,0	62,9	26,2	61,5	1,33	0,83
Donnacona	Point bas	37,9	46,9	57,2	24,0	1,80	1,45
	Point haut	34,6	54,1	62,0*	18,0	1,86	1,58
Saint-Raymond	Point bas	8,5	525,8	160,0*	31,6	1,72	1,31
	Point haut	11,5	328,5	155,0*	28,2	1,66	1,29
Saint-Narcisse	Point bas	41,8	116,1	140,6	37,3	1,61	1,18
	Point haut	37,7	231,4	147,7	29,5	1,72	1,33
Saint-Maurice	Point bas	75,7	14,9	32,1	43,5*	0,85*	0,61*
	Point haut	70,6	24,8	59,7	40,7	0,85	0,61
Saint-Célestin	Point bas	11,1	27,1	126,6	24,0	1,65	1,33
	Point haut	11,9	74,9	117,9	18,2	1,64	1,38
Stoneham	Point bas	9,8	155,7	106,6	27,9	1,68	1,32
	Point haut	10,4	94,1	109,1	27,5	1,67	1,31
Saint-Célestin2	Point bas	200,0*	20,9	22,6	49,5	1,48	0,99
	Point haut	75,2	34,3	67,3	18,9	1,95	1,64

* Valeurs estimées

X = valeurs non déterminables

4.2.2 Fosses SERUL

Essais de caractérisation géotechnique

Granulométrie

Pour chacune des fosses SERUL, nous avons réalisé trois analyses granulométriques par tamisage (NQ 2560-040) et sédimentation (NQ 2501-025) (fosse 4 exclue afin d'établir une courbe granulométrique moyenne (figure 34)).

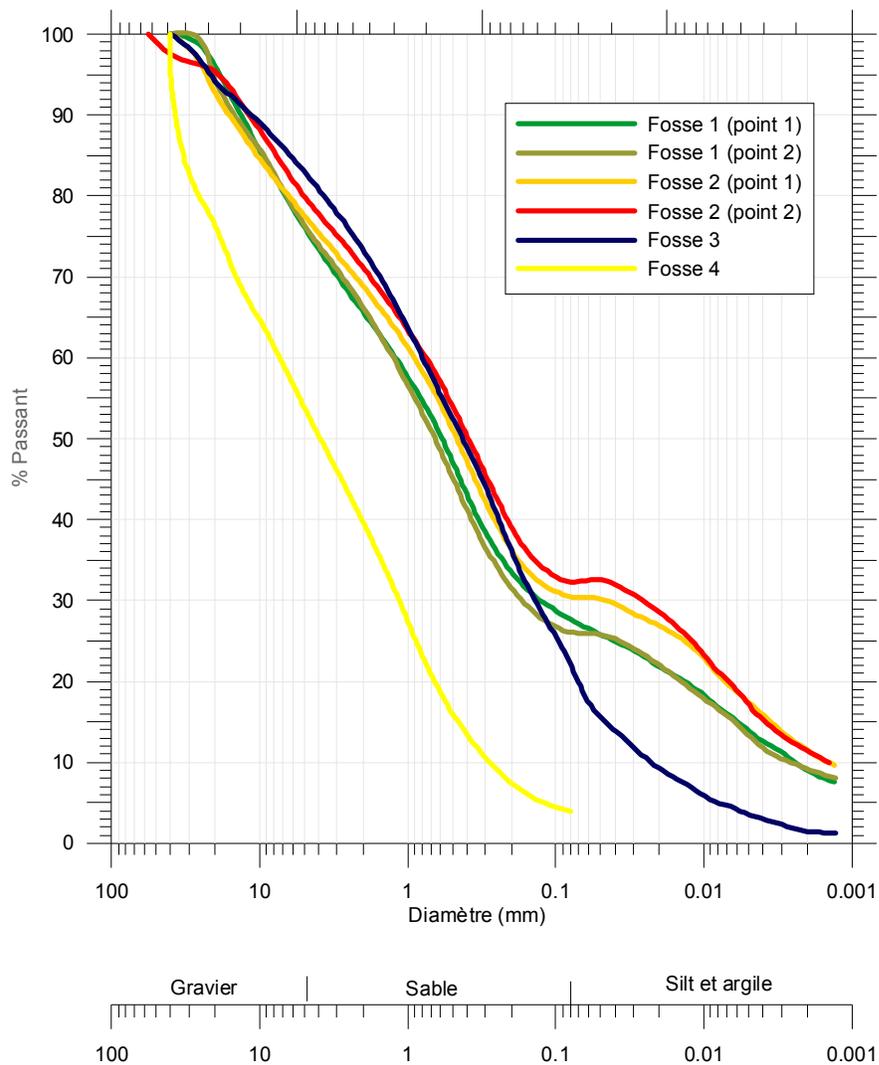


Figure 34 : Courbes granulométriques des sols des fosses SERUL

Limites de consistance

Selon le USCS, on doit évaluer les limites de consistance des sols contenant plus de 12 % de particules fines. Comme les sols des fosses SERUL 1, 2 et 3 respectent ce critère, nous avons déterminé leurs limites de liquidité (w_L) et de plasticité (w_P) (NQ 2501-092) sur la fraction passant le tamis de 400 μm . Les valeurs obtenues sont présentées au tableau 11 ainsi que sur un abaque de plasticité de Casagrande (figure 35) afin de faciliter l'analyse.

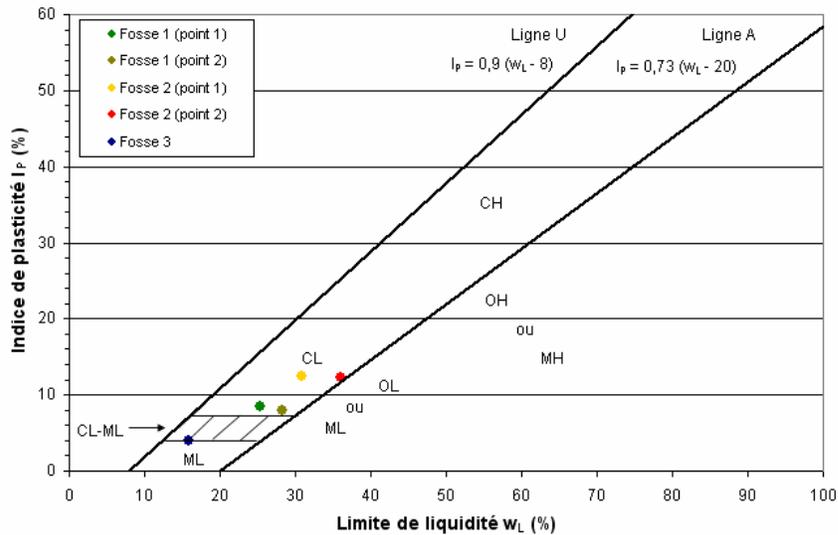


Figure 35: Indices de plasticité et limites de liquidité des sols des fosses SERUL

Densité des grains

Nous avons déterminé la densité des grains (d_s) de chacun des sols des fosses SERU en faisant des essais de densité du gros granulat (NQ 2560-067) et du granulat fin (NQ 2560-065) (fosse 4) ou de densité relative (NQ 2501-070) (fosse 1, 2 et 3). Les résultats obtenus sont présentés au tableau 11.

Essai Proctor modifié

Nous avons évalué la relation entre la teneur en eau et la masse volumique sèche de chacun des sols des fosses SERUL (voir annexe I) à l'aide de l'essai proctor modifié (NQ 2501-255). Le tableau 11 contient les diverses valeurs de teneur en eau optimale (w_{opt}) et de masse volumique sèche maximale ($\rho_{d\ max}$).

Valeur CBR

Nous avons aussi déterminé la valeur CBR (ASTM 1883-92) de chacun des sols des fosses SERUL à 2,54 mm ($CBR_{2,54}$) et à 5,08 mm ($CBR_{5,08}$) de pénétration (voir annexe II pour les courbes de la charge versus la pénétration). Précisons que, selon la norme, la valeur CBR à considérer pour un sol est normalement celle à 2,54 mm de pénétration. Quand le rapport à 5,08 mm de pénétration est plus élevé, il est conseillé de refaire les tests. Si les résultats obtenus sont identiques, on doit utiliser la valeur CBR à 5,08 mm de pénétration. Les valeurs CBR des sols des fosses SERUL sont présentées au tableau 11.

Tableau 11
Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation géotechnique des sols des fosses SERUL

Sol		Type	% Fines (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P (%)	d _{s (app)} -	w _{opt} (%)	ρ _{d max} (mg/m ³)	CBR _{2,54} (%)	CBR _{5,08} (%)
Fosse 1	Point 1	SC	27,7	25,3	16,9	8,4	2,64	8,2	2,11	26,9	32,4
	Point 2		26,1	28,3	20,3	8,0	2,69	7,7	2,09	74,9	75,5
Fosse 2	Point 1	SC	30,5	30,8	18,4	12,4	2,69	10,2	1,99	40,8	40,7
	Point 2		32,3	36,0	23,8	12,2	2,69	9,8	1,98	61,4	57,5
Fosse 3	Point 1	SM	22,2	15,8	11,9	3,9	2,74	6,4	2,20	48,4	67,9
Fosse 4	Point 1	SP	3,9	-	-	-	2,70	8,9	2,14	130,4	160,4

Essais de caractérisation comportementale

DCP

Pour chacune des fosses SERUL, nous avons réalisé l'essai DCP à trois endroits distincts, et ce, pour chaque tranchée. Les DCPI obtenues en fonction de la profondeur pour chaque état se trouvent à l'annexe III, et un exemple est donné à la figure 36. Le tableau 12 montre la moyenne des valeurs mesurées entre 200 mm et 600 mm pour chaque tranchée. Il est à noter que les justifications quant aux choix des bornes inférieure et supérieure sont les mêmes que celles fournies à la section 4.1.2.

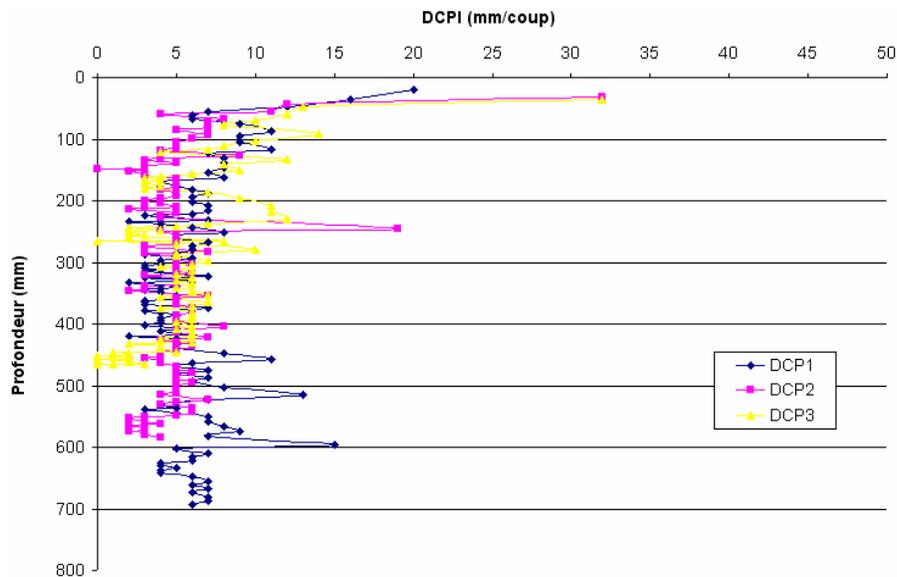


Figure 36 : Essai au DCP pour la fosse SERUL 3

FWD

Pour chacune des fosses SERUL, nous avons réalisé l'essai FWD au centre des tranchées. Pour tous les niveaux de contrainte appliqués (30 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa), quatre chutes ont été effectuées, la première ayant pour unique fonction de bien asseoir la plaque sur le sol. Nous avons calculé une moyenne des résultats obtenus pour les trois chutes suivantes. Les courbes de la contrainte versus la déflexion obtenues sont présentées à l'annexe IV. Le tableau 12 indique, quant à lui, les modules (E_{FWD}) obtenus à une contrainte de 50 kPa. Tout comme à la section 4.1.2, nous avons interpolé la valeur de E_{FWD} à partir des résultats de déflexion et à l'aide des équations de Boussinesq.

Teneur en eau et densité

Dans le but de bien caractériser les sols testés, nous avons déterminé leur densité (ASTM 1556-90) et leur teneur en eau (ASTM D2216-98) sous l'emplacement de l'essai FWD ainsi qu'à deux autres endroits distincts. La teneur en eau moyenne (w), la masse volumique moyenne (ρ) ainsi que la masse volumique sèche moyenne (ρ_d) obtenues pour chacune des tranchées sont présentées au tableau 12.

Tableau 12
Synthèse des résultats pour les essais de caractérisation
comportementale des sols des fosses SERUL

Sol		DCPI (mm/coup)	E_{FWD} (MPa)	w (%)	ρ (mg/m^3)	ρ_d (mg/m^3)
Fosse 1	Point 1	13,4	187,8	10,6	1,71	1,55
	Point 2	14,5	143,9	10,6	1,85	1,67
Fosse 2	Point 1	26,0	25,6	18,0	1,66	1,41
	Point 2	23,3	98,9	16,1	1,62	1,40
Fosse 3	Point 1	4,8	93,5	4,6	2,05	1,96
Fosse 4	Point 1	3,7	33,6	2,0	2,03	1,98

5. ANALYSE DES RÉSULTATS ET ÉLABORATION DES CORRÉLATIONS

5.1 Corrélations entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration

Le premier objectif de l'étude est l'élaboration de modèles qui mettent en relation les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) avec les valeurs d'indices de pénétration obtenues au pénétromètre dynamique. Pour ce faire, nous avons réalisé une analyse statistique avec trois différents niveaux d'interprétation. Le premier niveau visait l'obtention d'une relation directe entre les deux variables, c'est-à-dire sans tenir compte de la classification ni des essais de caractérisation des sols. Le deuxième niveau avait pour but l'amélioration de la relation établie précédemment par une subdivision des types de sols selon leur classification. Quant au troisième niveau, il avait comme objectif de raffiner davantage les modèles en faisant intervenir des paramètres qui tiennent compte des propriétés des sols. Pour chaque niveau, nous avons évalué la qualité du modèle à l'aide de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et du coefficient de détermination R^2 . Trois principes de base ont été respectés dans la sélection des modèles :

1. Obtenir une RMSE minimale, c'est-à-dire une différence minimale entre les valeurs prédites par le modèle et les valeurs actuellement observées. Il faut cependant noter qu'un modèle qui fournit une RMSE légèrement plus élevée, mais qui fait intervenir des paramètres plus pertinents au problème, peut parfois être souhaitable.
2. Les relations élaborées doivent être simplifiées le plus possible afin que peu d'échantillonnages et d'essais de caractérisation soient nécessaires, c'est-à-dire qu'elles devraient avoir le moins de coefficients possible.
3. Plus le coefficient de détermination R^2 est élevé, meilleur est le modèle.

Niveau 1

Le niveau 1 vise l'obtention d'une relation directe entre la résistance au cisaillement et l'indice de pénétration. La figure 37 présente les données obtenues sur le terrain pour les sites à sol cohérent.

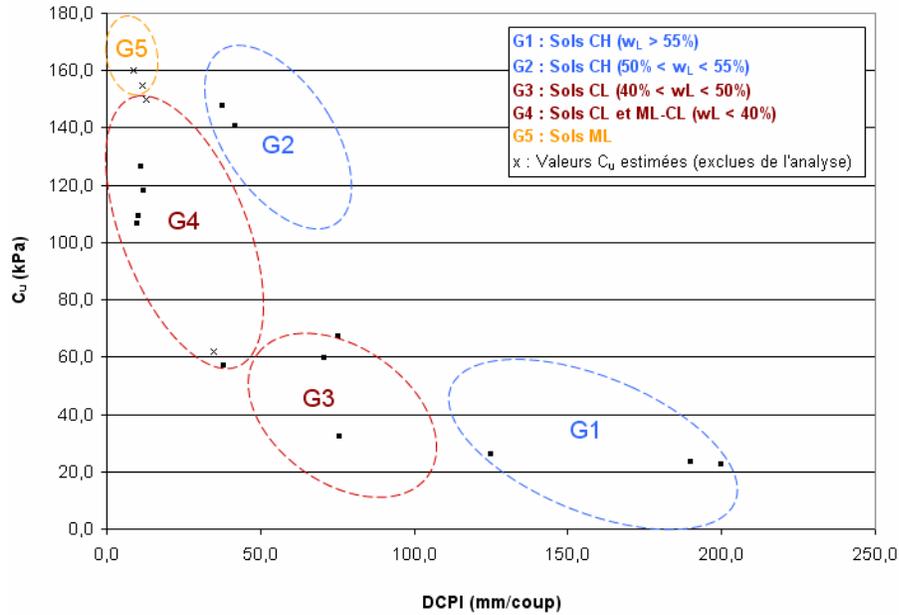


Figure 37 : Résistance au cisaillement (C_u) en fonction de DCPI

Seulement 17 observations sur les 20 prévues se trouvent à la figure 37. En effet, nous avons dû rejeter les points haut et bas du site de Saint-Augustin ainsi que le point haut du site de Saint-Martin, car les essais de caractérisation géotechnique ont démontré qu'il s'agissait respectivement d'un sol organique et d'un sable silteux avec traces d'argile. Ainsi, comme les sols organiques ont un comportement difficilement interprétable et que la plupart des essais de caractérisation sont destinés uniquement aux sols inorganiques, nous avons jugé préférable de les exclure de l'analyse, et ce, dès le niveau 1. Aussi, quatre résistances au cisaillement n'ont pu être obtenues durant la réalisation des essais de terrain. Ces observations ont tout de même été estimées (tableau 10 et figure 37), mais n'ont pas été incluses dans l'élaboration des corrélations.

Pour élaborer la corrélation du niveau 1, nous avons étudié cinq modèles :

Linéaire : $C_u = a_1 * DCPI + a_2$ [41]

Puissance : $C_u = a_1 (DCPI)^{a_2}$ [42]

Exponentiel : $C_u = a_1 e^{a_2 DCPI}$ [43]

Logarithmique : $C_u = a_1 * \ln(DCPI) + a_2$ [44]

Log-Log : $\log(C_u) = a_1 * \log(DCPI) + a_2$ [45]

Les résultats de l'analyse de régression et la comparaison des modèles se trouvent au tableau 13.

Tableau 13
Résultats de l'analyse de régression (C_u en fonction de DCPI)

Modèle	Équation	RMSE	R ²
Linéaire	$C_u = -0,57 * DCPI + 119$	27	0,63
Puissance	$C_u = 499(DCPI)^{-0,54}$	34	0,69
Exponentiel	$C_u = 126e^{-0,010*DCPI}$	27	0,78
Logarithmique	$C_u = -33,13 * \ln(DCPI) + 204$	28	0,60
Log-Log	$\log(C_u) = -0,54 * \log(DCPI) + 2,70$	34	0,69

D'après le tableau 13, c'est le modèle exponentiel qui a la RMSE la plus faible et le R² le plus élevé. Ainsi, il est possible d'affirmer que le logarithme de la résistance au cisaillement se corrèle beaucoup mieux avec l'indice de pénétration. La figure 38 présente le log(C_u) en fonction du DCPI ainsi que l'équation de la droite de régression.

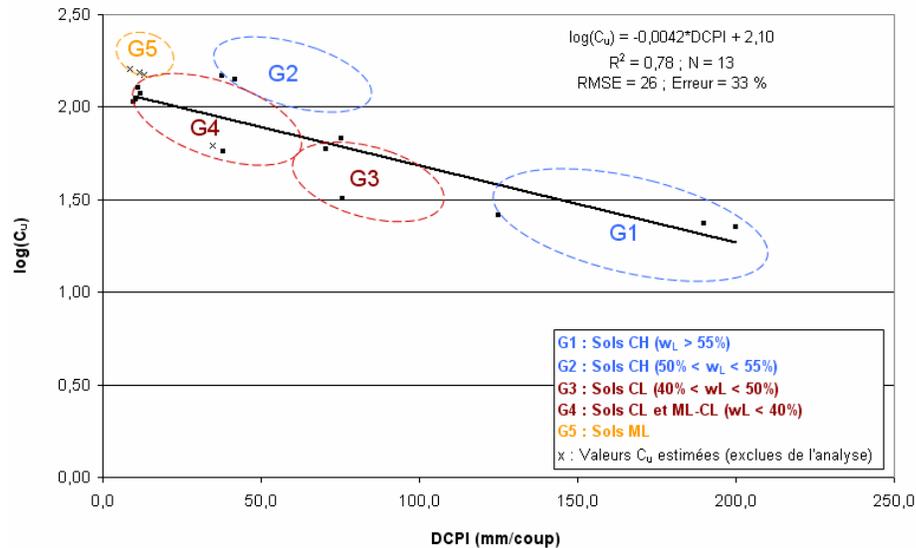


Figure 38 : Corrélation établie entre $\log(C_u)$ et DCPI (niveau 1)

La relation proposée pour le niveau 1 est donc la suivante :

$$\log(C_u) = -0,0042 * DCPI + 2,10 \quad [46]$$

$$R^2 = 0,78; RMSE = 26; N = 13$$

Niveau 2

Le niveau 2 a pour but l'amélioration de la relation élaborée précédemment à l'aide d'une subdivision des types de sols selon leur classification. Comme le démontrent les figures 37 et 38, les sols testés peuvent être divisés en deux catégories. La première comprend les sols de type CH (argiles inorganiques de plasticité élevée). Quant à la seconde, elle est constituée des sols de type CL (argiles inorganiques de plasticité faible à moyenne) et ML-CL (silts argileux et argiles silteuses). La figure 39 présente le $\log(C_u)$ en fonction du $\log(\text{DCPI})$ ainsi que l'équation de la droite de régression de chacun des deux types de sols.

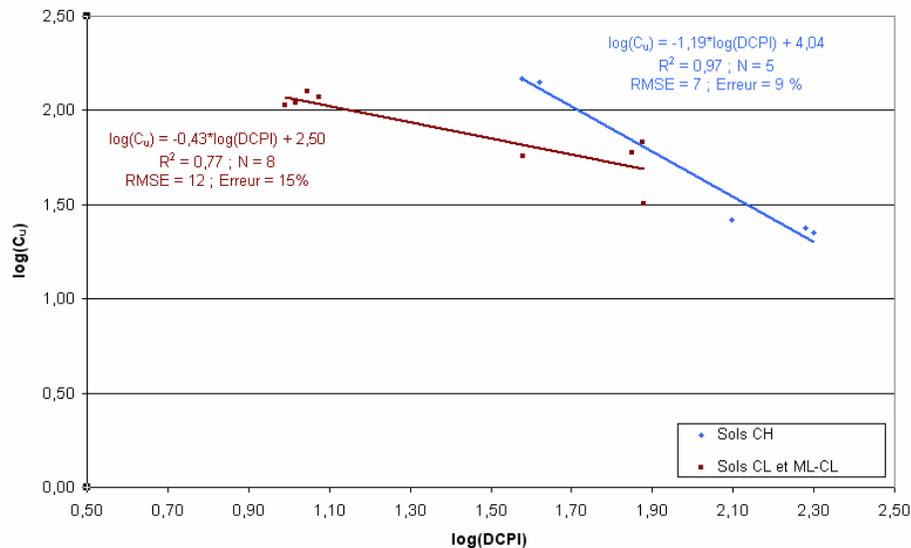


Figure 39 : Corrélations élaborées entre $\log(C_u)$ et $\log(\text{DCPI})$ (niveau 2)

Pour ce niveau, nous avons choisi de mettre en relation le $\log(C_u)$ avec le $\log(\text{DCPI})$ au lieu du DCPI seulement, car, pour chacun des deux types de sols, c'est cette combinaison qui engendrait la RMSE la plus faible et le R^2 le plus élevé.

