Canadian Journal of Civil Engineering
Revue canadienne de génie civil

Développement d'un modèle de prédiction de la déformation permanente considérant les propriétés physiques du sol d'infrastructure

Journal:	<i>Canadian Journal of Civil Engineering</i>
Manuscript ID	cjce-2016-0299.R1
Manuscript Type:	Article
Date Submitted by the Author:	23-Aug-2016
Complete List of Authors:	Youdjari, Djonkamla; Université Laval, génie civil Doré, Guy; Université Laval, Bilodeau, Jean-Pascal; Université de Laval, Department of civil engineering, Laval University;
Keyword:	Transportation, surveys < Transportation, material properties (MP) < Engineering Materials

SCHOLARONE™
Manuscripts

Développement d'un modèle de prédiction de la déformation permanente considérant les propriétés physiques du sol d'infrastructure

Youdjari Djonkamla¹, Guy Doré² et Jean-Pascal Bilodeau³

1. Étudiant au doctorat à l'Université Laval, Québec, G1P 1A5, Canada
2. Professeur au département de génie civil de l'Université Laval, Québec, G1V 0A6, Canada
3. Professionnel de recherche à l'Université Laval, Québec, G1V 0A6, Canada

1 INTRODUCTION

La déformation permanente de la couche du sol d'infrastructure contribue à l'orniérage à la surface de la chaussée, et peut affecter la performance en termes d'uni longitudinal (ASSHTO 1993 ; Huang 1993 ; Vaillancourt et al. 2014). Lors de la conception d'une chaussée, par exemple en suivant des approches mécanistes-empiriques, le concepteur cherche à limiter l'amplitude de la déformation permanente au sommet du sol d'infrastructure en fonction du nombre d'applications de charges et du module réversible des couches du système de chaussée. Cette approche est satisfaisante quand il s'agit de limiter à un certain seuil l'amplitude de la déformation permanente. En revanche, elle ne permet pas de contrôler la déformation permanente différentielle longitudinale, qui est une des principales causes de la détérioration de l'uni longitudinal des chaussées en surface. En effet, certains sols, les sables silteux et les silts sableux par exemple, peuvent avoir le même module, mais développer sous la même contrainte des déformations permanentes différentes (Ullidtz 1993 ; Puppala et al. 1999). Ces particularités montrent bien que lorsque le module du sol est contrôlé dans une plage donnée, la variation de la déformation permanente peut dépendre d'autres propriétés physiques du sol comme par exemple la répartition et la taille des grains de sol. Ces propriétés sont souvent variables le long d'un même tracé de route. Cette variabilité peut s'expliquer par le fait que le sol d'infrastructure est la résultante des dépôts de sols naturels dont le mécanisme de dépôt est différent des couches de la fondation et du revêtement qui sont tamisées, reconstituées et mises en place dans des conditions relativement contrôlées. L'uni est une caractéristique de surface des chaussées qui a une incidence sur le confort et sur la sécurité des usagers. Sachant que la déformation permanente différentielle longitudinale est une des principales causes de la détérioration de l'uni à la surface des chaussées, il est donc important de la quantifier et de la contrôler. L'objectif de la recherche décrit dans cet article est de contribuer à améliorer la prédiction de la déformation permanente différentielle longitudinale par l'insertion des paramètres caractérisant les propriétés physiques simples des sols dans la structure mathématique d'un modèle

de prédiction. En plus de permettre la prédiction de l'uni de chaussée, cette approche permet aussi d'éviter la réalisation d'essais triaxiaux cycliques onéreux de déformation permanente.

L'analyse des modèles de prédiction existants du comportement en déformation permanente des sols d'infrastructure (Monismith et al. 1975 ; Barksdale. 1972 ; Tseng et Lytton 1989 ; Raad et Zeid 1999 ; Majidzadeh et al. 1978 ; Poulsen et Stubstad 1978 ; Behzadi et Yandell 1996 ; Huurman 1997 ; Khedr 1985) montre que les propriétés physiques des sols sont très peu intégrées dans les diverses relations mathématiques proposées. Les pionniers dans cette approche sont Tseng et Lytton (1989) qui ont intégrés la teneur en eau dans leur modèle. Plus récemment, Zhao et al. (2004) ont, en plus de la teneur en eau, incorporés 5 autres paramètres physiques dans la structure de leur modèle dont les limites de liquidité et plasticité, le pourcentage de fines et d'argile, ainsi que la masse volumique sèche. Ce modèle, bien que constituant une bonne contribution, semble être développé pour des sols argileux, ce qui limite significativement son champ d'utilisation.