Les relations proposées pour le niveau 2 sont donc les suivantes :

$$\text{Sols CH : } \log(C_u) = -1,19 \cdot \log(\text{DCPI}) + 4,04 \quad [47]$$

$$R^2 = 0,97; \text{ RMSE} = 7; \text{ N} = 5$$

$$\text{Sols CL et ML-CL : } \log(C_u) = -0,43 \cdot \log(\text{DCPI}) + 2,50 \quad [48]$$

$$R^2 = 0,77; \text{ RMSE} = 12; \text{ N} = 8$$

Niveau 3

Le niveau 3 a comme objectif de raffiner les derniers modèles en faisant intervenir des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols. Tout d'abord, afin de cibler les paramètres physiques les plus susceptibles de diminuer la RMSE et d'augmenter le R^2 , nous avons fait une matrice de coefficients de corrélation pour chacun des deux types de sols (tableaux 14 et 15).

Tableau 14
Matrice des coefficients de corrélation (sols CH)

	w	ρ	ρ_d	w_L	w_P	%F	I_p	I_L	log (C_u)	log (DCPI)
w	1	-0,98	-0,99	0,96	-0,79	-0,24	0,96	0,99	-0,87	0,84
ρ	-0,98	1	1,00	-0,96	0,83	0,29	-0,97	-0,98	0,89	-0,85
ρ_d	-0,99	1,00	1	-0,95	0,84	0,32	-0,97	-0,99	0,91	-0,87
w_L	0,96	-0,96	-0,95	1	-0,77	-0,16	0,99	0,94	-0,84	0,78
w_P	-0,79	0,83	0,84	-0,77	1	0,76	-0,85	-0,83	0,99	-0,98
%F	-0,24	0,29	0,32	-0,16	0,76	1	-0,29	-0,32	0,66	-0,72
I_p	0,96	-0,97	-0,97	0,99	-0,85	-0,29	1	0,95	-0,91	0,85
I_L	0,99	-0,98	-0,99	0,94	-0,83	-0,32	0,95	1	-0,89	0,88
log (C_u)	-0,87	0,89	0,91	-0,84	0,99	0,66	-0,91	-0,89	1	-0,98
log (DCPI)	0,84	-0,85	-0,87	0,78	-0,98	-0,72	0,85	0,88	-0,98	1

Tableau 15
Matrice des coefficients de corrélation (sols CL et ML-CL)

	w	ρ	ρ_d	w _L	w _P	%F	I _P	I _L	log(C _u)	log(DCPI)
w	1	-0,93	-0,96	0,94	0,88	0,63	0,96	0,23	-0,66	0,47
ρ	-0,93	1	1,00	-0,87	-0,79	-0,46	-0,90	-0,23	0,59	-0,46
ρ_d	-0,96	1,00	1	-0,88	-0,81	-0,52	-0,91	-0,26	0,59	-0,43
w _L	0,94	-0,87	-0,88	1	0,98	0,68	0,99	-0,10	-0,66	0,55
w _P	0,88	-0,79	-0,81	0,98	1	0,74	0,94	-0,21	-0,56	0,46
%F	0,63	-0,46	-0,52	0,68	0,74	1	0,62	-0,05	-0,07	-0,19
I _P	0,96	-0,90	-0,91	0,99	0,94	0,62	1	-0,03	-0,73	0,59
I _L	0,23	-0,23	-0,26	-0,10	-0,21	-0,05	-0,03	1	0,06	-0,25
log(C _u)	-0,66	0,59	0,59	-0,66	-0,56	-0,07	-0,73	0,06	1	-0,88
log(DCPI)	0,47	-0,46	-0,43	0,55	0,46	-0,19	0,59	-0,25	-0,88	1

Le coefficient de corrélation, qui correspond tout simplement à la racine carré du coefficient de détermination, est défini par :

$$\rho_{x,y} = \frac{Cov(X,Y)}{\sigma_x \cdot \sigma_y} \quad [49]$$

Où $\rho_{x,y}$ est compris entre -1 et +1. Plus la valeur de ce dernier s'éloigne de zéro, meilleure est la corrélation entre les deux variables.

Pour les sols de type CH, les paramètres les plus susceptibles d'influencer le log(C_u) et le log(DCPI) (zones opaques) sont : ρ , ρ_d , w_P, I_P et I_L. Dans le cas des sols de type CL et ML-CL, ces paramètres (zones opaques) sont : w, ρ , ρ_d , w_L et I_P.

En réalisant des essais d'optimisation sur l'erreur quadratique moyenne, et ce, en incluant diverses combinaisons des paramètres sélectionnés aux précédents modèles, il a été possible de diminuer la RMSE et d'augmenter le R² significativement. En effet, nous avons obtenu de meilleures corrélations pour les deux types de sols en faisant appel à l'indice de plasticité (I_P) et à la densité sèche (ρ_d) dans les modèles. La figure 40 montre les corrélations obtenues.

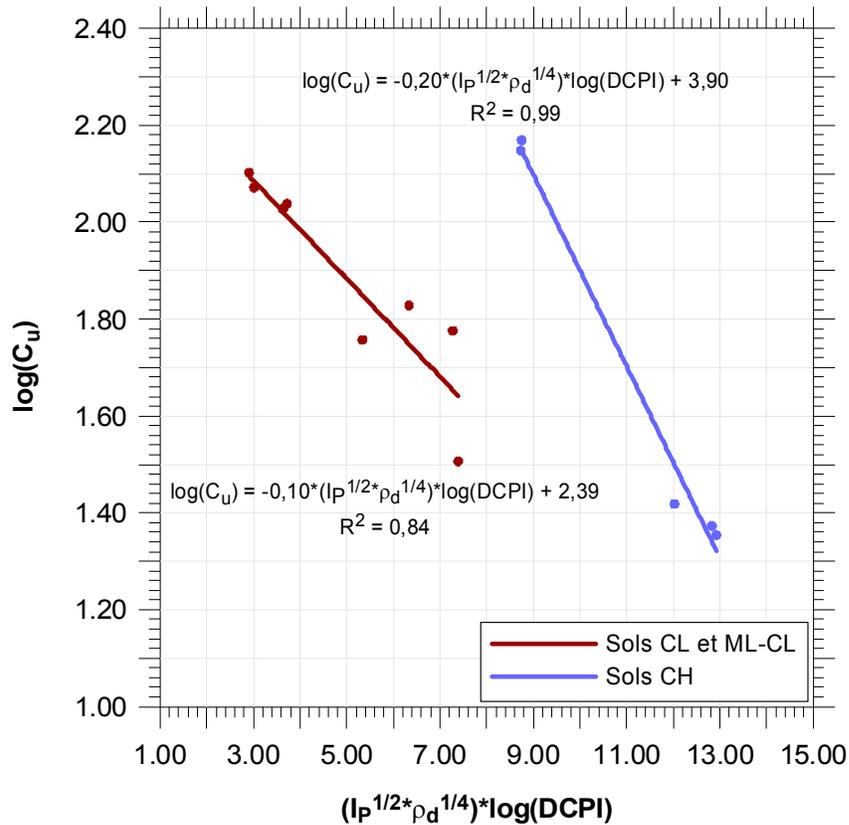


Figure 40 : Corrélations établies entre $\log(C_u)$ et $\log(DCPI)$ (niveau 3)

Les relations proposées pour le niveau 3 sont donc les suivantes :

Sols CH : $\log(C_u) = -0,20 \cdot (I_P^{1/2} \cdot \rho_d^{1/4}) \cdot \log(DCPI) + 3,90$ [50]
 $R^2 = 0,99$; RMSE = 4; N = 5

Sols CL et ML-CL : $\log(C_u) = -0,10 \cdot (I_P^{1/2} \cdot \rho_d^{1/4}) \cdot \log(DCPI) + 2,39$ [51]
 $R^2 = 0,84$; RMSE = 9; N = 8

5.2 Corrélations entre le module rétro-calculé et l'indice de pénétration

Le deuxième objectif de l'étude consiste à élaborer des modèles qui mettent en relation les propriétés résilientes des sols (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion) avec les valeurs d'indice de pénétration obtenues au pénétromètre dynamique. Pour ce faire, nous avons réalisé une analyse statistique avec trois différents niveaux d'interprétation, et ce, en respectant les mêmes principes de base dans la sélection des modèles qu'à la section 5.1. Il est à noter que, comme les sols cohérents ont un comportement très différent des sols

pulvérulents, des corrélations ont été établies pour chacun de ces deux types de sols.

5.2.1 Corrélations pour les sols cohérents

Niveau 1

Le niveau 1 vise à obtenir une relation directe entre le module obtenu au FWD et l'indice de pénétration pour les sols cohérents. La figure 41 présente les données obtenues sur le terrain pour les sites à sol cohérent.

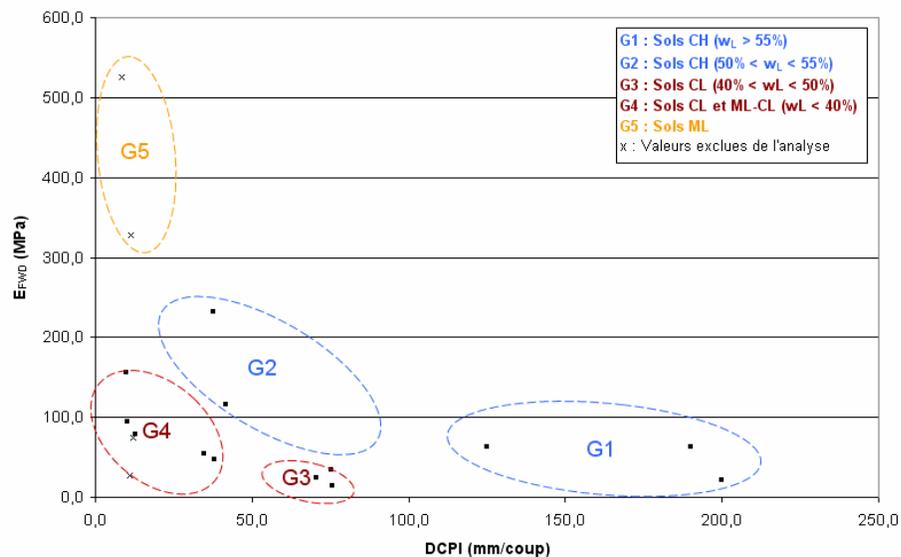


Figure 41 : Module (E_{FWD}) en fonction de DCPI (sols cohérents)

Seulement 17 observations sur les 20 prévues se trouvent à la figure 41. En effet, nous avons dû rejeter les points haut et bas du site de Saint-Augustin ainsi que le point haut du site de Saint-Martin, car les essais de caractérisation géotechnique ont démontré qu'il s'agissait respectivement d'un sol organique et d'un sable silteux avec traces d'argile. Ainsi, comme les sols organiques ont un comportement difficilement interprétable et que la plupart des essais de caractérisation sont destinés uniquement aux sols inorganiques, nous avons jugé préférable de les exclure de l'analyse, et ce, dès le niveau 1. Nous avons également préféré exclure quatre autres observations de l'analyse, soit les points haut et bas du site de Saint-Raymond (silt inorganique) ainsi que ceux du site de Saint-Célestin (silt avec un peu d'argile). En effet, comme le comportement des sols silteux testés semble différer significativement de celui des sols argileux et que les résultats obtenus ne semblent pas représentatifs, nous ne les avons pas inclus dans l'élaboration des corrélations.

Pour l'élaboration de la corrélation du niveau 1, cinq modèles ont été étudiés :

Linéaire : $E_{FWD} = a_1 * DCPI + a_2$ [52]

Puissance : $E_{FWD} = a_1 (DCPI)^{a_2}$ [53]

Exponentiel : $E_{FWD} = a_1 e^{a_2 DCPI}$ [54]

Logarithmique : $E_{FWD} = a_1 * \ln(DCPI) + a_2$ [55]

Log-Log : $\log(E_{FWD}) = a_1 * \log(DCPI) + a_2$ [56]

Le tableau 16 montre les résultats de l'analyse de régression et la comparaison des modèles.

Tableau 16
Résultats de l'analyse de régression pour les sols cohérents
(E_{FWD} en fonction de DCPI)

Modèle	Équation	RMSE	R ²
Linéaire	$E_{FWD} = -0,42 * DCPI + 107$	53	0,19
Puissance	$E_{FWD} = 329(DCPI)^{-0,45}$	54	0,33
Exponentiel	$E_{FWD} = 88,20e^{-0,006*DCPI}$	55	0,22
Logarithmique	$E_{FWD} = -29,63 * \ln(DCPI) + 191$	52	0,24
Log-Log	$\log(E_{FWD}) = -0,45 * \log(DCPI) + 2,52$	54	0,33

D'après le tableau 16, c'est le modèle logarithmique qui a la RMSE la plus faible, mais ce sont les modèles de puissance et Log-Log qui ont le R² le plus élevé. Comme l'écart entre les différentes RMSE est plutôt faible (5,6 %), un R² élevé peut être priorisé dans le choix du modèle. La figure 42 présente le log(E_{FWD}) en fonction du log(DCPI) ainsi que l'équation de la droite de régression.

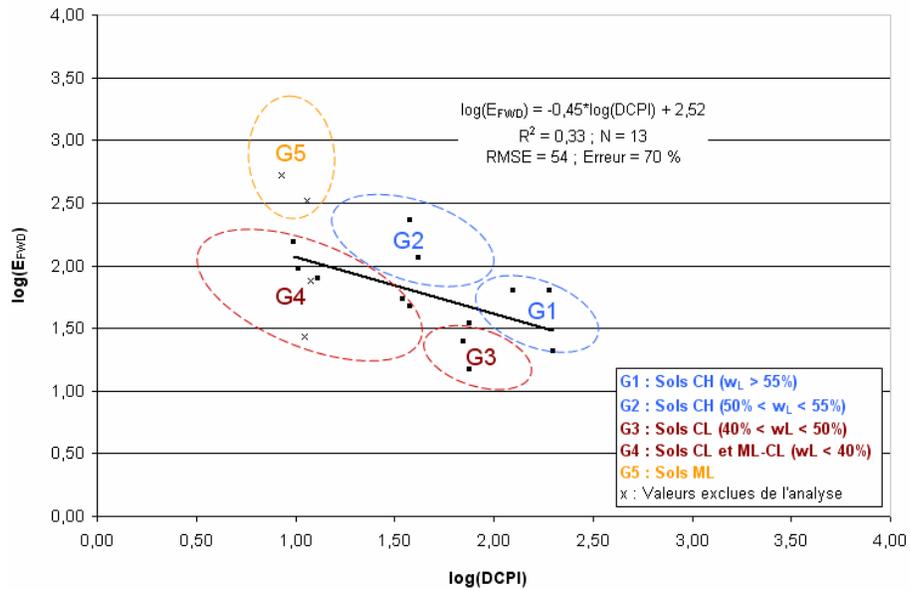


Figure 42 : Corrélation élaborée entre log(E_{FWD}) et log(DCPI) (sols cohérents) (niveau 1)

La relation proposée pour le niveau 1 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = -0,45 \cdot \log(DCPI) + 2,52 \quad [57]$$

$$R^2 = 0,33; \text{RMSE} = 54; N = 13$$

Niveau 2

Le niveau 2 a pour but d'améliorer la relation établie précédemment avec l'aide d'une subdivision des types de sols selon leur classification. Comme le démontrent les figures 41 et 42, les sols testés peuvent être divisés en deux catégories. La première fait intervenir les sols de type CH (argiles inorganiques de plasticité élevée) tandis que la seconde est constituée des sols de type CL (argiles inorganiques de plasticité faible à moyenne). La figure 43 présente le log(E_{FWD}) en fonction du log(DCPI) ainsi que l'équation de la droite de régression de chacun des deux types de sols.

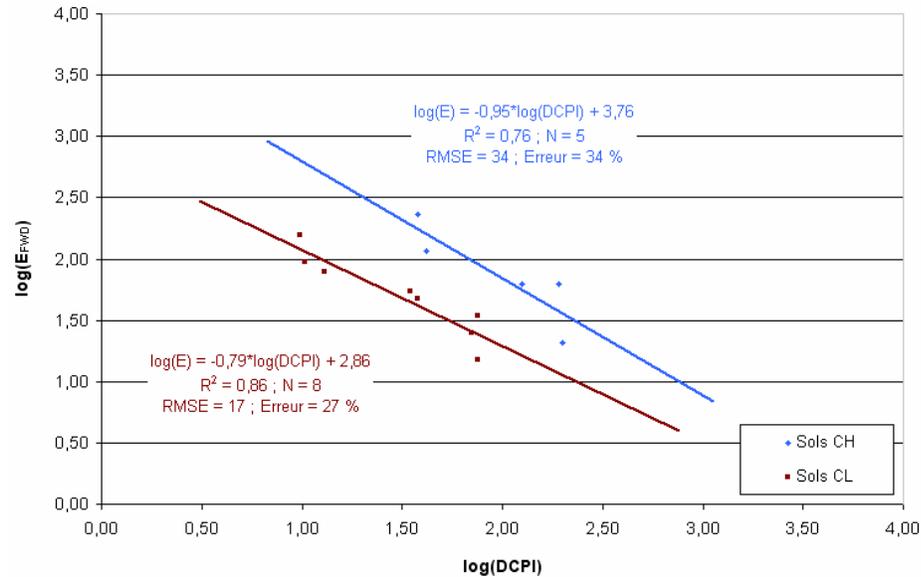


Figure 43 : Corrélations élaborées entre $\log(E_{FWD})$ et $\log(DCPI)$ (sols cohérents) (niveau 2)

Les relations proposées pour le niveau 2 sont donc les suivantes :

Sols CH : $\log(E_{FWD}) = -0,95 \cdot \log(DCPI) + 3,76$ [58]
 $R^2 = 0,76$; $RMSE = 34$; $N = 5$

Sols CL : $\log(E_{FWD}) = -0,79 \cdot \log(DCPI) + 2,86$ [59]
 $R^2 = 0,86$; $RMSE = 17$; $N = 8$

Niveau 3

Le niveau 3 a comme objectif de raffiner les derniers modèles en faisant intervenir des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols. Tout d'abord, afin de cibler les paramètres physiques les plus susceptibles de diminuer la RMSE et d'augmenter le R^2 , une matrice de coefficients de corrélation a été faite pour chacun des deux types de sols (tableaux 17 et 18).

Tableau 17
Matrice des coefficients de corrélation (sols CH)

	w	ρ	ρ_d	w_L	w_P	%F	I_P	I_L	log (E_{FWD})	log (DCPI)
w	1	-0,93	-0,96	0,94	0,88	0,63	0,96	0,23	-0,55	0,84
ρ	-0,93	1	1,00	-0,87	-0,79	-0,46	-0,90	-0,23	0,62	-0,85
ρ_d	-0,96	1,00	1	-0,88	-0,81	-0,52	-0,91	-0,26	0,64	-0,87
w_L	0,94	-0,87	-0,88	1	0,98	0,68	0,99	-0,10	-0,45	0,78
w_P	0,88	-0,79	-0,81	0,98	1	0,74	0,94	-0,21	0,89	-0,98
%F	0,63	-0,46	-0,52	0,68	0,74	1	0,62	-0,05	0,91	-0,72
I_P	0,96	-0,90	-0,91	0,99	0,94	0,62	1	-0,03	-0,56	0,85
I_L	0,23	-0,23	-0,26	-0,10	-0,21	-0,05	-0,03	1	-0,63	0,88
log (E_{FWD})	-0,55	0,62	0,64	-0,45	0,89	0,91	-0,56	-0,63	1	-0,87
log (DCPI)	0,84	-0,85	-0,87	0,78	-0,98	-0,72	0,85	0,88	-0,87	1

Tableau 18
Matrice des coefficients de corrélation (sols CL)

	w	ρ	ρ_d	w_L	w_P	%F	I_P	I_L	log (E_{FWD})	log (DCPI)
w	1	-0,97	-0,99	0,96	0,81	0,61	0,94	0,63	-0,52	0,27
ρ	-0,97	1	1,00	-0,97	-0,81	-0,49	-0,95	-0,53	0,61	-0,37
ρ_d	-0,99	1,00	1	-0,97	-0,83	-0,54	-0,94	-0,57	0,55	-0,30
w_L	0,96	-0,97	-0,97	1	0,90	0,60	0,93	0,41	-0,50	0,27
w_P	0,81	-0,81	-0,83	0,90	1	0,56	0,67	0,18	-0,24	-0,01
%F	0,61	-0,49	-0,54	0,60	0,56	1	0,55	0,42	0,25	-0,44
I_P	0,94	-0,95	-0,94	0,93	0,67	0,55	1	0,54	-0,64	0,45
I_L	0,63	-0,53	-0,57	0,41	0,18	0,42	0,54	1	-0,23	0,06
log (E_{FWD})	-0,52	0,61	0,55	-0,50	-0,24	0,25	-0,64	-0,23	1	-0,93
log (DCPI)	0,27	-0,37	-0,30	0,27	-0,01	-0,44	0,45	0,06	-0,93	1

Pour les sols de type CH, les paramètres les plus susceptibles d'influencer le $\log(E_{FWD})$ et le $\log(DCPI)$ (zones opaques) sont : ρ_d , w_p , %F, I_L et I_p . Dans le cas des sols de type CL, ces paramètres (zones opaques) sont : w , ρ , ρ_d , w_L et I_p .

En réalisant des essais d'optimisation sur l'erreur quadratique moyenne, et ce, en incluant diverses combinaisons des paramètres sélectionnés aux précédents modèles, nous avons pu diminuer la RMSE et augmenter le R^2 significativement. En effet, de meilleures corrélations ont été obtenues pour les sols de type CH en faisant appel à l'indice de liquidité (I_L) et à la densité sèche (ρ_d) dans les modèles. Quant aux sols de type CL, c'est plutôt l'indice de plasticité (I_p) et la densité sèche (ρ_d) qui ont permis une amélioration. La figure 44 présente les corrélations obtenues.

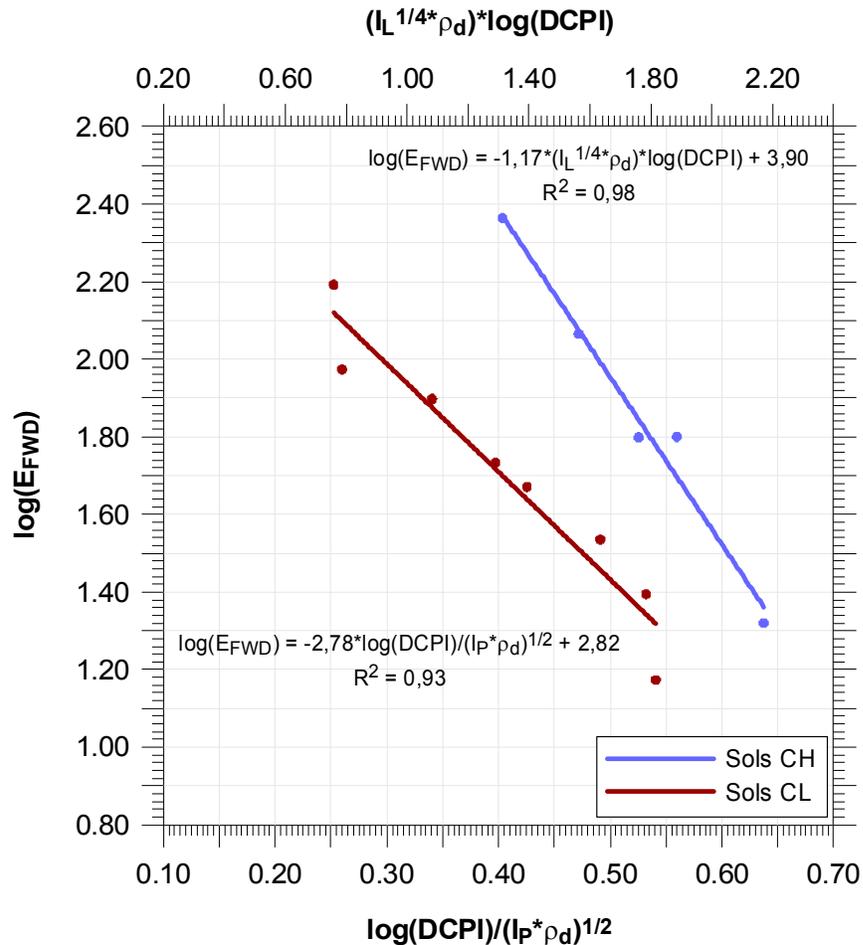


Figure 44 : Corrélations élaborées entre $\log(E_{FWD})$ et $\log(DCPI)$ (sols cohérents) (niveau 3)

Les relations proposées pour le niveau 3 sont donc les suivantes :

$$\text{Sols CH : } \log(E_{\text{FWD}}) = -1,17 \cdot (I_L^{1/4} \cdot \rho_d) \cdot \log(\text{DCPI}) + 3,90 \quad [60]$$

$$R^2 = 0,98; \text{ RMSE} = 7; \text{ N} = 5$$

$$\text{Sols CL : } \log(E_{\text{FWD}}) = -2,78 \cdot \log(\text{DCPI}) / (I_P \cdot \rho_d)^{1/2} + 2,82 \quad [61]$$

$$R^2 = 0,93; \text{ RMSE} = 14; \text{ N} = 8$$

5.2.2 Corrélations pour les sols pulvérulents

Niveau 1

Le niveau 1 vise à obtenir une relation directe entre le module obtenu au FWD et l'indice de pénétration pour les sols pulvérulents. La figure 45 présente les données obtenues en laboratoire et aux fosses SERUL.

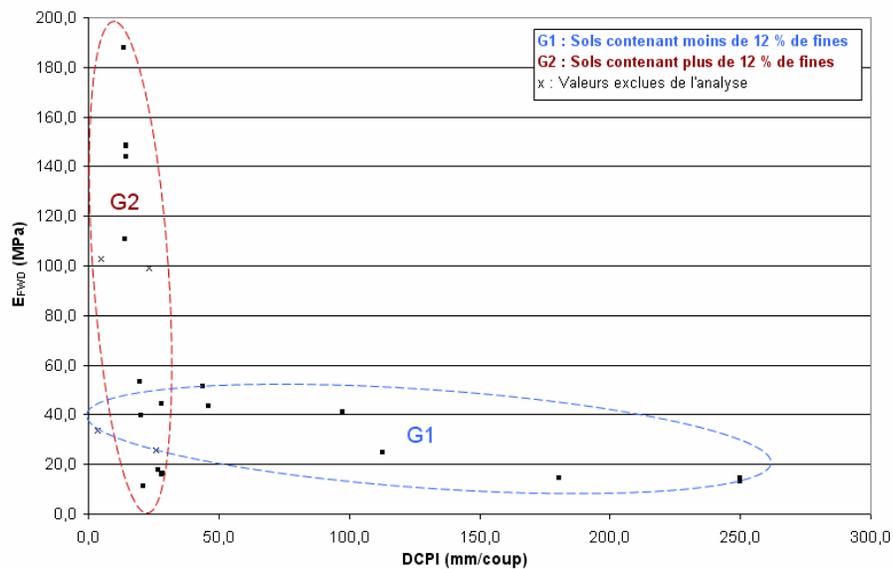


Figure 45 : Module (E_{FWD}) en fonction de DCPI (sols pulvérulents)

Seulement 23 observations sur les 24 prévues se trouvent à la figure 45. En effet, deux observations n'ont pu être obtenues à cause du remplacement des essais de laboratoire sur un sable argileux (SC) par des essais supplémentaires aux fosses SERUL 1 et 2. De plus, une observation s'est ajoutée, car nous avons découvert un sable silteux avec traces d'argile (SM-SC) durant les essais de terrain aux sites à sol cohérent. Nous avons également jugé préférable d'exclure quatre observations de l'analyse. En effet, nous n'avons pas considéré les points des fosses SERUL 3 et 4, car il existe un trop grand écart entre leurs valeurs DCPI et celles des autres sols. Nous avons également rejeté les observations de la fosse SERUL 2 parce que plusieurs

éléments ayant pu altérer les résultats ont été découverts au moment de l'analyse granulométrique par tamisage (coquillages, béton bitumineux recyclé et verre).

Pour l'élaboration de la corrélation du niveau 1, nous avons étudié cinq modèles :

Linéaire : $E_{FWD} = a_1 * DCPI + a_2$ [62]

Puissance : $E_{FWD} = a_1(DCPI)^{a_2}$ [63]

Exponentiel : $E_{FWD} = a_1 e^{a_2 DCPI}$ [64]

Logarithmique : $E_{FWD} = a_1 * \ln(DCPI) + a_2$ [65]

Log-Log : $\log(E_{FWD}) = a_1 * \log(DCPI) + a_2$ [66]

Les résultats de l'analyse de régression et la comparaison des modèles se trouvent au tableau 19.

Tableau 19
Résultats de l'analyse de régression pour les sols pulvérulents
(E_{FWD} en fonction de DCPI)

Modèle	Équation	RMSE	R ²
Linéaire	$E_{FWD} = -0,34 * DCPI + 82,06$	49	0,22
Puissance	$E_{FWD} = 364(DCPI)^{-0,62}$	45	0,42
Exponentiel	$E_{FWD} = 60,40e^{-0,007*DCPI}$	52	0,30
Logarithmique	$E_{FWD} = -35,98 * \ln(DCPI) + 190$	43	0,40
Log-Log	$\log(E_{FWD}) = -0,62 * \log(DCPI) + 2,56$	45	0,42

D'après le tableau 19, c'est le modèle logarithmique qui a la RMSE la plus faible, mais ce sont les modèles de puissance et Log-Log qui ont le R² le plus élevé. Comme l'écart entre les différentes RMSE est plutôt faible (19,2 %), un R² élevé peut être priorisé dans le choix du modèle. La figure 46 présente le log(E_{FWD}) en fonction du log(DCPI) ainsi que l'équation de la droite de régression.

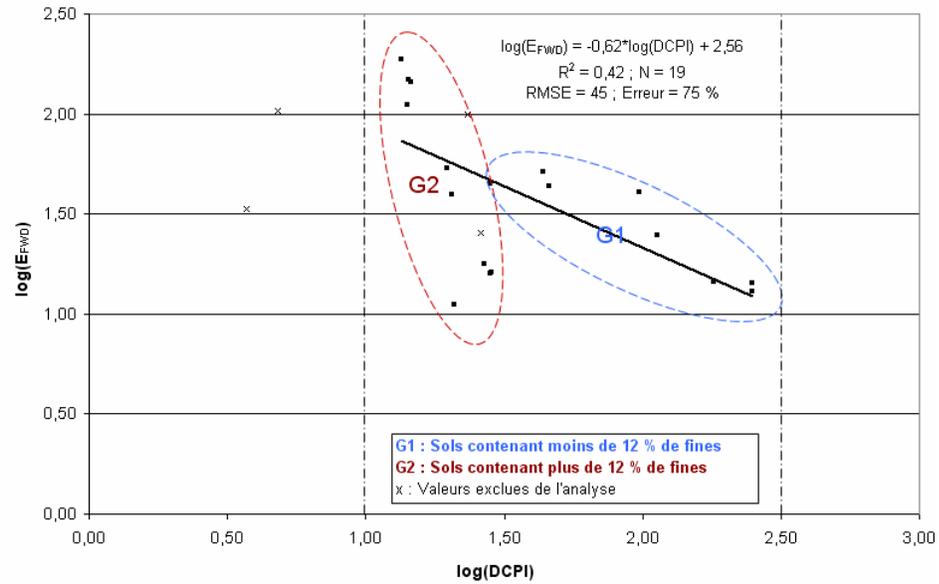


Figure 46 : Corrélation élaborée entre log(E_{FWD}) et log (DCPI) (sols pulvérulents) (niveau 1)

La relation proposée pour le niveau 1 est donc la suivante :

$$\log(E_{FWD}) = -0,62 \cdot \log(DCPI) + 2,56 \quad [67]$$

$$R^2 = 0,42; RMSE = 45; N = 19$$

Niveau 2

Le niveau 2 a pour but d'améliorer la relation précédemment élaborée avec l'aide d'une subdivision des types de sols selon leur classification. Comme le démontrent les figures 45 et 46, les sols testés peuvent être divisés en deux catégories. La première fait intervenir les sols contenant moins de 12 % de particules fines (SP et GP), tandis que la seconde est constituée des sols contenant plus de 12 % de particules fines (SC, SM, SM-SC et GM). La figure 47 présente le log(E_{FWD}) en fonction du log(DCPI) ainsi que l'équation de la droite de régression de chacun des deux types de sols.

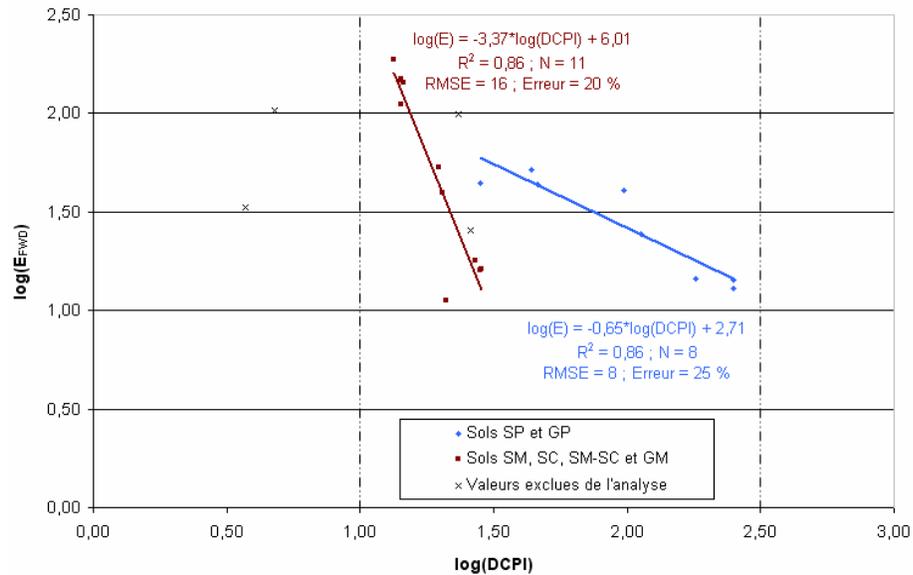


Figure 47 : Corrélations élaborées entre $\log(E_{\text{FWD}})$ et $\log(\text{DCPI})$ (sols pulvérulents) (niveau 2)

Les relations proposées pour le niveau 2 sont donc les suivantes :

Sols SP et GP : $\log(E_{\text{FWD}}) = -0,65 \cdot \log(\text{DCPI}) + 2,71$ [68]
 $R^2 = 0,86$; $\text{RMSE} = 8$; $N = 8$

Sols SM, SC, SM-SC et GM : $\log(E_{\text{FWD}}) = -3,37 \cdot \log(\text{DCPI}) + 6,01$ [69]
 $R^2 = 0,86$; $\text{RMSE} = 16$; $N = 11$

Niveau 3

Le niveau 3 a comme objectif de raffiner les derniers modèles en faisant intervenir des paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols. Tout d'abord, afin de cibler les paramètres physiques les plus susceptibles de diminuer la RMSE et d'augmenter le R^2 , une matrice de coefficients de corrélation a été faite pour chacun des deux types de sols (tableaux 20 et 21).

Tableau 20
Matrice des coefficients de corrélation (sols SP et GP)

	w	ρ	ρ_d	%F	$\log(E_{FWD})$	$\log(DCPI)$
w	1	0,20	- 0,43	0,37	- 0,88	0,86
ρ	0,20	1	0,79	- 0,71	- 0,46	0,18
ρ_d	- 0,43	0,79	1	- 0,89	0,14	- 0,39
%F	0,37	- 0,71	- 0,89	1	- 0,08	0,27
$\log(E_{FWD})$	- 0,88	- 0,46	0,14	- 0,08	1	- 0,93
$\log(DCPI)$	0,86	0,18	- 0,39	0,27	- 0,93	1

Tableau 21
Matrice des coefficients de corrélation (sols SC, SM, SM-SC et GM)

	w	ρ	ρ_d	w_L	w_P	%F	I_P	$\log(E_{FWD})$	$\log(DCPI)$
w	1	- 0,14	- 0,42	- 0,30	- 0,26	0,24	- 0,06	- 0,48	0,35
ρ	- 0,14	1	0,96	0,07	0,74	- 0,76	- 0,63	- 0,57	0,61
ρ_d	- 0,42	0,96	1	0,15	0,75	- 0,74	- 0,55	- 0,37	0,45
w_L	- 0,30	0,07	0,15	1	0,47	- 0,24	0,57	0,27	- 0,38
w_P	- 0,26	0,74	0,75	0,47	1	- 0,85	- 0,45	- 0,41	0,30
%F	0,24	- 0,76	- 0,74	- 0,24	- 0,85	1	0,55	0,51	- 0,47
I_P	- 0,06	- 0,63	- 0,55	0,57	- 0,45	0,55	1	0,66	- 0,66
$\log(E_{FWD})$	- 0,48	- 0,57	- 0,37	0,27	- 0,41	0,51	0,66	1	- 0,93
$\log(DCPI)$	0,35	0,61	0,45	- 0,38	0,30	- 0,47	- 0,66	- 0,93	1

Pour les sols de types SP et GP, les paramètres les plus susceptibles d'influencer le $\log(E_{FWD})$ et le $\log(DCPI)$ (zones opaques) sont : w, ρ et ρ_d . Dans le cas des sols de types SC, SM, SM-SC et GM, ces paramètres (zones opaques) sont plutôt : w, ρ , %F et I_P .

En réalisant des essais d'optimisation sur l'erreur quadratique moyenne, et ce, en incluant diverses combinaisons des paramètres sélectionnés aux précédents modèles, nous avons pu diminuer la RMSE et augmenter le R^2 de manière significative. En effet, nous avons obtenu les meilleures corrélations pour les sols de types SP et GP en faisant appel à la densité (ρ) dans les modèles. Quant aux sols de types SM,

SC, SM-SC et GM, c'est plutôt l'indice de plasticité (I_p) qui a permis une amélioration. Les corrélations obtenues sont :

Sols SP et GP :

$$\begin{aligned} \log(E_{FWD}) &= -0,26 \cdot \rho \cdot \log(\text{DCPI}) + 2,46 & [70] \\ R^2 &= 0,91; \text{RMSE} = 4; N = 8 \end{aligned}$$

Sols SM, SC, SM-SC et GM :

$$\begin{aligned} \log(E_{FWD}) &= -3,47 \cdot \log(\text{DCPI}) / I_p^{0,018} + 6,04 & [71] \\ R^2 &= 0,86; \text{RMSE} = 12; N = 11 \end{aligned}$$

Cependant, dans l'élaboration de modèles pour les sols pulvérulents, il est préférable d'utiliser des propriétés plus facilement obtenues durant les essais de terrain, comme la teneur en eau. Ainsi, des corrélations qui ont une RMSE légèrement plus élevée, mais qui font intervenir des paramètres plus pertinents au problème, sont plus souhaitables. La figure 48 présente des corrélations supplémentaires beaucoup plus faciles à utiliser dans la pratique.

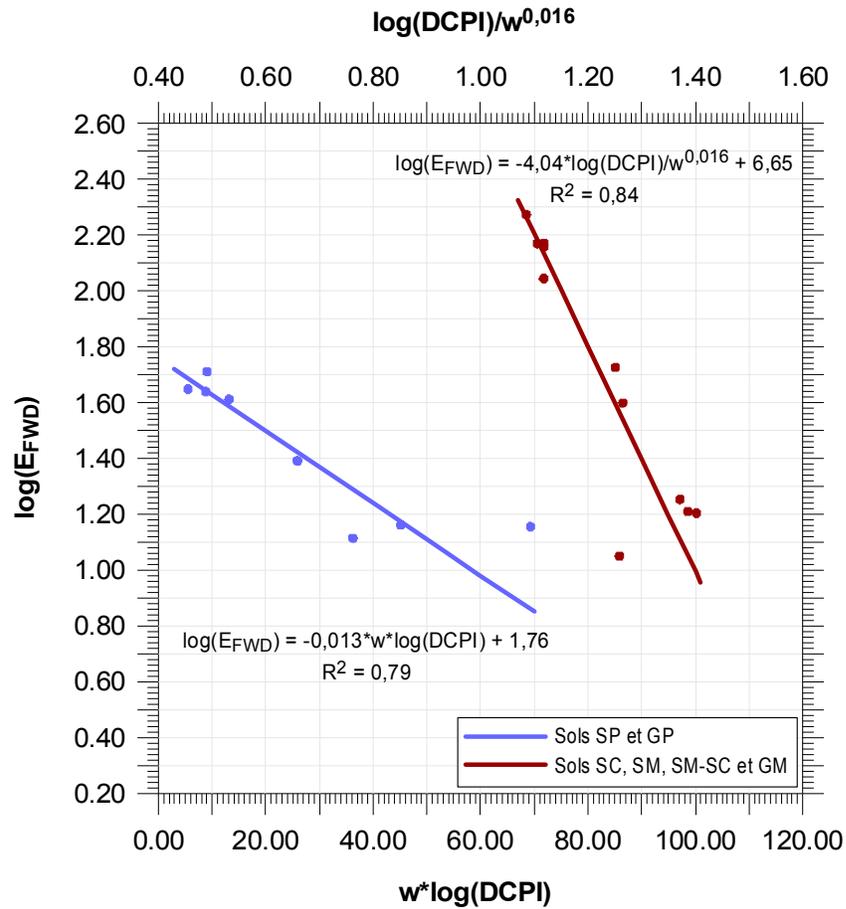


Figure 48 : Corrélations élaborées entre $\log(E_{FWD})$ et $\log(DCPI)$ (sols pulvérulents) (niveau 3)

Les relations proposées pour le niveau 3 sont donc les suivantes :

Sols SP et GP :

$$\log(E_{FWD}) = -0,013 \cdot w \cdot \log(DCPI) + 1,76 \quad [72]$$

$$R^2 = 0,79; \text{RMSE} = 5; N = 8$$

Sols SM, SC, SM-SC et GM :

$$\log(E_{FWD}) = -4,04 \cdot \log(DCPI) / w^{0,016} + 6,65 \quad [73]$$

$$R^2 = 0,84; \text{RMSE} = 13; N = 11$$

6. DISCUSSION

Dans la présente section, nous discuterons de quelques points observés à la suite des essais et de l'élaboration des corrélations. Tout d'abord, nous résumerons les divers problèmes rencontrés, critiquerons l'application des modèles, citerons les avantages des modèles et enfin, quelques améliorations seront suggérées.

6.1 Problèmes rencontrés

Nous avons cerné deux principales sources d'erreur durant la réalisation de l'étude. Premièrement, en ce qui concerne les essais de terrain, la variation spatiale des propriétés du sol peut avoir légèrement biaisé les résultats des essais de caractérisation géotechnique et comportementale obtenus. Cependant, ce biais peut être négligé puisqu'il a la propriété de se normaliser à l'étape de l'élaboration des corrélations et devient, par le fait même, une partie intégrante de l'erreur quadratique moyenne. Deuxièmement, même si nous avons réalisé les différents essais selon les normes et procédures établies, il n'est pas impossible que la variabilité due aux utilisateurs ait influencé quelque peu les données obtenues.

Par ailleurs, divers problèmes ont été rencontrés lors de la réalisation de l'étude. Tout d'abord, pour ce qui est des essais de laboratoire, nous avons prévu effectuer des essais sur un sable argileux (SC). Cependant, ces essais ont été remplacés par d'autres comparables sur le terrain, car il était impossible d'atteindre les conditions du programme expérimental désirées, en particulier en ce qui a trait à la compaction et à la saturation de ce type de sol. Les limitations des appareils utilisés nous ont également obligés à rejeter quelques observations. En effet, nous ne pouvions réaliser l'essai scissométrique lorsque le sol testé était trop ferme, car la résistance élevée du sol aurait provoqué le bris de l'appareil. À l'inverse, lorsque le sol testé était trop mou, c'est l'essai au pénétromètre dynamique qui ne pouvait être réalisé, car il s'enfonçait sous son propre poids dans le sol. Enfin, lors des essais de terrain, nous avons découvert un sol contenant une forte proportion de matière organique ainsi qu'un autre altéré par la présence de divers éléments (coquillages, béton bitumineux recyclé et verre). Nous les avons donc rejetés de l'analyse.

6.2 Application des modèles lors des essais

En ce qui a trait aux modèles qui mettent en relation la résistance au cisaillement et les valeurs d'indices de pénétration, les domaines d'application peuvent être considérés comme étant $10 < DCPI < 200$, si on se base sur l'ensemble des valeurs obtenues. Selon la précision désirée et l'information disponible sur les propriétés du sol, les

corrélations élaborées lors des trois différents niveaux d'analyse peuvent être utilisées. Pour ce qui est des modèles qui mettent en relation les modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion et les valeurs d'indice de pénétration, les domaines d'application peuvent être considérés comme étant $10 < DCPI < 200$ (sols cohérents) et $10 < DCPI < 250$ (sols pulvérulents), si on se base sur l'ensemble des valeurs obtenues. Pour ces modèles, seules les corrélations des niveaux 2 et 3 sont recommandées. En effet, autant pour les sols cohérents que pour les sols pulvérulents, la marge d'erreur des corrélations du niveau 1 est élevée. Si elles sont utilisées, il existe un risque de sous-estimation ou de surestimation du module. Bien évidemment, pour assurer la validité des corrélations élaborées, les essais de caractérisation géotechnique doivent être faits conformément aux normes établies.

6.3 Avantages des modèles

Lorsqu'il est jumelé à des corrélations, le DCP est un outil très polyvalent qui permet de déterminer plusieurs caractéristiques des couches de la chaussée sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des essais destructifs longs et coûteux. Dans la présente étude, nous avons élaboré des modèles complets représentatifs des sols rencontrés au Québec, et ce, dans le but d'assurer une bonne exploitation des résultats obtenus à l'aide de cet instrument. Les corrélations élaborées entre la résistance au cisaillement, d'une part, et les modules rétro-calculés, d'autre part, avec les valeurs d'indice de pénétration permettent de définir beaucoup mieux la relation entre la résilience et la résistance pour différents types de sols.

En ce qui a trait à la relation entre la résistance au cisaillement (propriété de résistance des sols) et l'indice de pénétration, d'excellentes corrélations ont été obtenues lors de l'analyse, et ce, dès le niveau 1. Ainsi, dans ce cas, l'ajout aux modèles de paramètres qui tiennent compte des caractéristiques des sols n'est pas primordial pour obtenir une RMSE faible et un R^2 élevé. Quant à la relation entre le module rétro-calculé (propriété de résilience des sols) et l'indice de pénétration, le domaine sollicité durant les deux essais n'est pas le même, car il est nécessaire d'ajouter aux modèles des propriétés physiques des sols pour obtenir une RMSE faible et un R^2 élevé. Dans le but de déterminer les paramètres transit pour passer de la résistance à la résilience, nous avons réalisé une analyse de régression en faisant appel aux notions de variance et de covariance. Pour les sols cohérents, ces paramètres sont la masse volumique sèche, l'indice de plasticité et l'indice de liquidité, alors que pour les sols pulvérulents, ce sont la masse volumique et l'indice de plasticité.