Eu égard à l'état des connaissances, il est proposé de contribuer à ce domaine en développant un modèle de déformation permanente intégrant l'essentiel des propriétés physiques influant sur le mécanisme en cause. Le processus de développement du modèle prend en considération la simplicité des propriétés du sol et surtout la représentativité de divers types de sol d'infrastructure. Pour atteindre ces objectifs, une méthodologie rigoureuse a été implémentée, mettant en évidence le choix préférentiel du modèle puissance (Monismith et al. 1975) et les propriétés physiques potentielles des sols pouvant être intégrées le modèle. Ensuite, un protocole expérimental a été élaboré. Ce protocole est bâti autour d'essais sur 9 différentes sources de sols prélevés dans différentes localités du Québec (Canada). Les caractéristiques physiques des 9 sources de sol ont été établies à partir des essais de caractérisation de base en laboratoire. Enfin, des essais triaxiaux de déformation permanente à chargement déviatorique répété sur les échantillons reconstitués des 9 sources de sol ont été faits. Les données recueillies des essais ont été analysées et modélisées avec le modèle puissance. Les paramètres de régression a et b du modèle ont été corrélés aux propriétés physiques du sol.

2 CHOIX DE LA FORME MATHÉMATIQUE DU MODÈLE

La déformation permanente est un phénomène pouvant être simulé au laboratoire sur un échantillon cylindrique sollicité par une charge de confinement σ_3 constante, additionné d'une contrainte déviatorique cyclique q tel qu'illustré à la figure 1. Il est aussi possible d'observer sur la figure 1

que la déformation permanente augmente avec le nombre d'applications de la contrainte déviatorique. Il est bien documenté que le post-compactage et la plastification sont les deux principaux mécanismes distincts qui contrôlent l'évolution de la déformation permanente (NCHRP 1-37A 2004 ; SHRP 1991). En effet, le post-compactage se manifeste dès les premiers cycles de chargement par expulsion de l'air encore présent dans la matrice du sol et le réarrangement des grains. La plastification par cisaillement ou compression commence à apparaître lorsque le post-compactage est quasi complété (Sousa et al. 1991). Elle se manifeste par les déplacements ou les attritions des grains lors du passage des charges cycliques. Des études (NCHRP 1-37A 2004 ; Huurman 1997 ; Sousa et al. 1991) expliquent ces mécanismes et ce type de comportement multiphasique. Ces études spécifient aussi que le post-compactage est lié à la phase primaire de l'évolution de la déformation permanente alors que la plastification est associée à la phase secondaire et tertiaire (Figure 2). L'évolution de la déformation permanente avec le temps présentée à la figure 2 montre que c'est la fonction puissance qui représente le mieux ce comportement si la phase tertiaire est négligée (Équation 1). La suppression de la phase tertiaire dans la modélisation se justifie par le fait que celle-ci correspond à un développement important de la déformation qui est davantage associée à la caractérisation en cellule triaxiale. Elle peut-être considérée comme une phase de rupture non représentative du comportement réel d'une chaussée. Monismith et al. (1975) ont été les premiers à mettre en évidence ce modèle. Cependant, la fonction puissance est aussi la forme mathématique adoptée sous différentes formes par plusieurs auteurs comme Barksdale (1972), Tseng et Lytton (1989), Raad et Zeid (1990), Majidzadeh et al (1978), Poulsen et Stubstad (1978), Behzadi et Yandell (1996), Huurman (1997) et Khedr (1985). Cette forme mathématique a également été adoptée dans cette étude. Dans l'équation 1, les paramètres de régression a et b et le nombre d'applications de charge (N) sont pris en compte dans le modèle. Un aspect du modèle de puissance de Dresden (Huurman 1997) est qu'il attribue la déformation permanente cumulée aux 1000 premiers cycles de chargement au post-compactage. Le modèle adopté est donc présenté par l'équation 2. Dans l'équation 2, le paramètre a représente le post-compactage et le paramètre b la plastification ou le taux de déformation permanente. Le modèle n'a que le nombre d'applications de charge comme paramètre représentant la sollicitation cyclique. Ce choix peut s'expliquer par deux raisons principales. Le niveau de contrainte toléré au niveau sol d'infrastructure de la chaussée est relativement faible et constant d'une part et d'autre part, l'estimation du nombre d'applications de charge prend en compte déjà le niveau de contrainte par le

calcul du facteur d'agressivité, qui peut faire augmenter ou réduire le nombre d'applications de charge.