6.4 Possibilité de recherches futures

Quelques améliorations peuvent être apportées au présent projet. Tout d'abord, des essais additionnels pourraient être réalisés afin de valider les modèles élaborés. Des données supplémentaires permettraient également d'approfondir les connaissances actuelles sur le comportement des sols silteux, car les résultats que nous avons obtenus ne semblent pas représentatifs. Aussi, des observations supplémentaires pour des sols ayant des indices de pénétration situés entre 3 et 10 mm/coup permettraient d'élargir le domaine d'application des corrélations établies pour les sols pulvérulents.

7. CONCLUSION

Nous avons atteint l'objectif principal de la recherche, qui était d'élaborer des modèles mettant en relation les valeurs d'indice de pénétration avec, d'une part, les propriétés de résistance des sols (résistance au cisaillement obtenue au scissomètre) et, d'autre part, les propriétés résilientes (modules rétro-calculés à partir d'essais de déflexion). Les corrélations recherchées reliant l'indice de pénétration et une valeur du module utile en conception des chaussées incluent des paramètres qui tiennent compte des propriétés des sols. Pour atteindre l'objectif global, plusieurs sous-objectifs ont été réalisés. Tout d'abord, nous avons fait une synthèse de l'information disponible sur les corrélations qui mettent en relation les indices de pénétration et les différents paramètres de conception, plus particulièrement les modules de déformation élastiques, réversibles et rétro-calculés. Nous avons reconstitué cinq sols pulvérulents et déterminé dix sites couvrant une gamme étendue de sols cohérents. Nous avons réalisé des essais de laboratoire sur les cinq sols pulvérulents reconstitués ainsi que des essais de terrain pour chacun des sites à sol cohérent déterminés et pour les quatre fosses du SERUL. Finalement, nous avons effectué des essais de caractérisation géotechnique sur les divers sols testés.

Le projet a donc permis d'établir des relations mathématiques solides entre l'indice de pénétration dynamique et la résistance au cisaillement du sol, d'une part, puis entre l'indice de pénétration dynamique et le module réversible, d'autre part. Les relations ont été élaborées suivant trois niveaux, allant de la relation directe DCPI- M_R ou DCPI- C_u à des relations faisant intervenir des variables explicatives. Le premier niveau a permis une corrélation directe avec un minimum d'information sur le sol testé alors que le troisième niveau fait intervenir des propriétés physiques des sols, telles la teneur en eau ou la masse volumique, des caractéristiques habituellement disponibles à partir des essais de routine sur les matériaux échantillonnés.

Pour ce qui est des relations DCPI- C_u , l'ajout de variables explicatives a permis de faire diminuer l'erreur de prédiction de 33 % (niveau 1) à 5 % et à 11 % (niveau 3) selon le type de sol. Dans le cas des relations DCPI- M_R élaborées pour les sols cohérents, les variables explicatives ont fait baisser l'erreur de prédiction de 70 % (niveau 1) à 7 % et à 23 % (niveau 3) en fonction de la classification du sol cohérent. Enfin, dans le cas des relations DCPI- M_R établies pour les sols pulvérulents, les variables explicatives ont fait passer l'erreur de prédiction de 75 % (niveau 1) à 12 % et à 15 % (niveau 3) suivant la classification du sol pulvérulent.

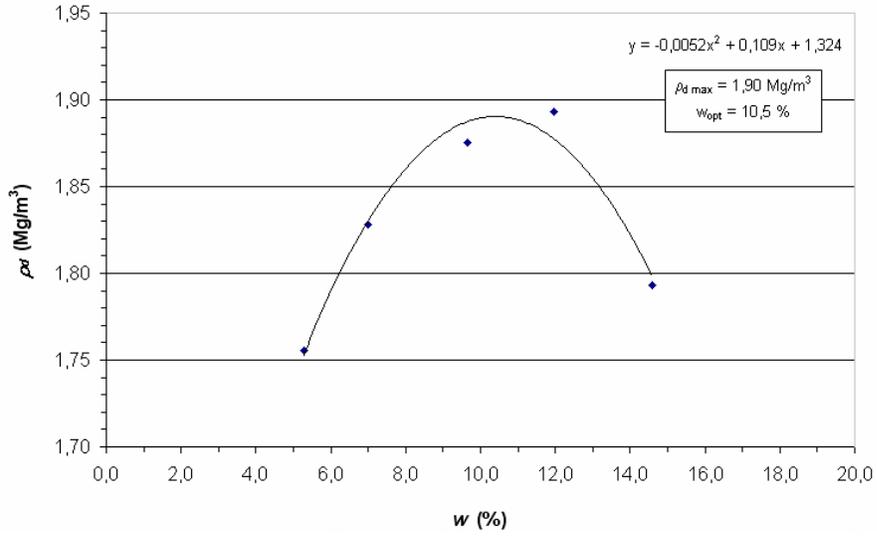
Les modèles que nous avons élaborés peuvent s'appliquer à la plupart des sols québécois. Nous recommandons néanmoins de toujours

privilégier le niveau 3. En effet, le niveau 1 doit être utilisé seulement si les variables explicatives ne peuvent être disponibles ou pour une première approximation. En ce qui a trait aux sols cohérents silteux, les modèles établis ne sont pas recommandés, car les résultats obtenus ne semblent pas représentatifs. Il en va de même pour les sols pulvérulents qui ont un indice de pénétration inférieur à 10 mm/coup, car ces valeurs vont au-delà du domaine d'application des corrélations élaborées.

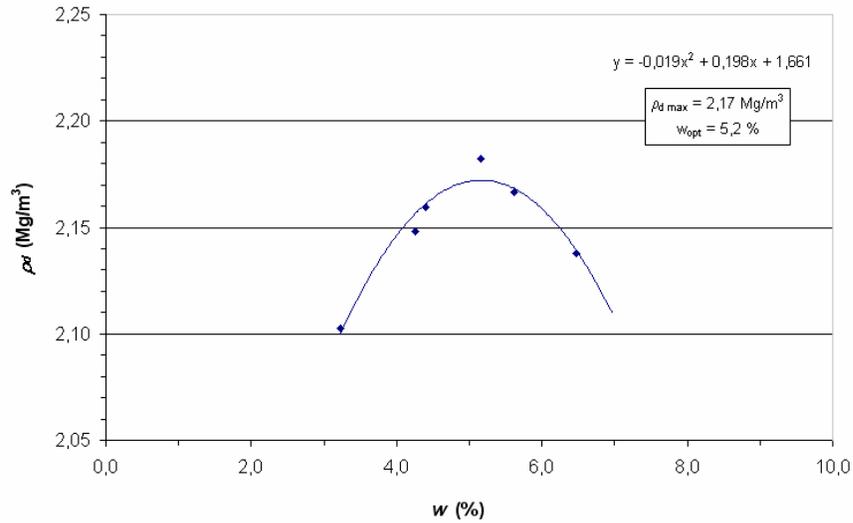
ANNEXE I

COURBES MASSE VOLUMIQUE SÈCHE EN FONCTION DE LA
TENEUR EN EAU (ESSAI PROCTOR MODIFIÉ)

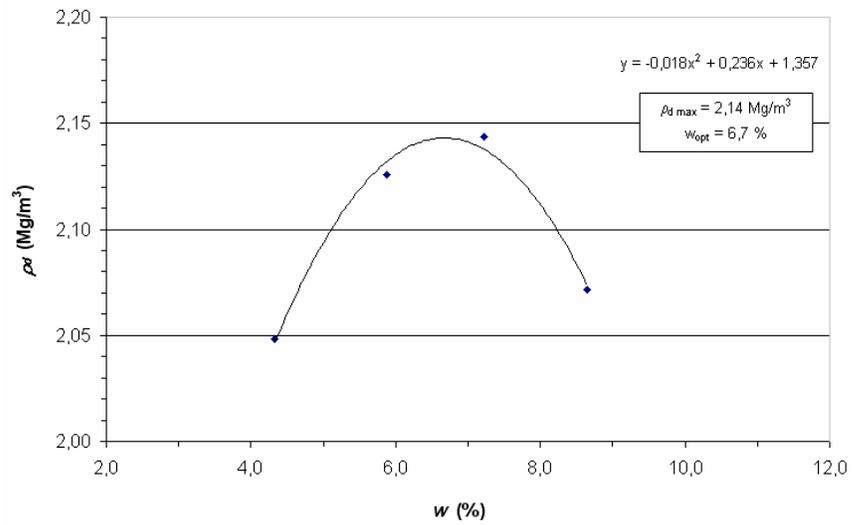
Programme expérimental réalisé en laboratoire



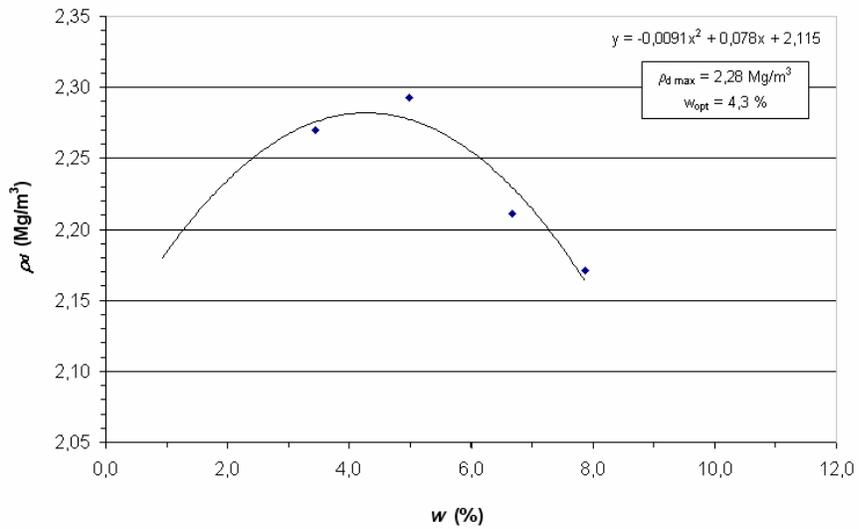
Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (sol SP)



Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (sol GP)

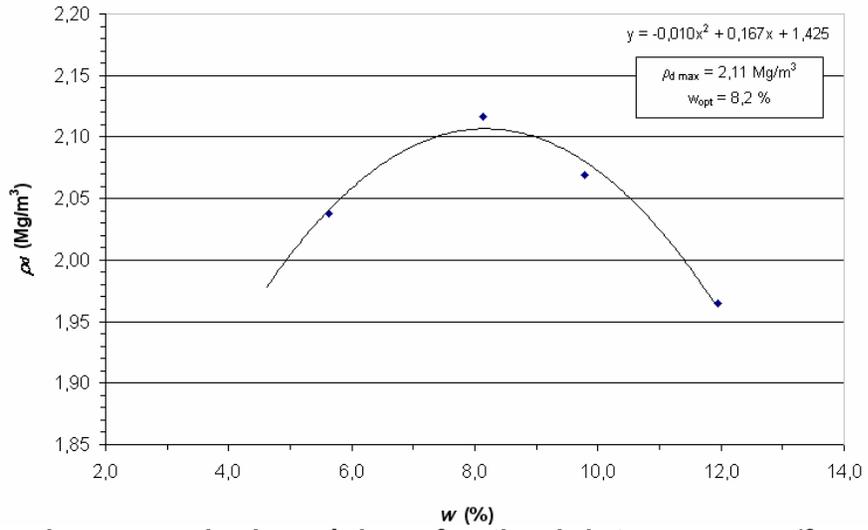


Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (sol SM)

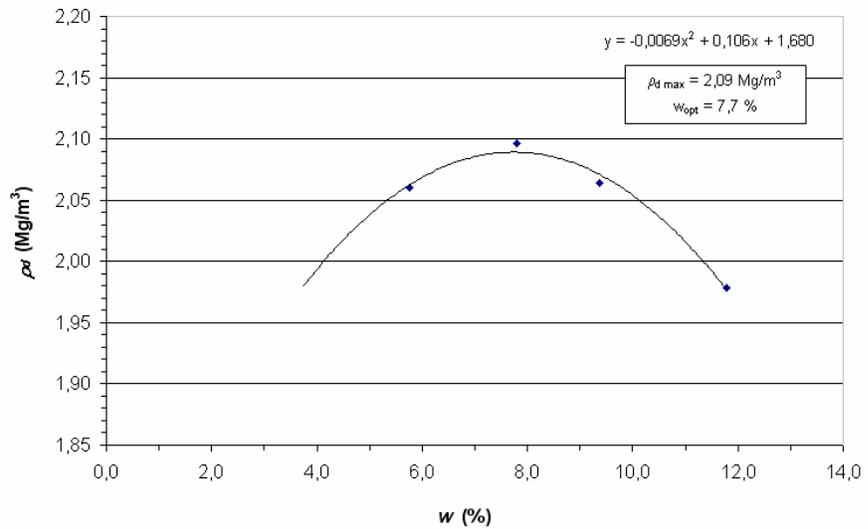


Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (sol GM)

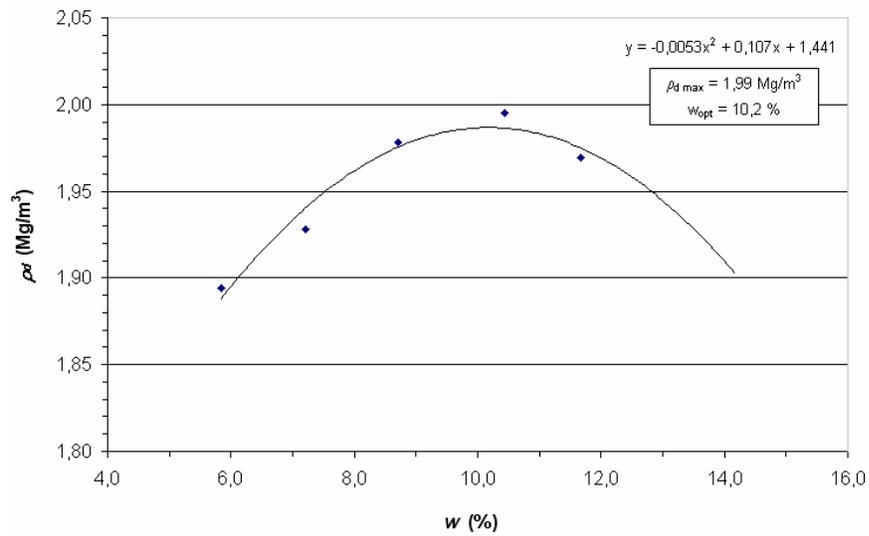
Programme expérimental réalisé sur le terrain — fosses SERUL



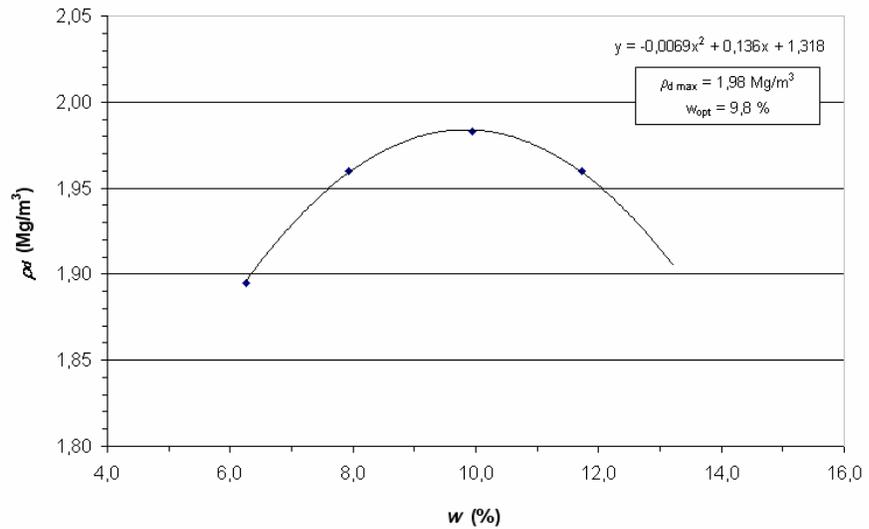
**Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (fosse 1
« point 1 »)**



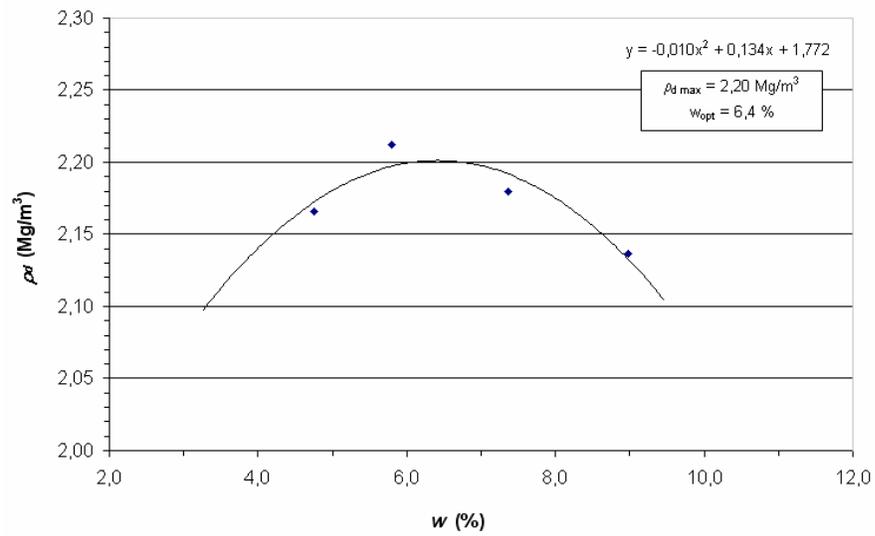
**Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (fosse 1
« point 2 »)**



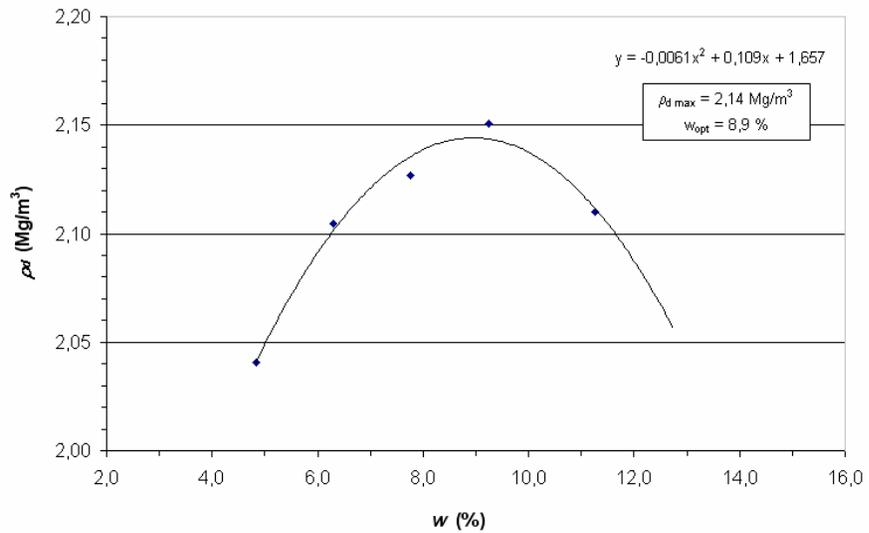
**Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (fosse 2
« point 1 »)**



**Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (fosse 2
« point 2 »)**



Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (fosse 3)

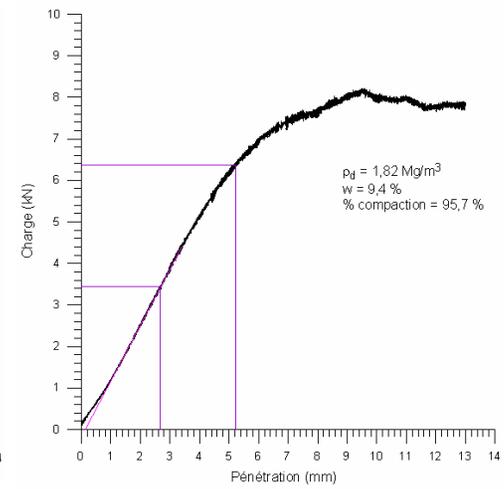
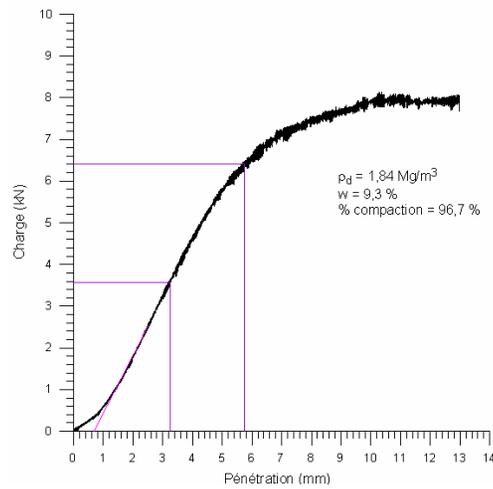
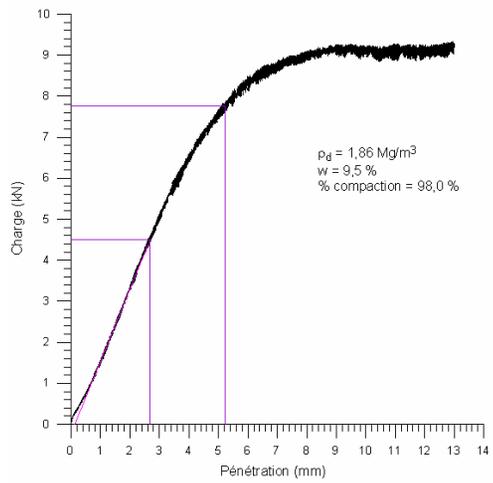


Courbe masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau (fosse 4)

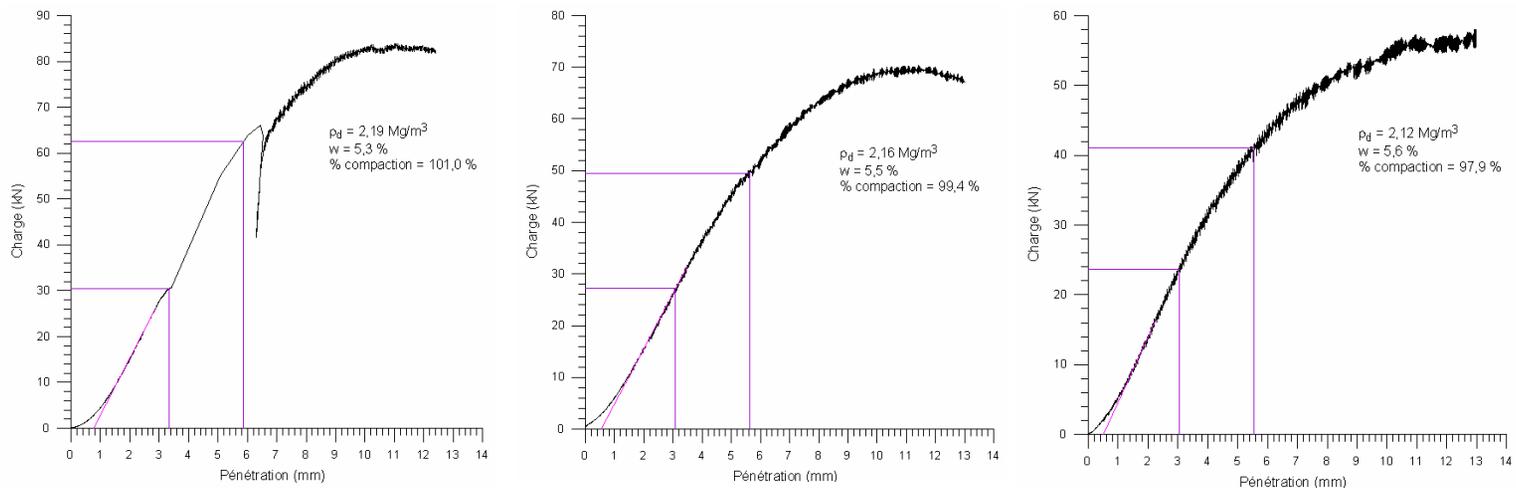
ANNEXE II

COURBES DE LA CHARGE EN FONCTION DE LA
PÉNÉTRATION
(ESSAI CBR)