$$\varepsilon_p = a N^b \quad \text{Équation 1}$$

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad \text{Équation 2}$$

3 MISE EN EVIDENCE DES LIENS ENTRE MECANISMES ET PROPRIETES PHYSIQUES DU SOL

L'objectif principal de cette étude est d'intégrer les paramètres représentant les propriétés physiques du sol dans la structure mathématique du modèle de la déformation permanente. Il s'agit plus spécifiquement de corréler les paramètres a et b du modèle puissance (Équation 2) aux propriétés physiques de sol. Afin de rencontrer cet objectif, les principaux mécanismes de la déformation permanente à savoir le post-compaction et la plastification sont associés aux propriétés physiques d'influences. Le tableau 1 montre cette association. Il est postulé que deux grands ensembles d'influences peuvent être mis en évidence, soient les grains solides du sol et l'état du sol. Le premier ensemble de facteurs d'influences, les grains solides du sol, peut être représenté par les paramètres de distribution granulométrique et la taille des particules. En effet, il est bien documenté que lorsque le facteur de distribution granulométrie change d'étalée à continue et le facteur taille change de petits grains à grand, la résistance à la déformation permanente augmente (Sousa et al. 1991 ; Bilodeau 2009). Ces facteurs peuvent affecter la déformation permanente par les mécanismes du post-compaction et de la plastification et les paramètres pouvant les représenter sont présentés au tableau 1. Ces sont le coefficient de courbure, le coefficient d'uniformité, la surface spécifique ou la valeur au bleu et les pourcentages de passant de certains tamis. Le second ensemble de facteurs d'influences est l'état du sol. Il peut être représenté par le degré d'humidité et la compacité. En effet, Hornych et al. (1993) ont montré que plus la teneur en eau augmente plus déformation permanente augmente. Quant à la compacité, plus elle augmente plus la déformation permanente diminue (Barksdale 1972). Le degré d'humidité peut influencer la déformation permanente par le mécanisme du post-compaction tandis que la compacité par les mécanismes de post-compaction et de la plastification. Les paramètres qui peuvent représenter cette catégorie

d'ensemble des facteurs d'influences sont le degré de saturation, la teneur en eau et la masse volumique sèche (tableau 1).

4 CHOIX DES VARIABLES EXPLICATIVES

En observant les liens entre les mécanismes de la déformation permanente et les propriétés physiques du sol au tableau 1, il est possible de suggérer que les paramètres représentant le post-compactage (a) et la plastification (b) du modèle puissance de l'équation 2 soient corrélés à certaines propriétés physiques du sol représentatives de facteur d'influences. Le paramètre a représentant le post-compactage peut être corrélé par les paramètres comme le coefficient de courbure C_c ou d'uniformité C_u , le degré de saturation S_r ou la teneur en eau (ω), la surface spécifique (S_s) ou la valeur au bleu (VB) et la masse volumique sèche (ρ_d). Comme ρ_d est un paramètre plus représentatif du post-compactage, il est pertinent de le retenir en premier lieu. Les autres paramètres peuvent être exclus à l'exception de la teneur en eau ou du degré de saturation. En effet, un sol peut avoir une même densité pour différents teneurs en eau et ainsi développer différents comportements en déformation permanente. Ainsi, le paramètre a peut être une fonction de la densité sèche ou du degré de saturation comme indiqué à l'équation 3. Quant au paramètre b, représentant la plastification, le tableau 1 indique qu'il peut être une fonction du coefficient de courbure (C_c) ou de l'uniformité (C_u), de la surface spécifique (S_s) ou de la valeur au bleu (VB), du pourcentage des passants le $80\mu\text{m}$ (P_{80}), du pourcentage des passants le $2\mu\text{m}$ (P_2) et de la masse volumique sèche (ρ_d). Bien que le coefficient d'uniformité donne une bonne idée de la répartition des grains, le coefficient de courbure apporte une précision supplémentaire de la répartition des grains avec l'ajout du diamètre des grains D_{30} . Il sera donc préféré dans le cadre du présent développement du modèle de déformation permanente. La valeur au bleu sur les passants 5mm sera aussi préférée à la surface spécifique à cause de la simplicité de sa détermination. Le pourcentage des fines et d'argile sont tout deux conservés à cause de la sensibilité de déformation permanente à ces deux facteurs (Bilodeau 2009). Finalement, la masse volumique sèche est aussi considérée dans la corrélation avec le paramètre b, car elle représente bien le module réversible (Mellizo 2010). Il est en effet bien connu que le module réversible est un des meilleurs indicateurs de la résistance de la déformation à long terme NCHRP (2002). L'équation 4 récapitule ces argumentations et montre les potentielles propriétés physiques du sol dont le paramètre b peut être fonction.