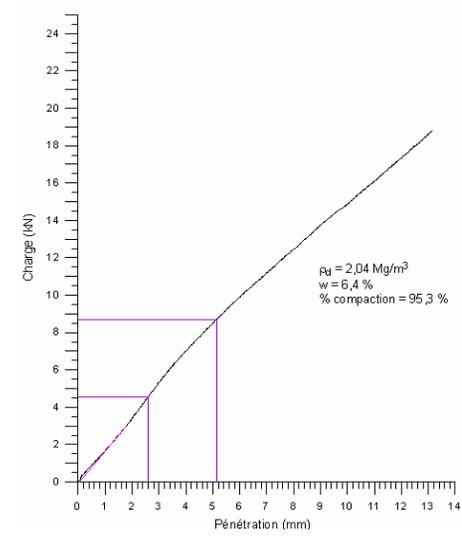
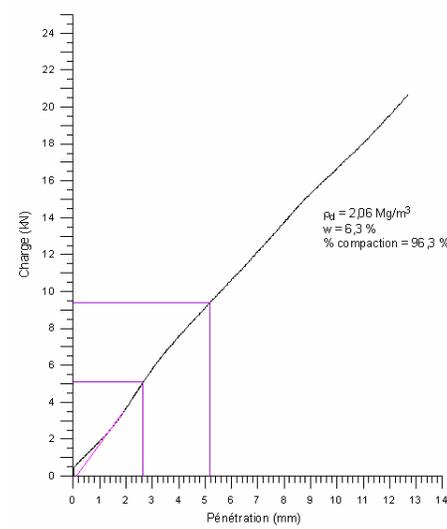
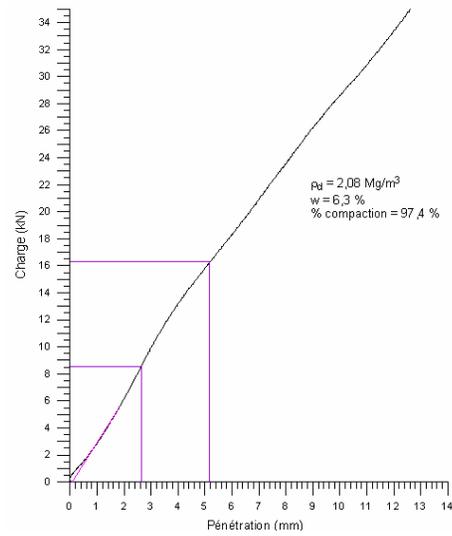
Programme expérimental réalisé en laboratoire



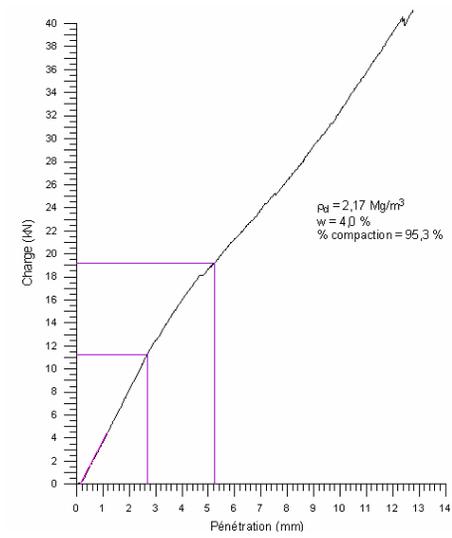
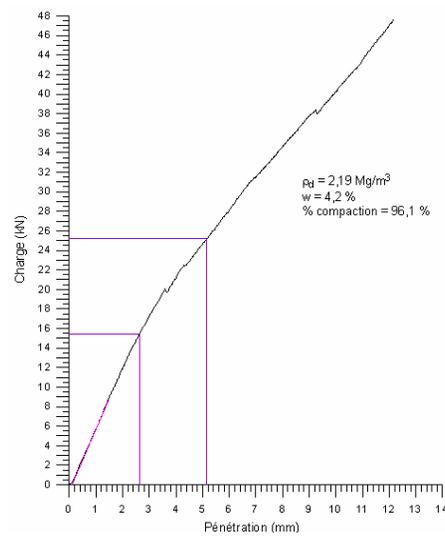
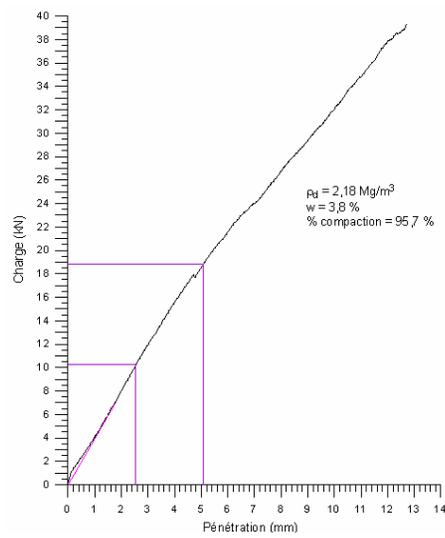
Courbes charge en fonction de la pénétration (sol SP)



Courbes charge en fonction de la pénétration (sol GP)

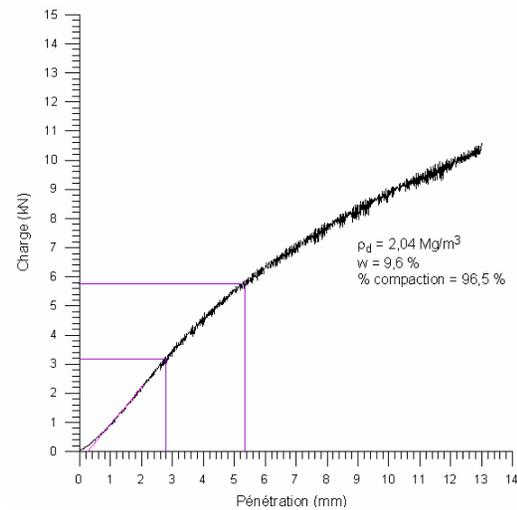
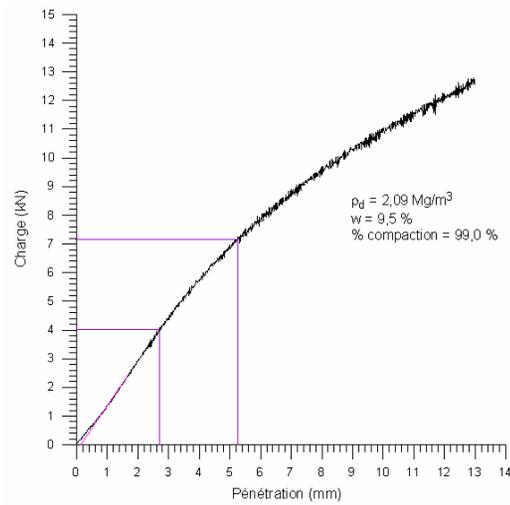


Courbes charge en fonction de la pénétration (sol SM)

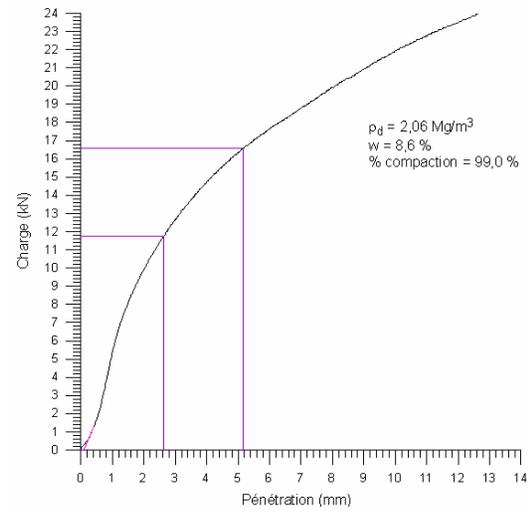
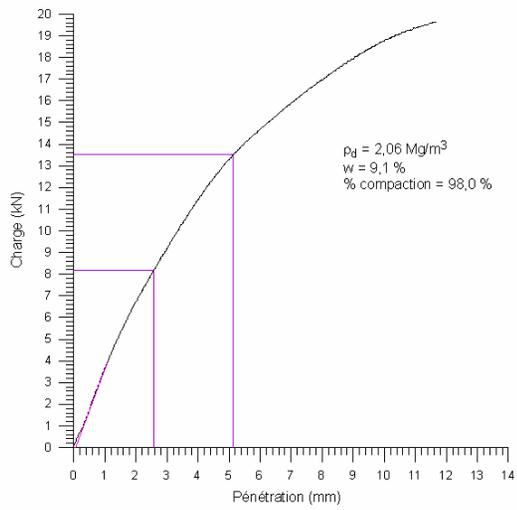


Courbes charge en fonction de la pénétration (sol GM)

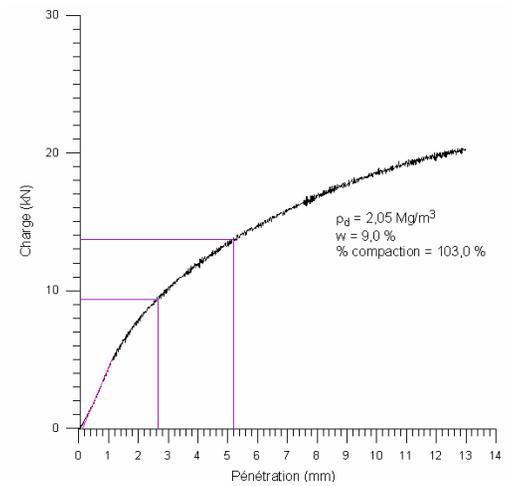
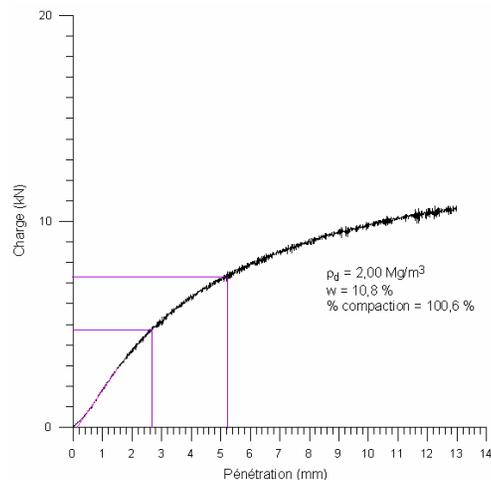
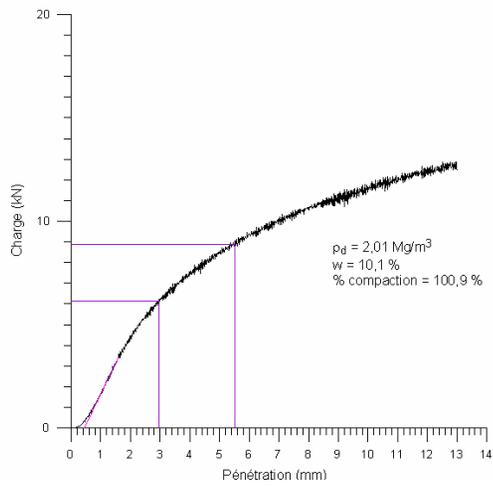
Programme expérimental réalisé sur le terrain — fosses SERUL



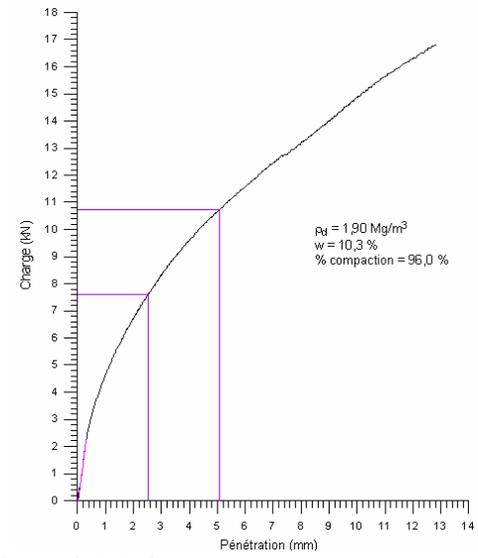
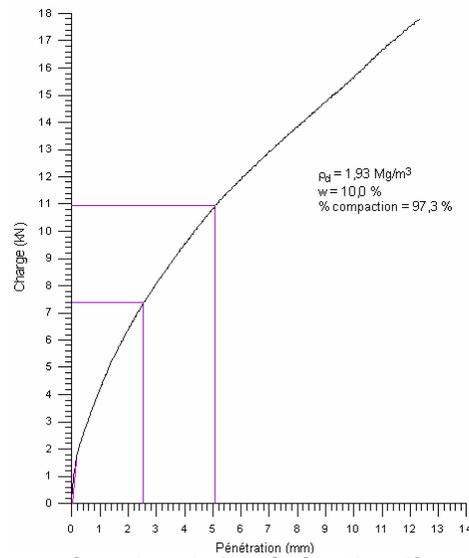
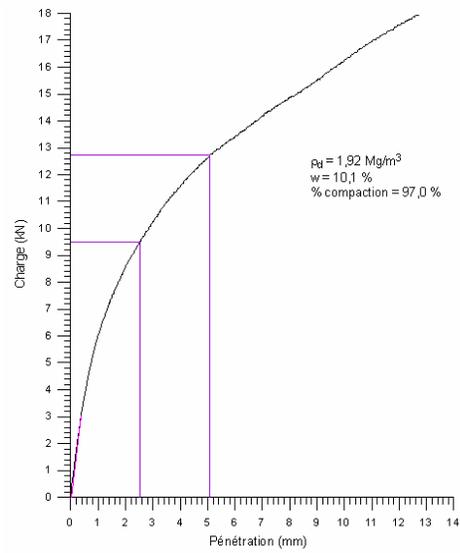
Courbes charge en fonction de la pénétration (fosse 1 « point 1 »)



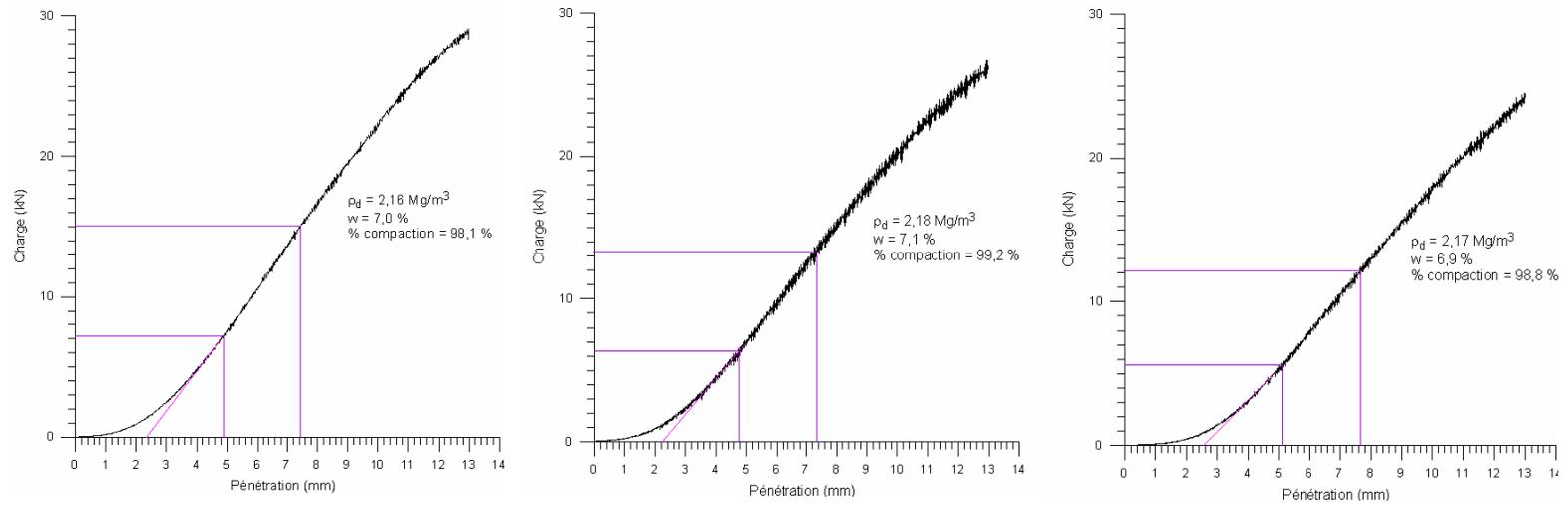
Courbes charge en fonction de la pénétration (fosse 1 « point 2 »)



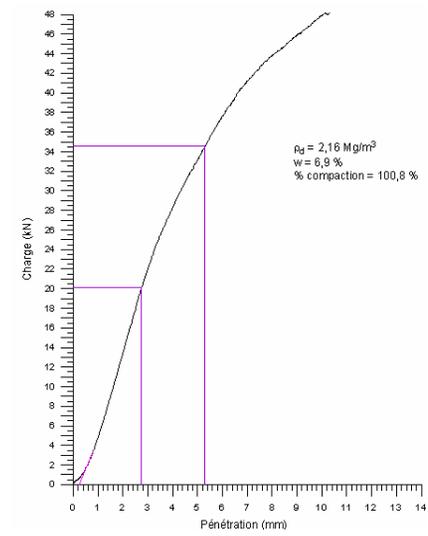
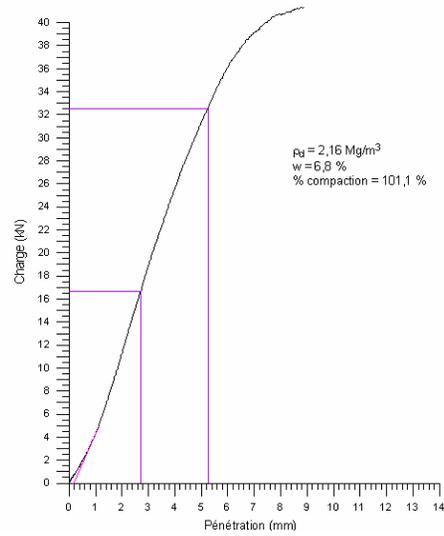
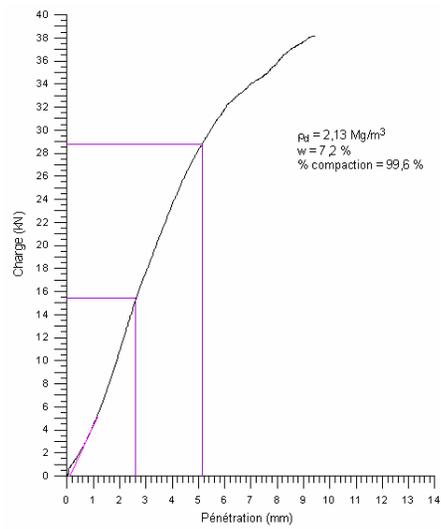
Courbes charge en fonction de la pénétration (fosse 2 « point 1 »)



Courbes charge en fonction de la pénétration (fosse 2 « point 2 »)



Courbes charge en fonction de la pénétration (fosse 3)

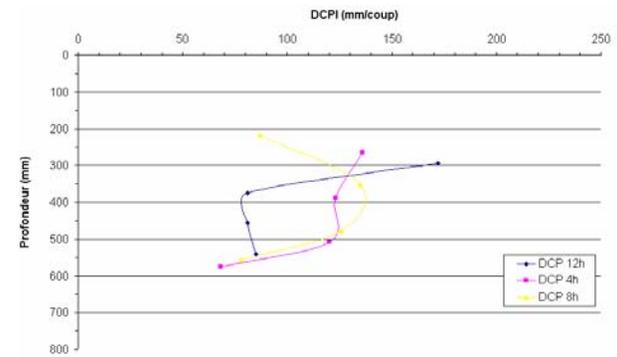


Courbes charge en fonction de la pénétration (fosse 4)

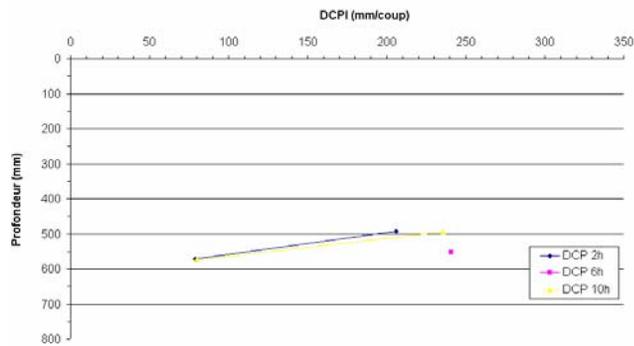
ANNEXE III

COURBES DE L'INDICE DE PÉNÉTRATION EN FONCTION DE
LA PROFONDEUR

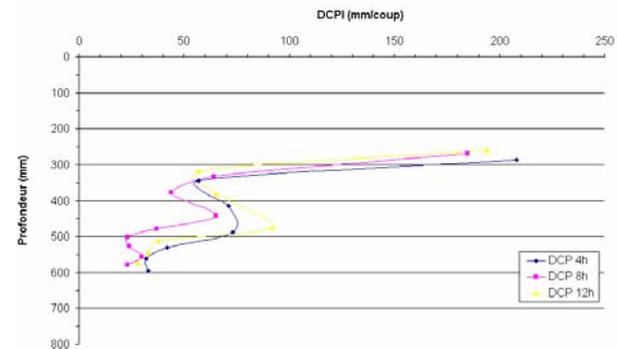
Programme expérimental réalisé en laboratoire



Sol SP « lâche drainé »

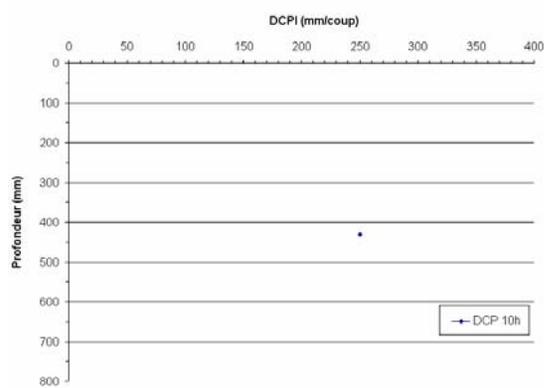


Sol SP « dense saturé »

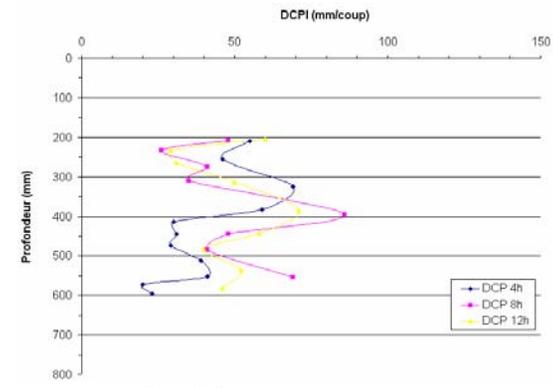


Sol SP « dense drainé »

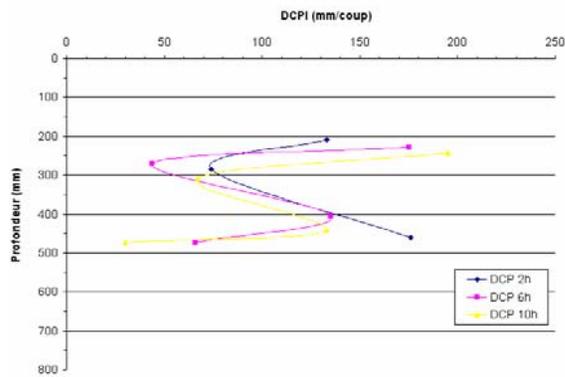
Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (sol SP)



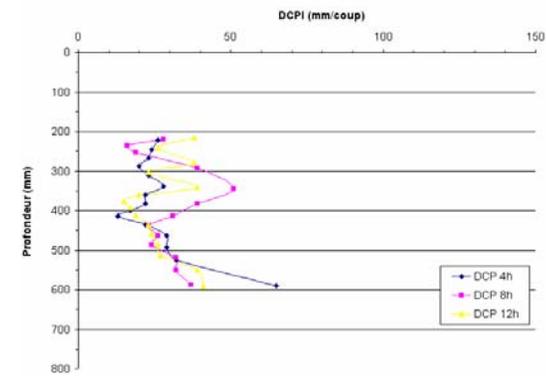
Sol GP « lâche saturé »



Sol GP « lâche drainé »

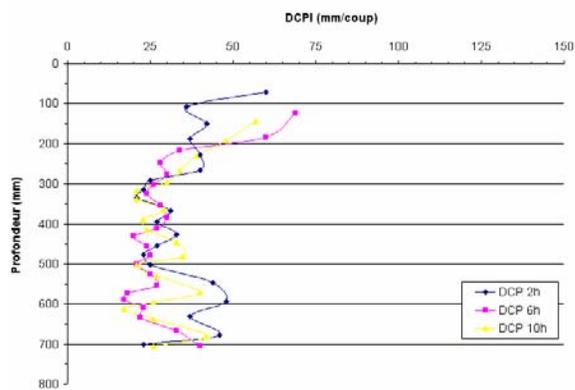


Sol GP « dense saturé »

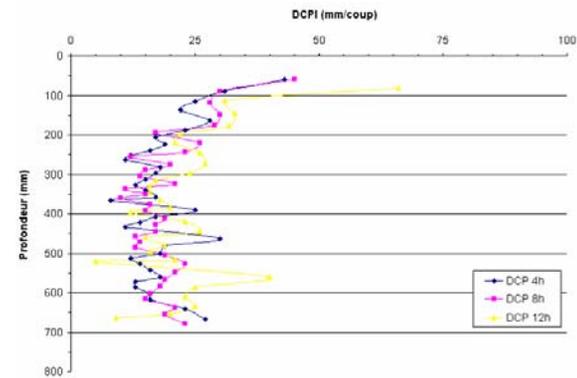


Sol GP « dense drainé »

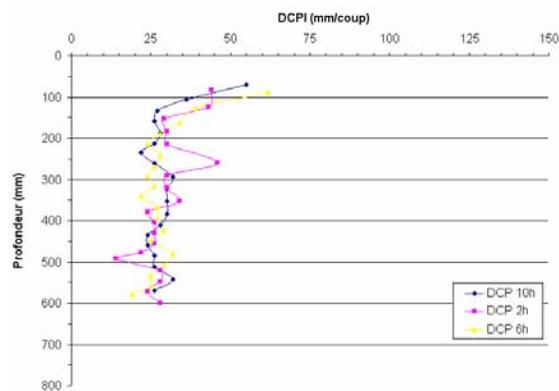
Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (sol GP)



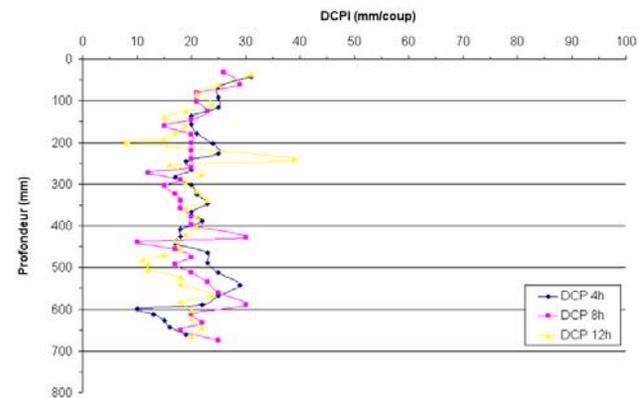
Sol SM « lâche saturé »



Sol SM « lâche drainé »

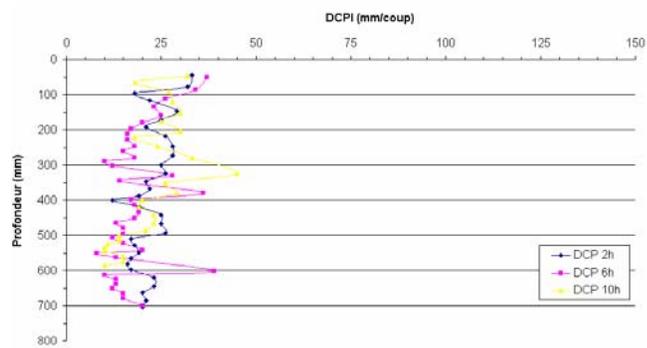


Sol SM « dense saturé »

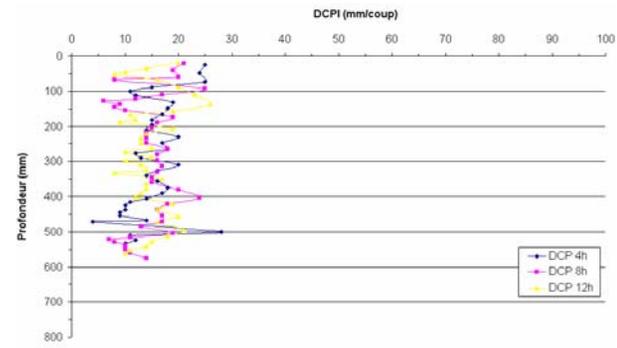


Sol SM « dense drainé »

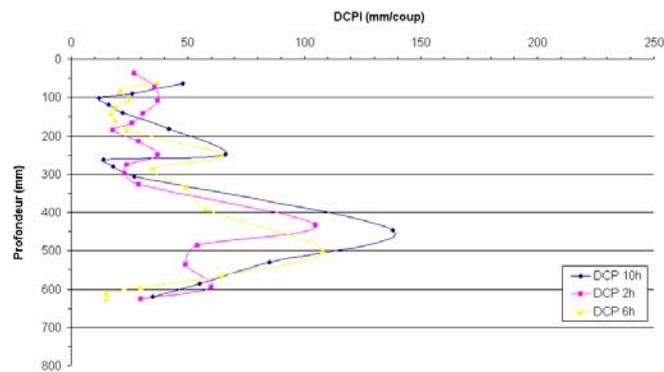
Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (sol SM)



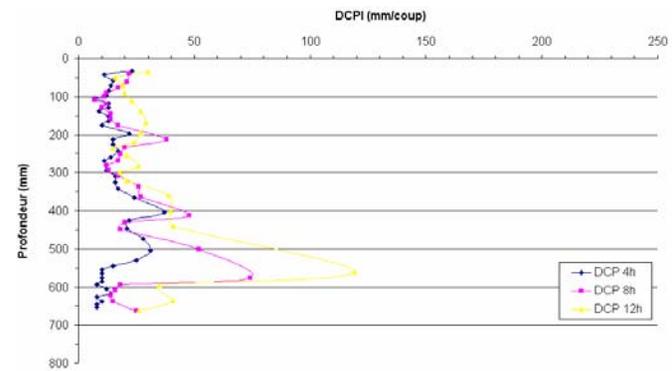
Sol GM « lâche saturé »



Sol GM « lâche drainé »



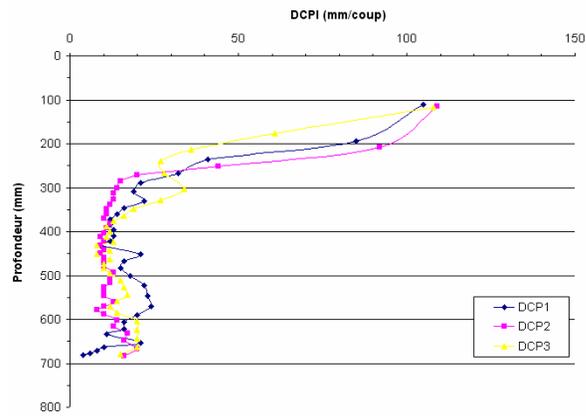
Sol GM « dense saturé »



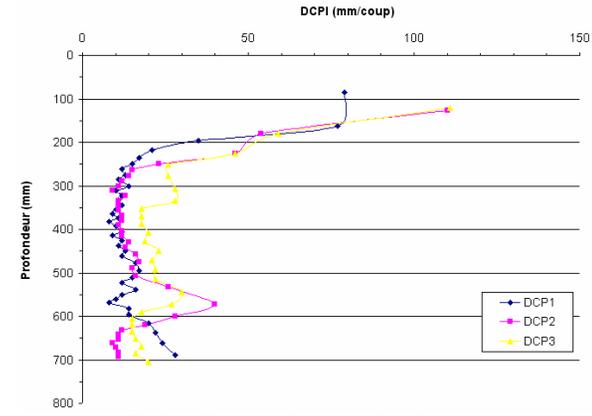
Sol GM « dense drainé »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (sol GM)

Programme expérimental réalisé sur le terrain — sites à sol cohérent

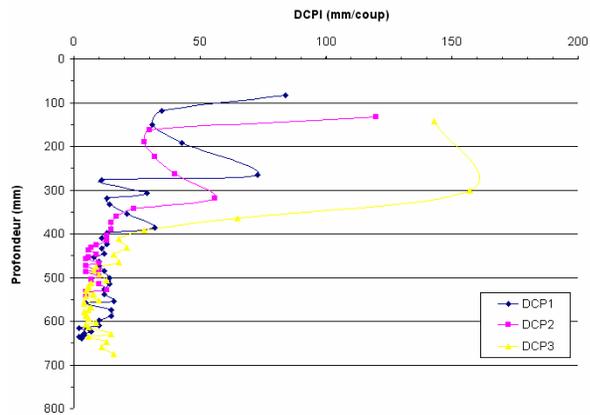


Saint-Augustin « point bas »

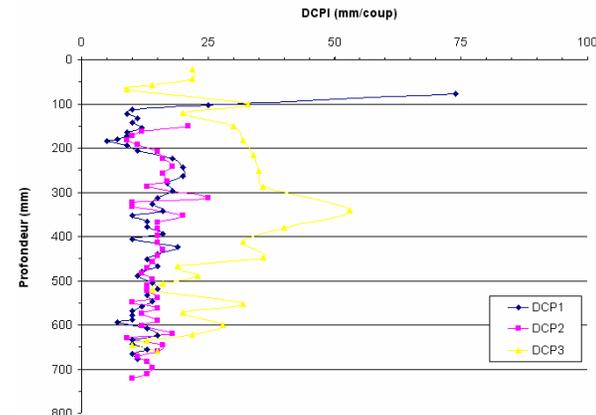


Saint-Augustin « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Augustin)

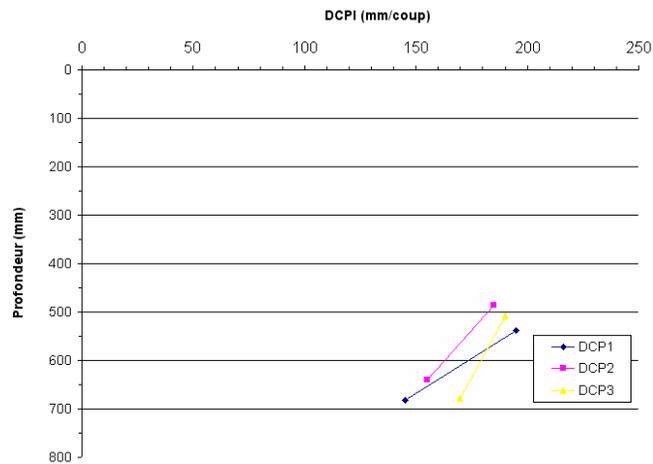


Saint-Martin « point bas »

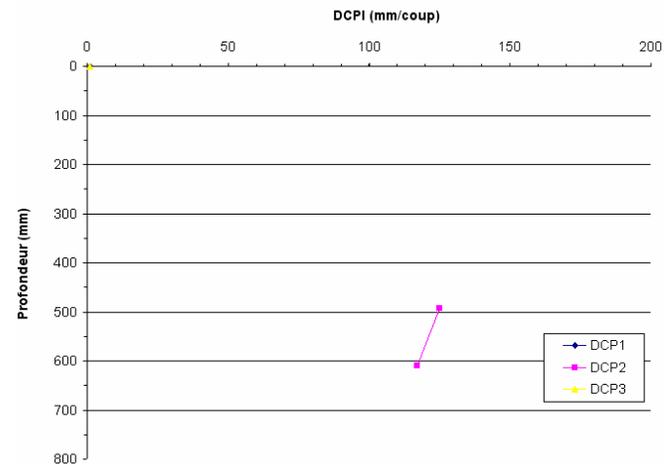


Saint-Martin « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Martin)

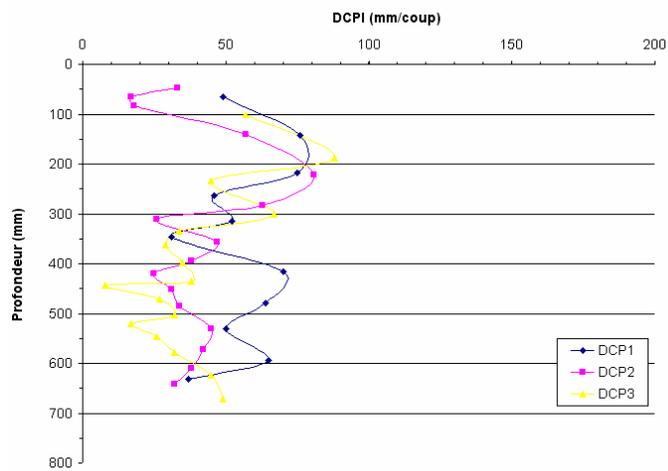


Saint-Alban « point bas »

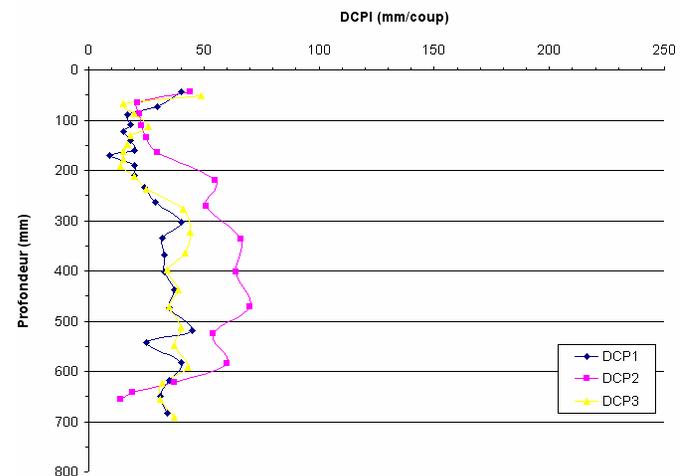


Saint-Alban « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Alban)

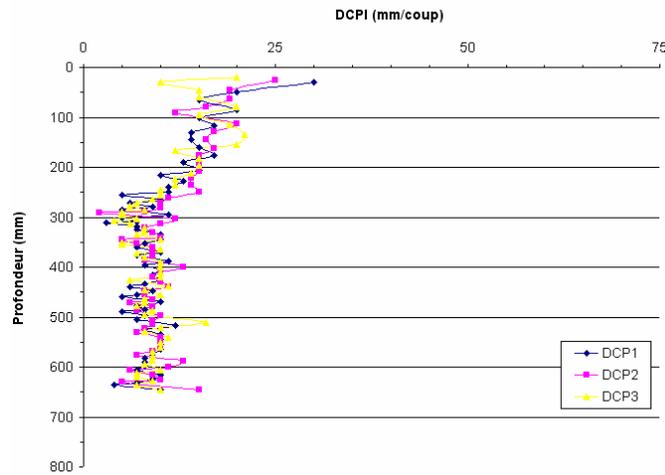


Donnacona « point bas »

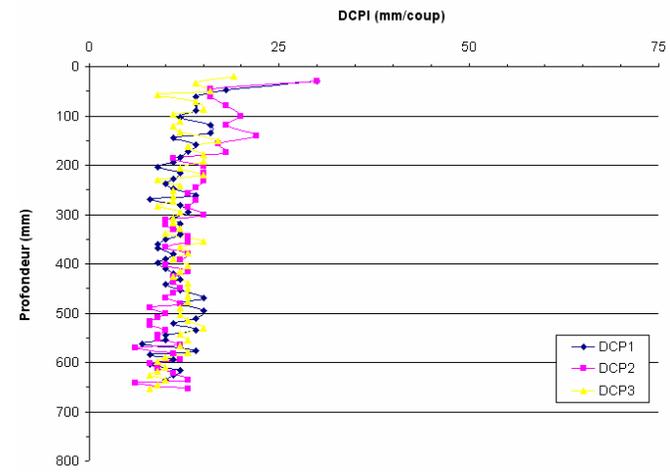


Donnacona « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Donnacona)

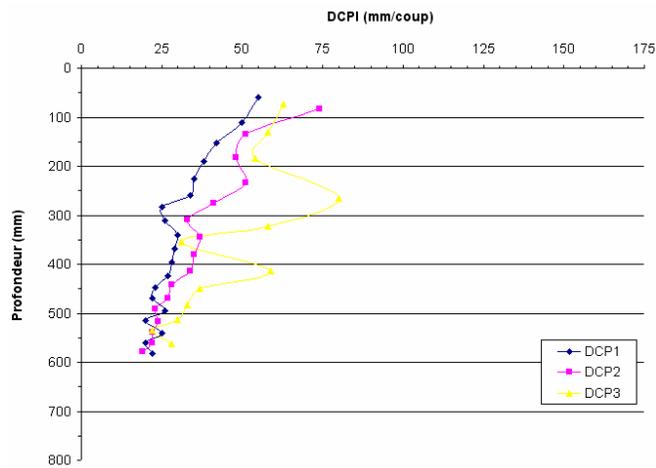


Saint-Raymond « point bas »

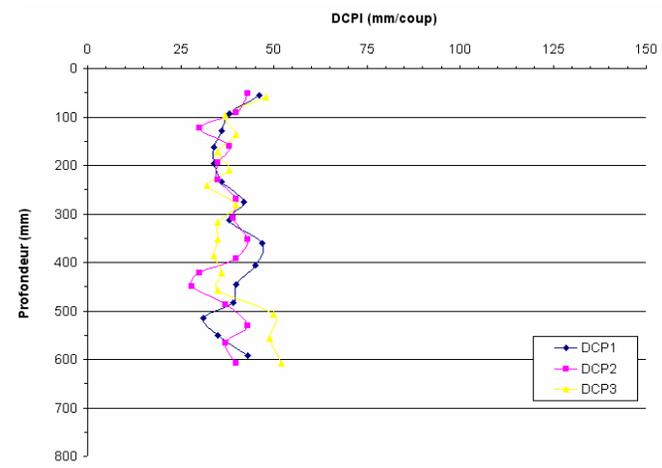


Saint-Raymond « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Raymond)

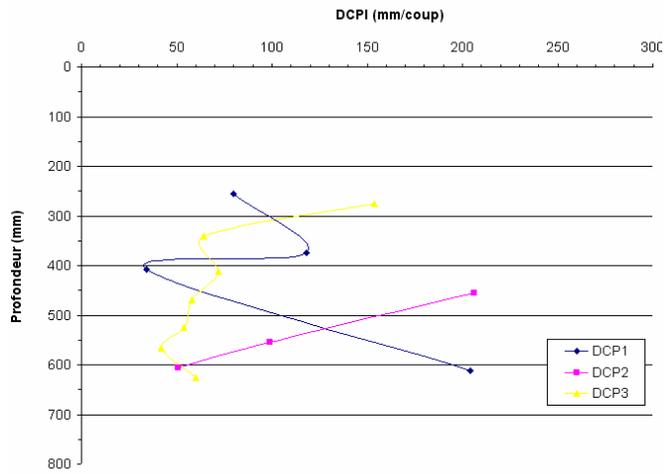


Saint-Narcisse « point bas »

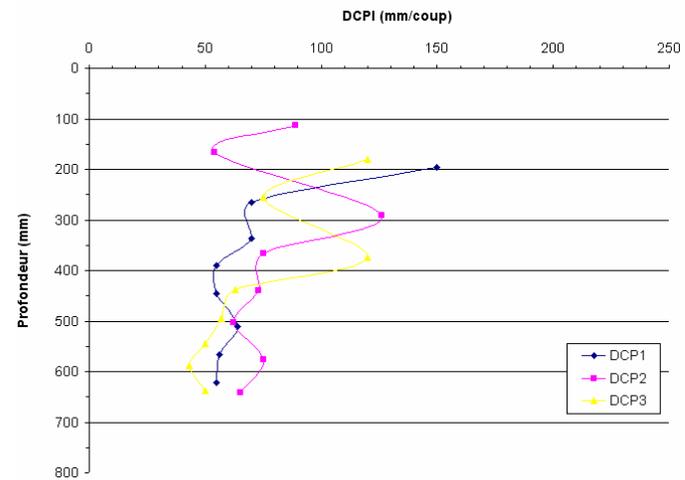


Saint-Narcisse « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Narcisse)

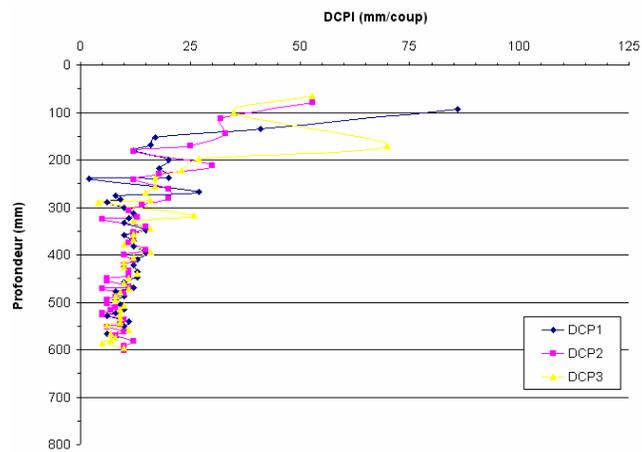


Saint-Maurice « point bas »

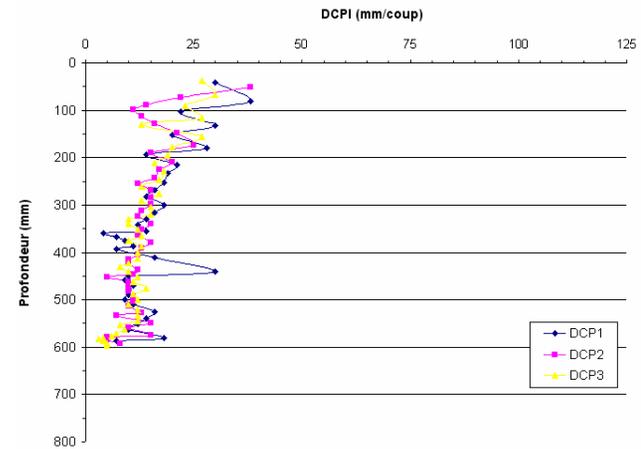


Saint-Maurice « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Maurice)