Il faut aussi souligner que la recherche des corrélations entre les propriétés du sol et les paramètres a et b a fait aussi l'objet d'analyse statistique. Une matrice de corrélation a été établie (Tableau 2), mettant en évidence le manque d'une liaison linéaire forte entre les paramètres a ou b et une des propriétés du sol. La plus grande corrélation observée est celle entre le paramètre a et le degré de saturation, avec un coefficient de corrélation de 0,47. Cette analyse démontre qu'une corrélation statistiquement significative ne peut se faire qu'entre le paramètre a ou b et plusieurs propriétés physiques du sol. Cette mise en évidence conforte les choix présentés aux équations 3 et 4.

$$a = F(S_r, \rho_d) \quad \text{Équation 3}$$

$$b = F(C_c, V_B, P_{80}, P_{20}, \rho_d) \quad \text{Équation 4}$$

5 CARACTÉRISTIQUES DES ÉCHANTILLONS

Les sols choisis comme échantillon pour subir les essais de déformation permanente en vue du développement du modèle sont présentés au tableau 3. Les sites sont choisis dans différentes localités de la province de Québec et ont déjà été utilisés et documentés dans d'autres travaux de recherche (Tafur et al. 2013). Il s'agit d'un ensemble des sites constitués de sols représentatifs des sols d'infrastructure du Québec. Les sols échantillonnés ont été caractérisés et classifiés selon la méthode USCS (Holtz et al. 1991). Pour faciliter l'identification, des noms géographiques et symboliques leur ont été attribués. Ce sont le Sable chemin des îles (L6), le Sable de Sainte-Catherine de la Jacques-Cartier (L2), le Sable Fossambault (L4), l'Argile St-Guillaume (L8), l'Argile St-Alban (L5), l'Argile St-Narcisse (L7), l'Argile Fossambault (L3), le Sable Îles d'Orléans (L9) et le Sable de la Forêt Montmorency (L1). Il y a évidemment une diversité de types de sols avec des caractéristiques variables. Par exemple, la masse volumique sèche maximale varie de 2220 à 1691 kg/m³ et le pourcentage de passant le 80 µm varie de 2 à 98%. Le choix de divers type de sol s'inscrit dans l'un des objectifs de l'article, qui est de développer un modèle représentatif des sols d'infrastructure. Le tableau 3 fait la synthèse des caractéristiques physiques des sols utilisés dans cette étude.

6 PRÉPARATION DES ÉCHANTILLONS

Le Ministère de Transport du Québec (MTQ) recommande une compacité minimale de 95% pour les premiers 150mm sous la ligne de sous-fondation (MTQ 2012). Ce critère est utilisé comme référence pour la préparation des échantillons pour les essais triaxiaux de déformation permanente. Pour simuler l'effet de la variation de la teneur en eau, la préparation des échantillons a été faite en variant la teneur en eau pour une compacité donnée supérieure ou égale à 95%. Le principe de cette variation de teneur en eau est illustré à la Figure 3. En effet, plusieurs travaux ont aussi adopté cette approche. Par exemple, Zhao et al. (2004) ont utilisé des échantillons compactés à 95% de la densité maximale et des teneurs en eau de 105%, 110% et 120% de l'optimum Proctor. Guo et al. (2007) ont compacté leurs échantillons à des compacités variant entre 91% et 96% et des teneurs en eau de 105 à 120% de la teneur en eau de l'optimum. Pupala et al. (1999) ont fait varier la teneur en eau autour de l'optimum Proctor; Cong et al. (2011) ont compacté leurs échantillons à des compacités variant entre 91% à 96% et des teneurs en eau variant entre 105% à 120% de teneur en eau à l'optimum Proctor. Le tableau 4 montre les conditions de compactage pour les 9 sources d'échantillons présentées au tableau 3. Pour une masse volumique sèche ρ_d donnée, trois degrés de saturation (Sr_1 , Sr_2 et Sr_3) possibles y sont présentés.