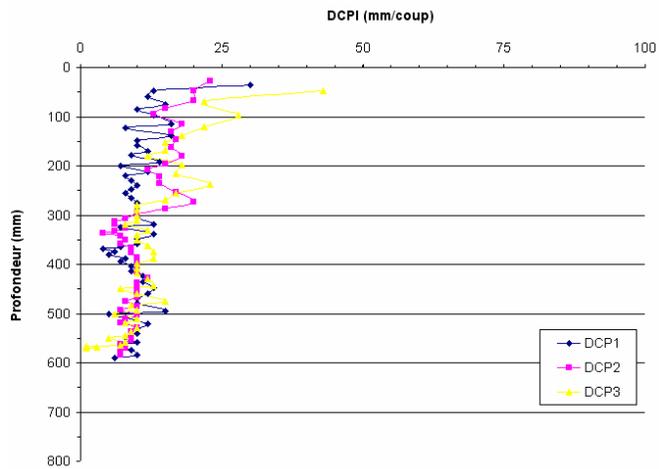


Saint-Célestin « point bas »

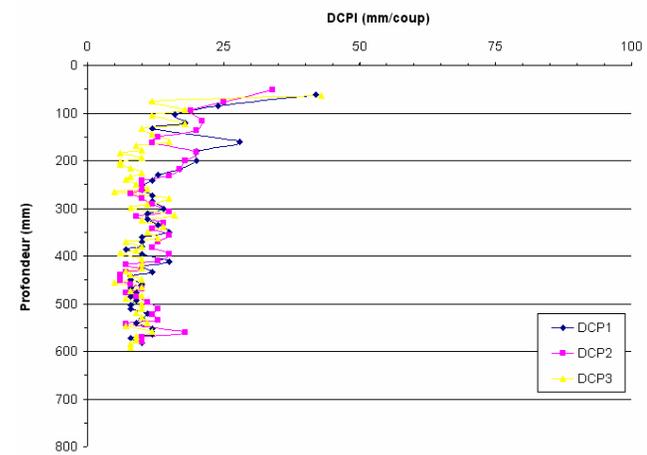


Saint-Célestin « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Célestin)

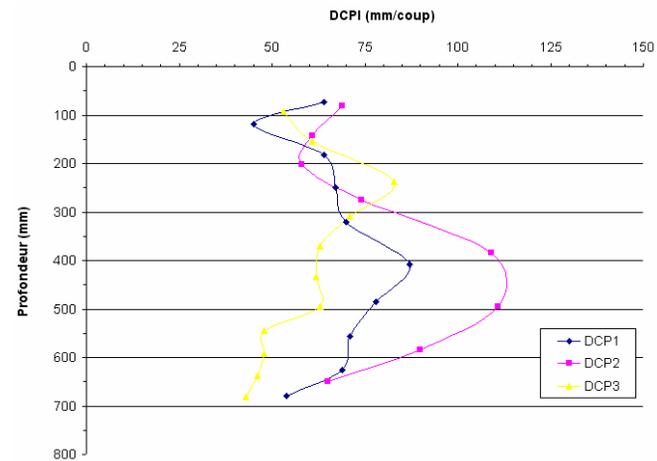


Stoneham « point bas »



Stoneham « point haut »

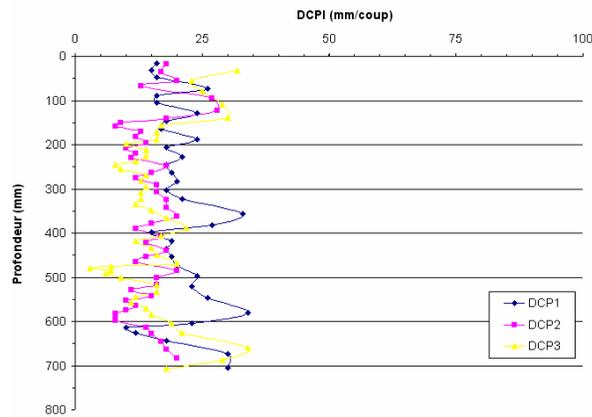
Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Stoneham)



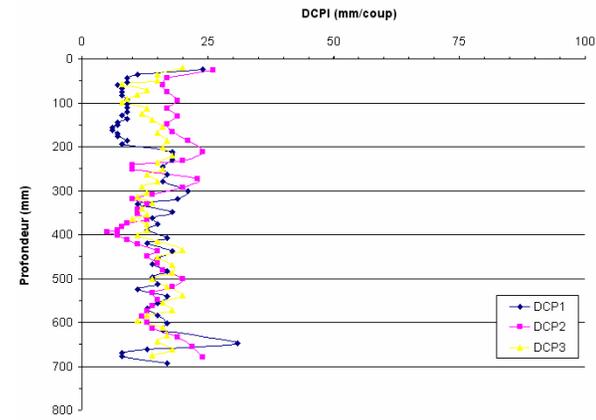
Saint-Célestin 2 « point haut »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (Saint-Célestin 2)

Programme expérimental réalisé sur le terrain — fosses SERUL

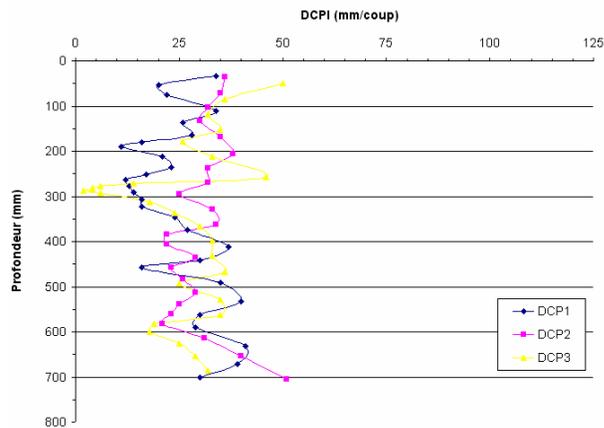


Fosse 1 « point 1 »

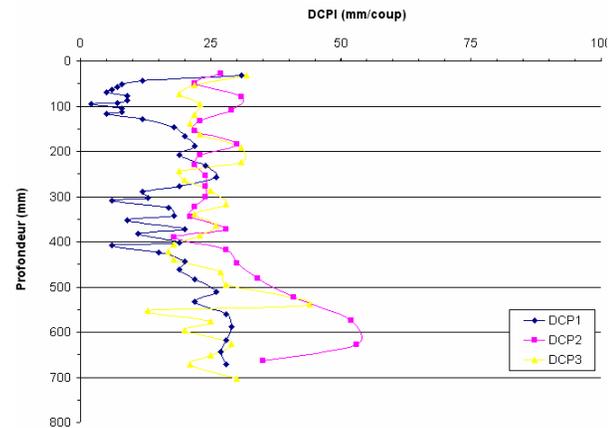


Fosse 1 « point 2 »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (fosse 1)

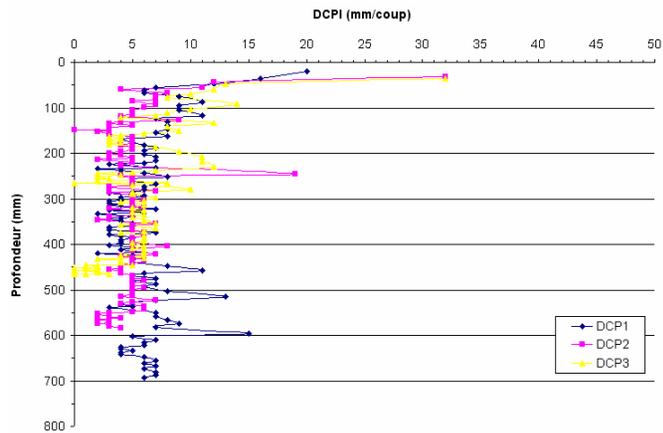


Fosse 2 « point 1 »

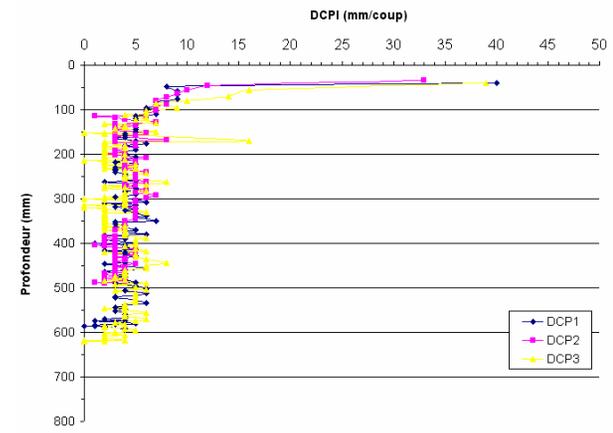


Fosse 2 « point 2 »

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (fosse 2)



Fosse 3



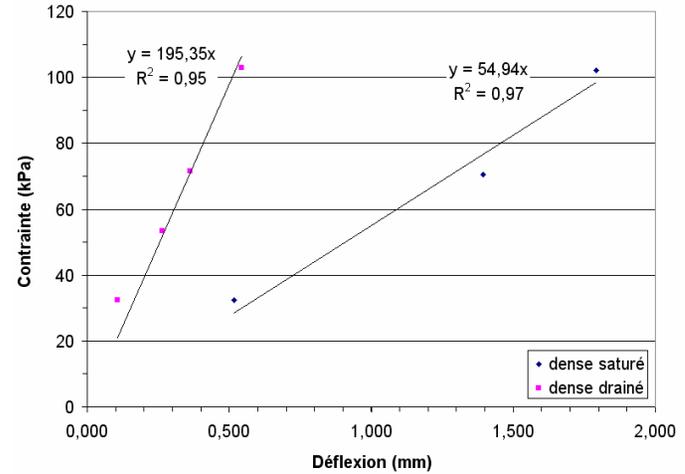
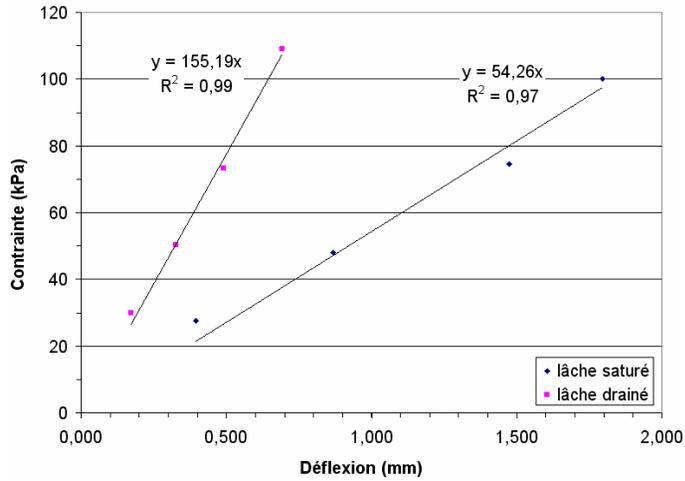
Fosse 4

Courbes indice de pénétration en fonction de la profondeur (fosse 3 et 4)

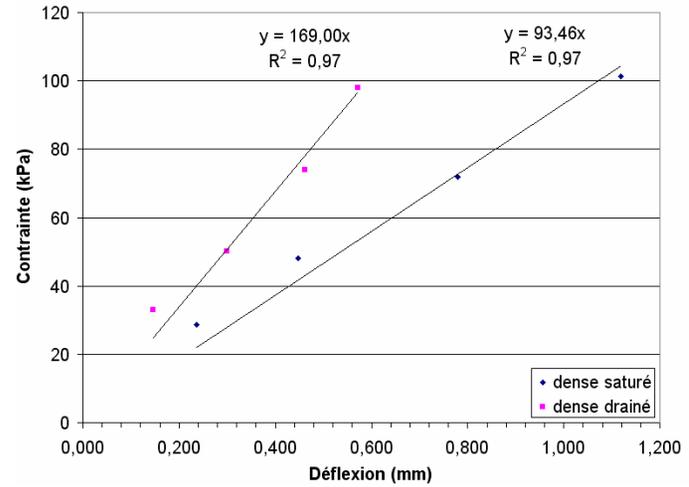
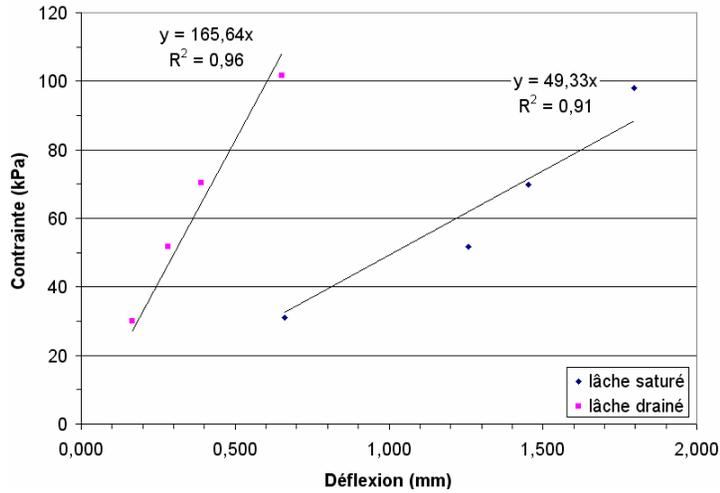
ANNEXE IV

COURBES DE LA CONTRAINTE EN FONCTION DE LA
DÉFLEXION

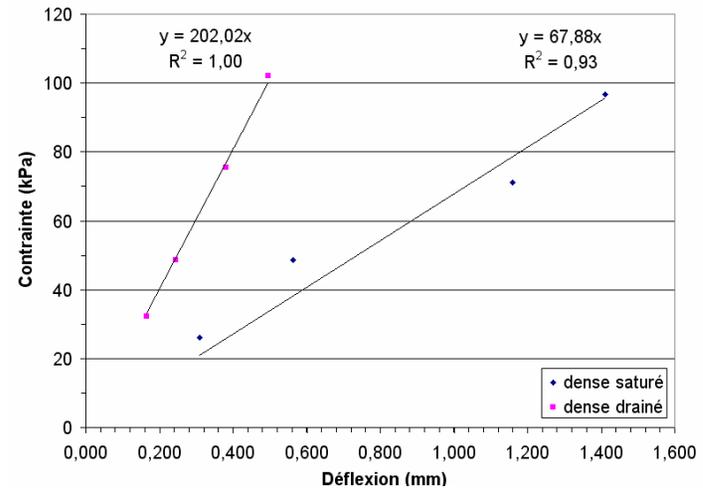
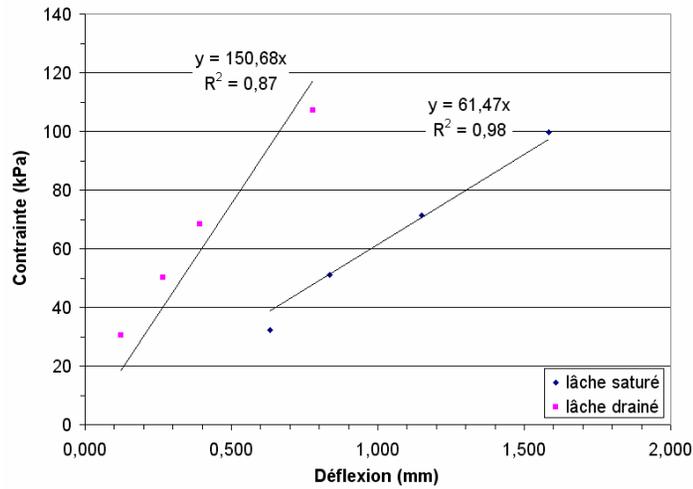
Programme expérimental réalisé en laboratoire



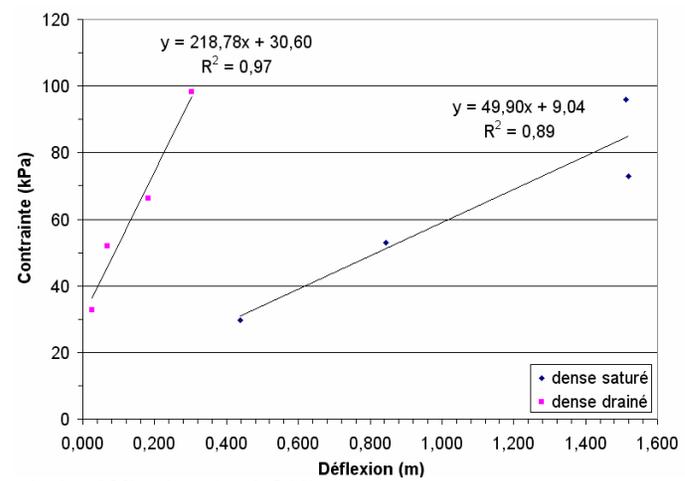
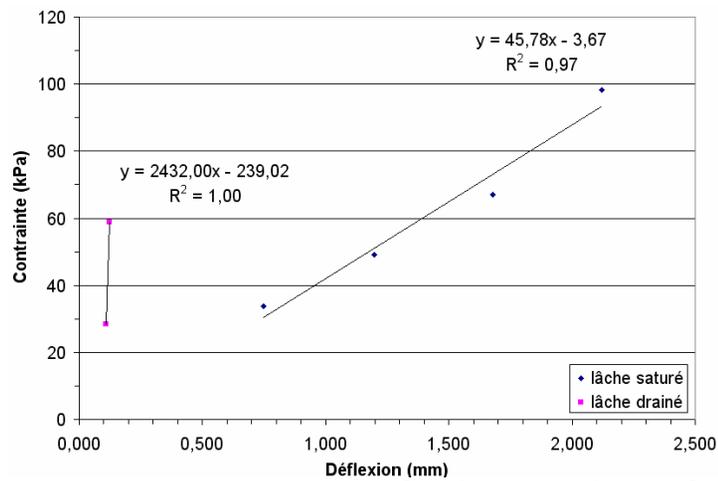
Courbes contrainte en fonction de la déflexion (sol SP)



Courbes contrainte en fonction de la déflexion (sol GP)

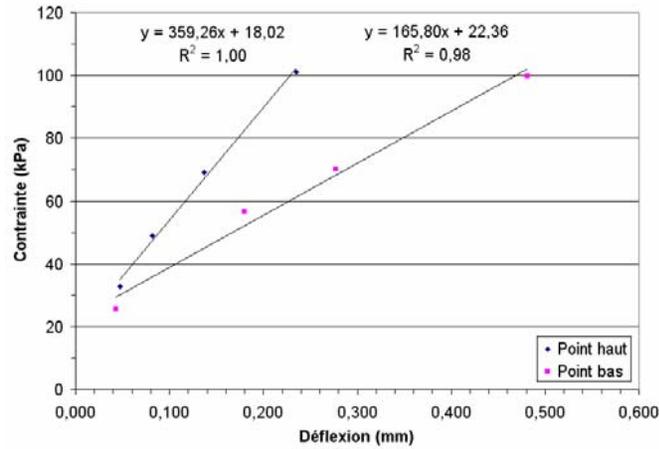


Courbes contrainte en fonction de la déflexion (sol SM)

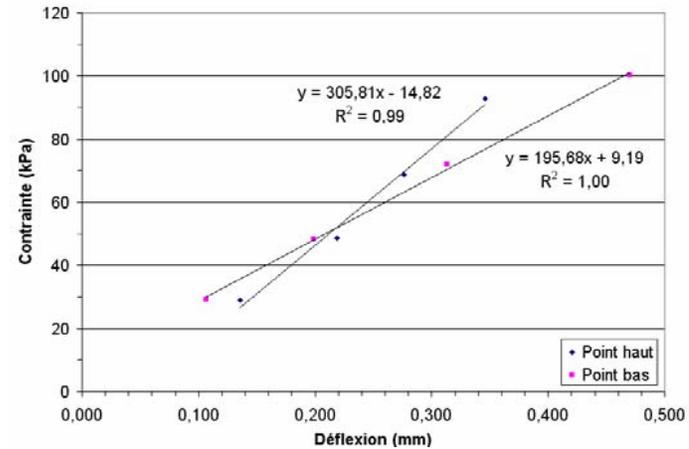


Courbes contrainte en fonction de la déflexion (sol GM)

Programme expérimental réalisé sur le terrain — sites à sol cohérent

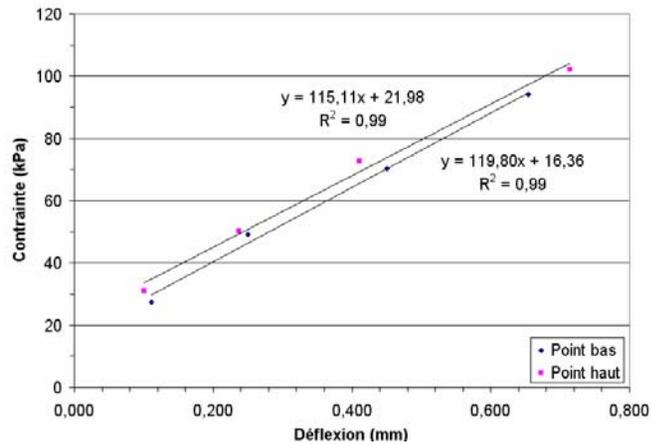


Saint-Martin

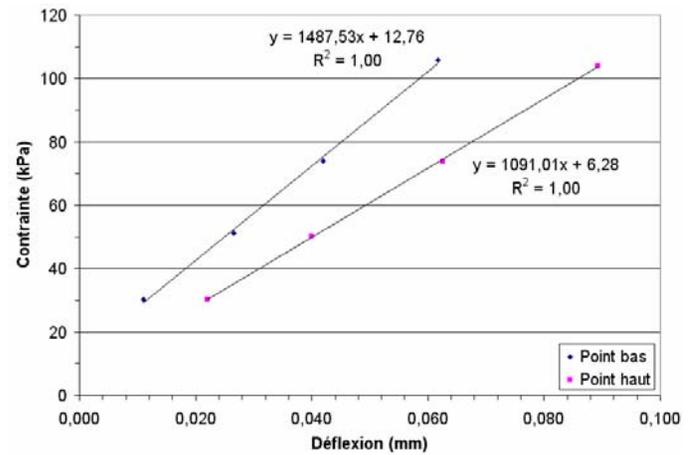


Saint-Alban

Courbes contrainte en fonction de la déflexion (Saint-Martin et Saint-Alban)

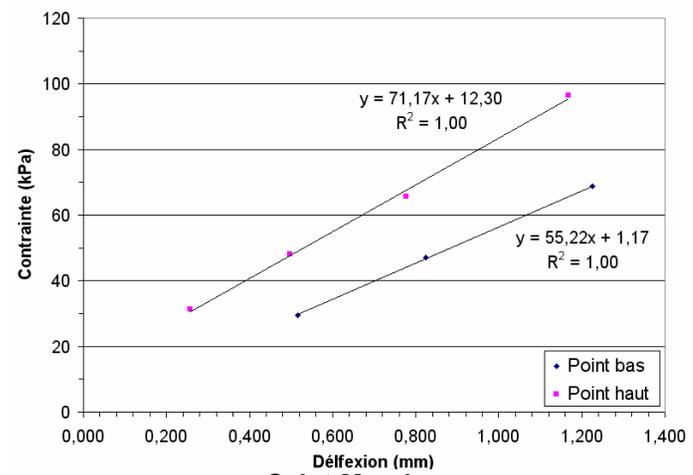
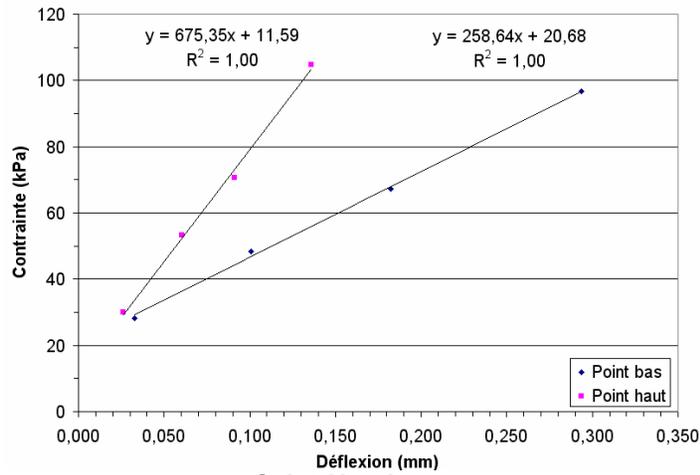