7 CONFIGURATION DE L'ESSAI TRIAXIAL DE DEFORMATION PERMANENTE

Les dimensions du moule cylindrique choisi pour le test sont de 200mm de hauteur et 100mm de diamètre. Les dimensions de moule utilisées par d'autres chercheurs pour tester les échantillons des sols fins semblent être plus petites, variant en 38mm à 71mm de diamètre et de 76mm à 152mm de hauteur (Raad et Zeid 1990 ; Majidzadeh et al. 1978 ; Barksdale 1972 ; Monismith et al. 1975). Les dimensions des échantillons considérées dans la présente étude sont supérieures d'environ 30mm de hauteur et 50mm de diamètre par rapport à celles trouvées dans la littérature. Les auteurs de cet article estiment que la différence entre les dimensions affecte peu l'état de contrainte et par conséquent la déformation permanente. L'échantillon est ainsi compacté en 5 couches de 40mm et est ensuite mis en cellule triaxiale selon un processus rigoureux. Une pierre poreuse suivi d'un papier filtre sont placés à la base et à la tête de l'échantillon pour permettre une meilleure diffusion de l'eau et l'air. Pour isoler l'échantillon de la pression d'air de confinement, la graisse de silicone est placée sur les plateaux de chargement en tête et en base et une membrane en caoutchouc enveloppe le dispositif. Enfin, des joints toriques sont placés de part et d'autre de la graisse de silicone assurent l'étanchéité au joint entre la membrane et les plateaux de chargement. La figure 3

est l'illustration de l'aboutissement de ce processus de préparation. Après la mise en cellule triaxiale, l'échantillon est soumis à une contrainte de confinement de 20 kPa, une contrainte déviatorique cyclique de 18kPa, une contrainte déviatorique statique de 2kPa. L'échantillon est soumis à un nombre d'applications de charge de 100 000 cycles et une fréquence de 1Hz. Le choix des paramètres d'essai est en accord avec ceux de plusieurs travaux (Barksdale 1972 ; Raad et Zeid 1990 ; Poulsen et Stubstad 1978), mais elles tiennent aussi compte de la capacité du dispositif d'essai.

8 RESULTATS TYPIQUES

Les résultats typiques des essais triaxiaux de déformation permanente sont présentés aux figures 5 et 6 pour le sable de Fossambault et l'argile St-Narcisse. Ces figures sont montrées dans un plan mettant en évidence le logarithme de nombre de cycles de chargement divisé par 1000 en fonction de logarithme de la déformation permanente cumulée. Compte tenu de l'évolution de données, le choix de l'échelle logarithme a été préféré. Aussi, les nombres de cycles ont été divisés pour être conformes avec le modèle présenté à l'équation 2. La figure 5 présente 3 paires de courbes issues des données des essais réalisés sur l'argile de St-Narcisse et les courbes de régression. Les 3 paires de courbes présentées sont pour une même densité sèche de 1700 kg/m^3 , mais pour 3 différentes teneurs en eau (23,3%, 20,6% et 17%). La même logique de présentation a été utilisée pour le sable de Fossambault à la figure 6. Les 3 paires de courbes montrées sont pour une densité de 1998 kg/m^3 et des teneurs en eau respectives de 12%, 9% et 6%. En analysant les résultats obtenus, trois constatations importantes peuvent être faites. Premièrement, les données de déformations permanentes mesurées aux 10 premiers cycles semblent ne pas suivre une tendance fixe. La recherche de contact entre le piston de chargement et l'échantillon peut expliquer ces résultats aléatoires. Deuxièmement, le modèle puissance semble bien représenter le comportement observé au laboratoire, car les courbes de régression obtenues ont des coefficients de détermination (R^2) sont tous très proches de 1. Ce résultat conforte le choix du modèle puissance adopté dans le cadre de la présente étude. La troisième observation, la plus importante, est que pour un nombre de cycles de chargement donné, plus la teneur en eau est grande, plus la déformation permanente est grande. Ce résultat montre clairement l'influence importante de l'eau sur la déformation permanente et renforce le choix d'inclure le degré de saturation dans le modèle de prédiction, comme d'ailleurs l'on fait plusieurs auteurs (Tseng et Lytton 1989; Zhao et al. 2004).