Donnacona

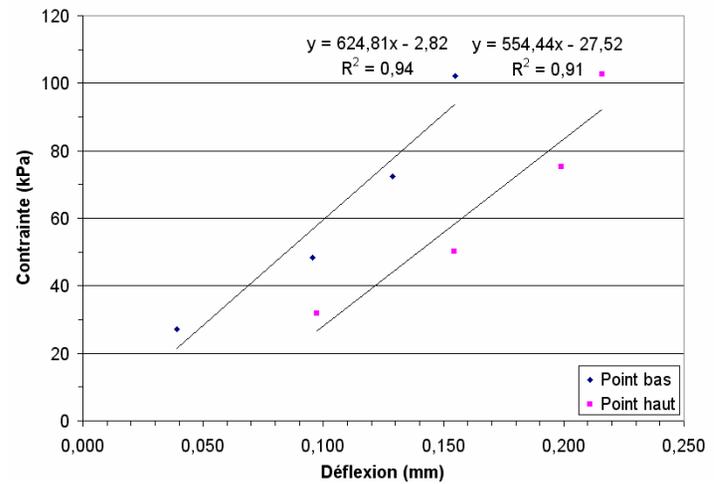
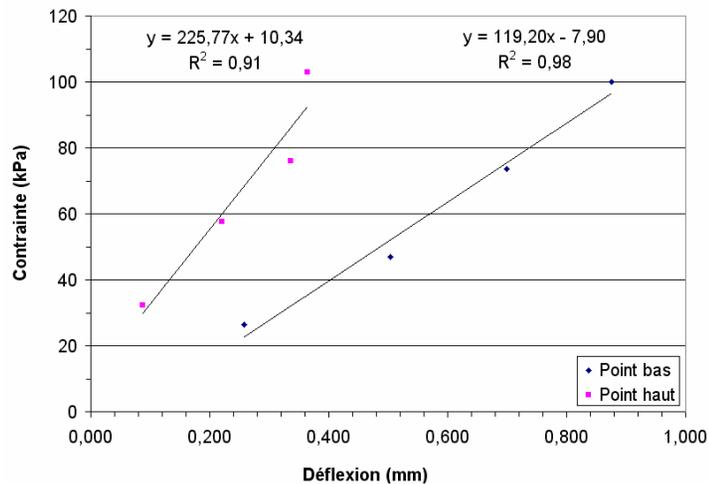


Saint-Raymond

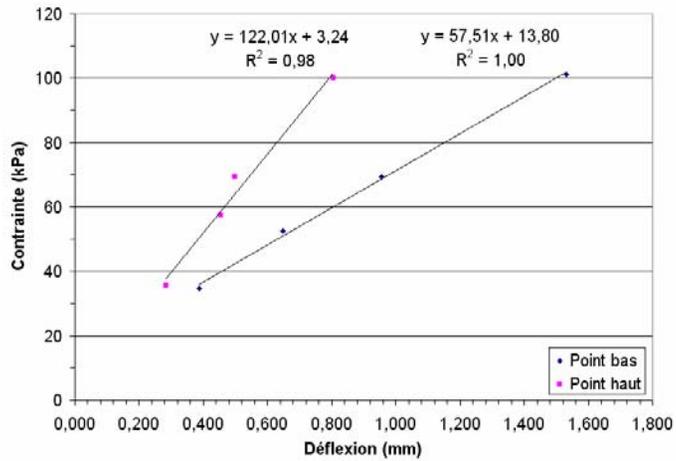
Courbes contrainte - déflexion (Donnacona et Saint-Raymond)



Saint-Narcisse
Saint-Maurice
 Courbes contrainte en fonction de la déflexion (Saint-Narcisse et Saint-Maurice)



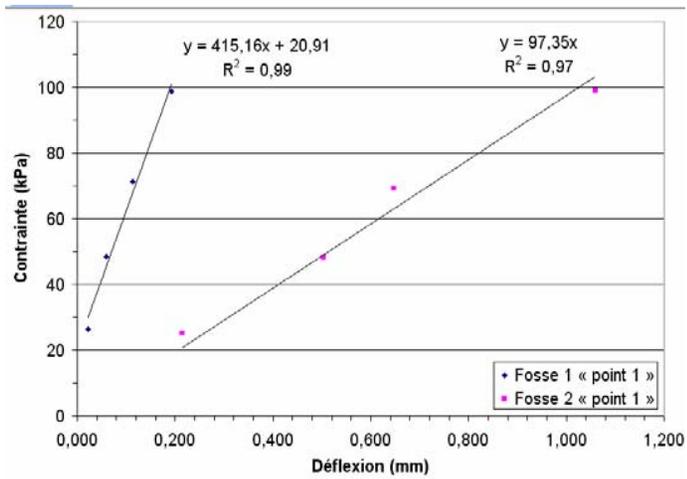
Saint-Célestin
Stoneham
 Courbes contrainte en fonction de la déflexion (Saint-Célestin et Stoneham)



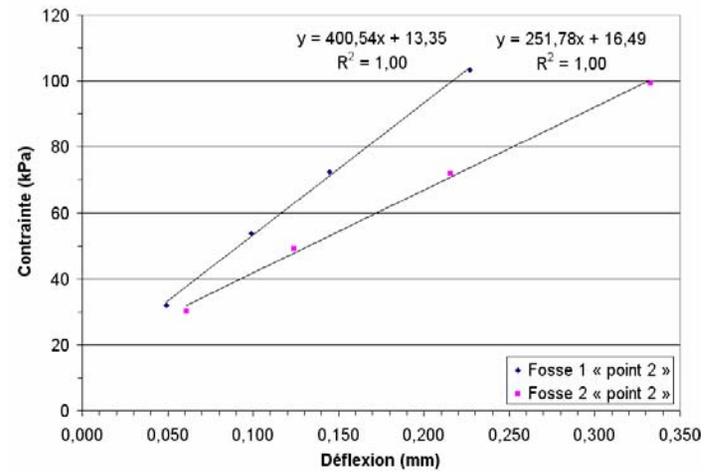
Saint-Célestin 2

Courbes contrainte en fonction de la déflexion (Saint-Célestin 2)

Programme expérimental réalisé sur le terrain — fosses SERUL

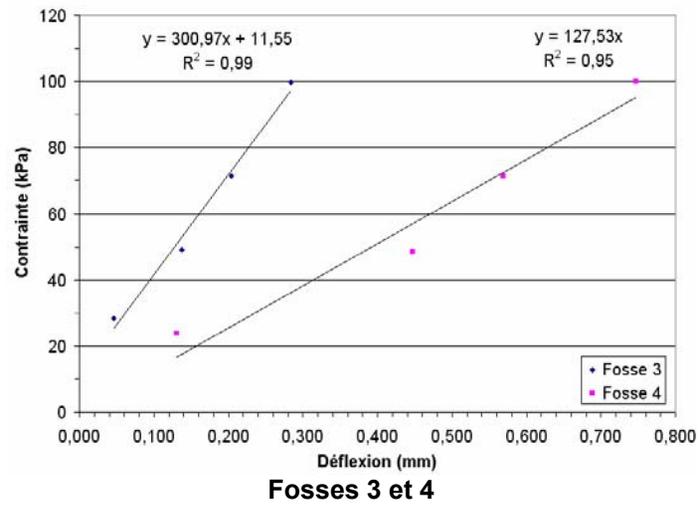


Fosse 1 « point 1 » et fosse 2 « point 1 »



Fosse 1 « point 2 » et fosse 2 « point 2 »

Courbes contrainte en fonction de la déflexion (fosses 1 et 2)

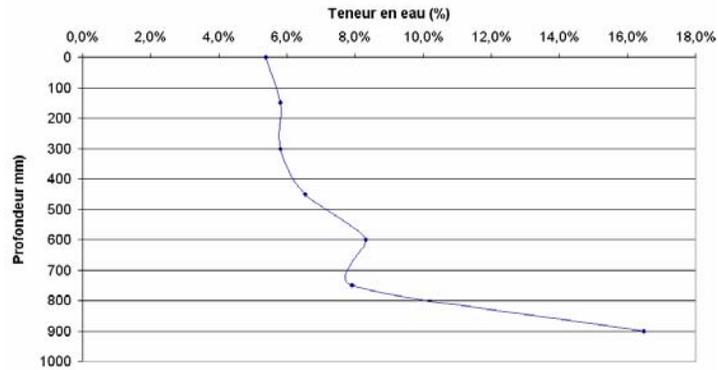


Fosses 3 et 4
Courbes contrainte en fonction de la déflexion (fosses 3 et 4)

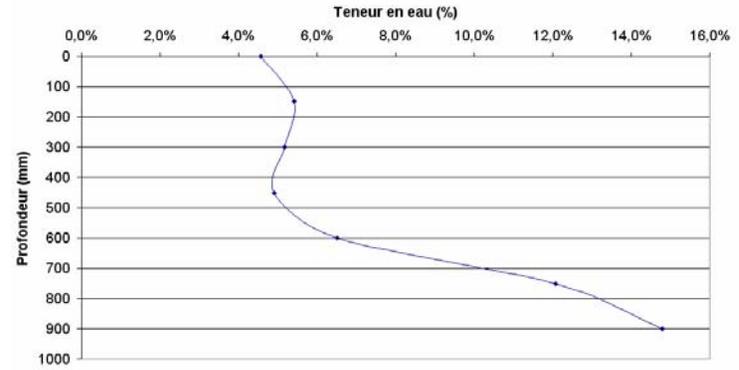
ANNEXE V

GRADIENTS DE TENEUR EN EAU

Programme expérimental réalisé en laboratoire

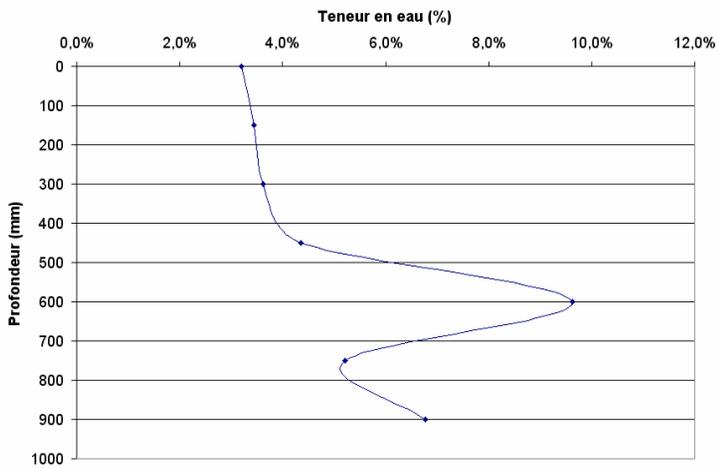


Sol SP « lâche drainé »

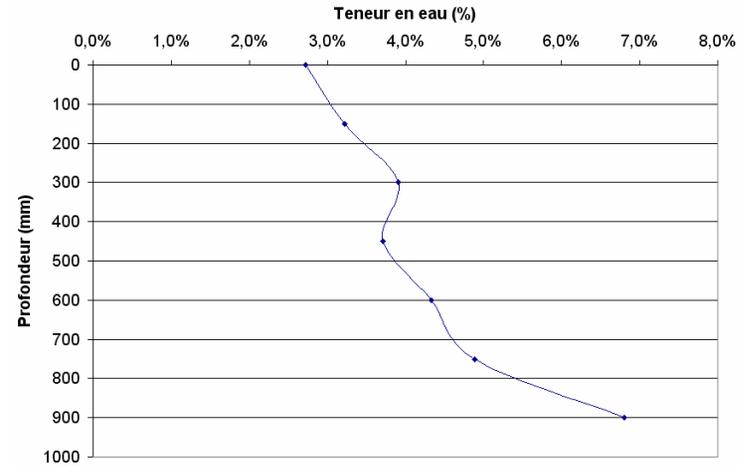


Sol SP « dense drainé »

Gradients de teneur en eau (sol SP)

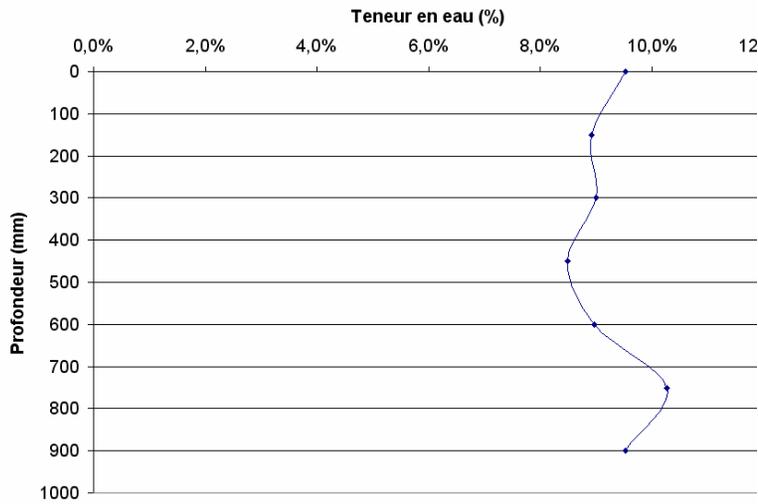


Sol GP « lâche drainé »

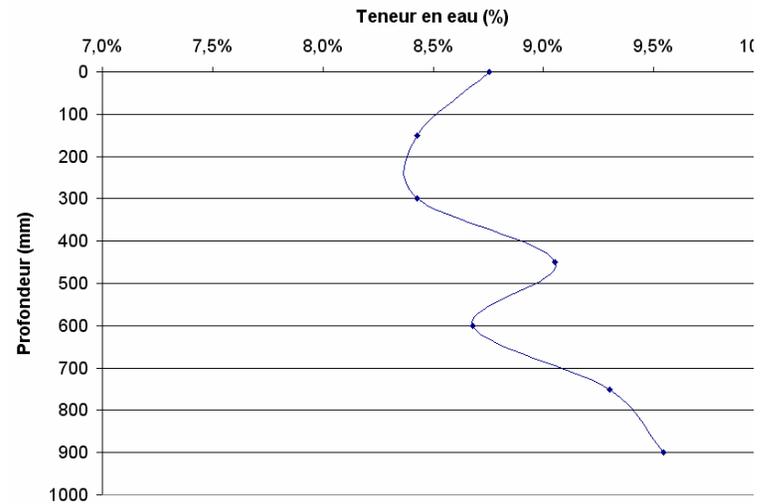


Sol GP « dense drainé »

Gradients de teneur en eau (sol GP)

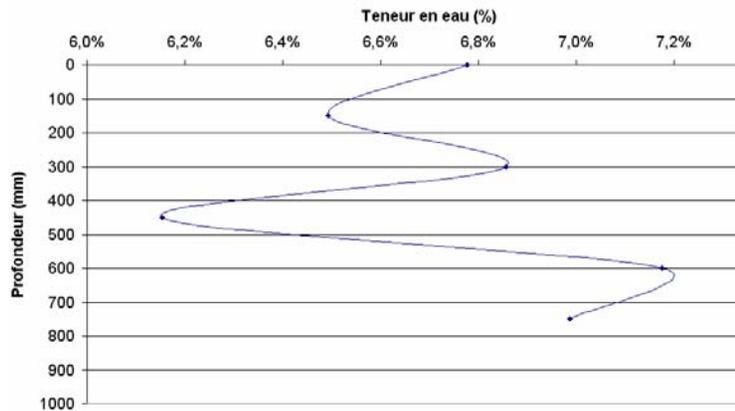


Sol SM « lâche drainé »

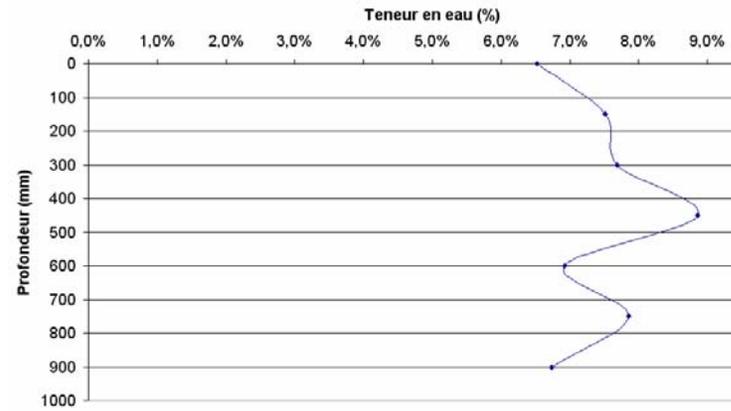


Sol SM « dense drainé »

Gradients de teneur en eau (sol SM)



Sol GM « lâche drainé »



Sol GM « dense drainé »

Gradients de teneur en eau (sol GM)

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO (1993), *Guide for Design of Pavement Structures*, Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO (2002), *Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.

Alshibli, K.A., Abu-Farsakh, M. and Seyman, E. (2005), *Laboratory evaluation of the geogauge and light falling weight deflectometer as construction control tools*, Journal of Material in Civil Engineering, 17(5).

Amini, F. (2003), *Potential applications of dynamic and static cone penetrometers in MDOT pavement design and construction*, Final report, Department of Civil Engineering, Jackson State University, Mississippi, 31 p.

Black, W.P.M. (1961), *The calculation of laboratory and in-situ values of California Bearing Ratio from bearing capacity data*, Geotechnique, 11, pp. 14-21.

BRO a/s, C. (2006), *Prima 100 portable falling weight deflectometer*, User Manual, 35 p.

Canadian Manual for foundation engineering (1994), Ottawa, Ontario, Canadian Geotechnical Society, P. Morin Editors.

Chen, J., Hossain, M. and LaTorella, T.M. (1999), *Use of Falling Weight Defectometer and Dynamic Cone Penetrometer in Pavement Evaluation*, Transportation Research Record 1655, Transportation Research Board, pp. 145-151.

Chua, K.M. (1988), *Determination of CBR and Elastic Modulus of Soils Using a Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer*, Penetration Testing 1988, ISOPT-1, De Ruiter (ed), Balkema, Rotterdam.

Coonse, J. (1999), *Estimating California Bearing Ratio of Cohesive Piedmont Residual Soil Using the Scala Dynamic Cone Penetrometer*, Master's Thesis (MSCE), North Carolina State University, Raleigh, N.C.

Doré, G. *Conception et réhabilitation des chaussées*, GCI-10202, Québec, Université Laval, Département de génie civil, 2006. [notes de cours]

Drouin, P. *Étude du comportement de la route 175 dans le parc des Laurentides*, Mémoire de maîtrise, Université Laval, 2004, 354 p.

Duncan, J.M. and Buchignani, A.L. (1976), *An engineering manual for settlement studies*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 94 p.

Edil, T.B. and Benson, C.H. (2005), *Investigation of the DCP and SSG as alternative methods to determine subgrade stability*, Report SPR# 0092-01-05, University of Wisconsin-Madison, 163 p.

Ese, D., Myre, J., Noss, P.M. and Vaernea, E. (1994), *The Use of Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for Road Strengthening Design in Norway*, Proc. Int. Conf. on Bearing Capacity of Rd. and Airfield, pp. 3-22.

Gabr, M.A., Hopkins, K., Coonse, J. and Hearne, T. (2000), *DCP Criteria for Performance Evaluation of Pavement Layer*, Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, 14(4), pp. 141-148.

George, K.P. and Uddin, W. (2000), *Subgrade characterization for highway pavement design*, Final report, Department of Civil Engineering, University of Mississippi, Mississippi, 123 p.

Harison, J.R. (1989), *In Situ CBR Determination by DCP Testing Using a Laboratory-Based Correlation*, Australian Road Research, 19(4), pp. 313-317.

Hassan, A., (1996), *The Effect of Material Parameters on Dynamic Cone Penetrometer Results for Fine-Grained Soils and Granular Materials*, Ph.D. Dissertation, Oklahoma State University, Stillwater, Oklahoma.

Holtz, R.D., et W. Kovacs. *Introduction à la géotechnique*, Montréal, École polytechnique de Montréal, 1991, 808 p.

Kleyn, E.G. (1975), *The Use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP)*, Rep. No. L2/74, Transvaal Roads Department, Pretoria, South Africa.

Kleyn, E.G. and Savage, P.E. (1982), *The Application of the Pavement DCP to Determine the Bearing Properties and Performance of the Road Pavements*, International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway.

Konrad, J.-M. and Lachance, D. (2001), *Use of in situ penetration tests in pavement evaluation*, Department of Civil Engineering, Laval University, Sainte-Foy, Quebec, Canada, 12 p.

Lambert, J.P., Fleming, P.R. and Frost, M.W. (2006), *Laboratory assessment of coarse granular foundation materials*, Department of Civil and Building Engineering, Loughborough University, Loughborough, Leicestershire, United Kingdom, 21 p.

Lekarp, F., Isacsson, U. and Dawson, A. (2000), *Resilient response of unbound aggregates*, Journal of Geotechnical Engineering, 126(1).

Li, D. and Seling, E.T. (1994), *Resilient modulus for fine-graded subgrade soils*, Journal of Geotechnical Engineering, 120(6).

Livneh, M. (1987), *Validation of Correlations between a Number of Penetration Tests and In Situ California Bearing Ratio Tests*, Transportation Research Record 1219, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 56-67.

Livneh, M., Ishai, I. and Livneh, N.A. (1992), *Automated DCP Device Versus Manual DCP Device*, Rd. and Transport Res., 1(4).

Livneh, M., Ishai, I. and Livneh, N.A. (1995), *Effect of Vertical Confinement on Dynamic Cone Penetrometer Strength Values in Pavement and Subgrade Evaluations*, Transportation Research Record 1473, pp. 1-9.

Livneh, M. (2000), *Friction Correction Equation for the Dynamic Cone Penetrometer in Subsoil Strength Testing*, Paper presented at the 79th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, D.C.

Rada, G. and Witczak, W. (1981), *Comprehensive evaluation of laboratory resilient modulus results for granular soils*, Transportation Research Record No. 810, pp. 23-33.

Stolle, D. and Hein, D. (1989), *Parameter estimates of pavement structure layers and uniqueness of the solution*, In *Nondestructive testing of pavements and backcalculation of moduli*. Edited by A.J. Bush III and G.Y. Baladi. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP 1026, pp. 313-322.

Sukumaran, B., Kyatham, V., Shah, A., Sheth, D. (2002), *Suitability of using California bearing ration test to predict resilient modulus*, Department of Civil and Environmental Engineering, Rowan University, Glassboro, New Jersey, 9 p.

Thivierge, F. (1998), *Réhabilitation de chaussées en fonction des effets du gel et autres contraintes : analyse des comportements thermiques et mécaniques*, Thèse (M. Sc), Université Laval.

Thompson, M.R. and Robnett, Q.L. (1979), *Resilient properties of subgrade soils*, Journal of Transportation Engineering, ASCE, 15(1), pp. 71-8