9 CORRELATIONS ENTRE LES PARAMETRES A OU B ET LES PROPRIETES PHYSIQUES DU SOL

L'extraction des paramètres a et b , qui constituent les constantes du modèle adopté dans le présent article (Équation 2), a été faite par régression et les valeurs sont présentées au tableau 5. Les valeurs des paramètres a et b pour les sols L1 à L9 et pour 3 différents degré de saturation y sont présentées. En général, une tendance claire se dégage pour les valeurs du paramètre a . Pour un sol donné, plus le degré de saturation augmente, plus la valeur du paramètre a augmente. Il est observable cependant que les valeurs du paramètre b sont relativement uniformes et varient peu. Les tendances observées pour les paramètres a et b sont aussi documentées dans la littérature. En effet, Monismith et al. (1975) ont montré que le paramètre a est variable pour un sol donné. Il dépend de la contrainte, de la densité sèche et surtout de la teneur en eau. Le paramètre b est, quant à lui, relativement constant pour un sol donné. Les observations de Monismith et al. (1975), notamment en ce qui concerne le paramètre b , valident le choix des auteurs de cet article de considérer celui-ci constant pour une condition de compactage considérée.

9.1 Corrélation pour le paramètre a

L'équation 3 suggère qu'une corrélation peut être établie entre le paramètre a et les propriétés physiques que sont le degré de saturation (S_r en %) et la densité sèche (ρ_d en kg/m^3). Des variantes de forme mathématique ont été établies et leur performance vérifiée en termes de coefficient de détermination. De cet exercice d'essai et d'erreur, la forme mathématique à l'équation 5 semble représenter la meilleure corrélation entre le paramètre a et les variables de l'équation 3. Dans l'équation 5, α et β sont des constantes de régression. Elles sont différentes si le sol est du type argileux ou sableux. En effet, le mécanisme de post-compactage que représente le paramètre a ne se développe pas à la même vitesse de déformation pour un sol argileux et un sol sableux. Les sols argileux, par exemple, ayant une perméabilité à l'air faible vont montrer plus de résistance au post-compactage comparé aux sols sableux plus perméables (Holtz et al. 1991 ; Harrison 2007). Ce comportement a conduit à élaborer deux régressions distinctes, l'un pour les sols argileux (Figure 7) et l'autre pour les sols sableux (Figure 8). D'ailleurs, l'allure des graphiques conforte cette distinction et montre par exemple que le sable, plus perméable à l'air, présente une droite à pente forte, preuve d'un post-compactage plus rapide contrairement à la pente faible pour

les sols argileux. Les valeurs de la constante α sont 1,17 et 0,167, respectivement pour les sols sableux et argileux. Quant à la constante β , elle est de 0 pour les sols sableux et 0,0368 pour les sols argileux. La valeur du coefficient de détermination est de 0,55 pour les deux types de sols.

$$a = \alpha \frac{S_r}{\rho_d} + \beta \quad \text{Équation 5}$$

9.2 Corrélation pour le paramètre b

Comme pour le paramètre a, les variables explicatives devant être corrélées au paramètre b sont déjà choisies et montrées à l'équation 4. Aussi, il est considéré que la variation de la teneur en eau n'affecte pas la valeur du paramètre b comme l'ont spécifié certains auteurs, dont Monismith et al. (1975). Tenant compte de cette hypothèse, pour chaque sol, une valeur du paramètre b a été déterminée sur le critère de la moyenne des données disponibles. La méthode d'essai et d'erreur, avec vérification du coefficient de détermination, a montré que c'est la forme mathématique de l'équation 6 qui est la plus convenable. Dans l'équation 6, il y a les constantes de régression $k_1 (1,3 \times 10^{-3})$, $k_2 (5,6 \times 10^{-4})$, $k_3 (-2,7 \times 10^{-3})$, $k_4 (-8,8 \cdot 10^{-3})$ et $k_5 (5,1 \times 10^{-2})$, la densité sèche (ρ_d en kg/m^3), les passants le 80 μm (P80 en %), les passants le 2 μm (P2 en %), le coefficient de courbure (Cc) et la valeur au bleu (VB en g/cm^3). La figure 9 présente le résultat de cette corrélation. Le coefficient de détermination est de 0,58. C'est une valeur qui signifie que 58% de la variation de b est expliquée par la combinaison des variables explicatives.

$$b = k_1 \rho_d + k_2 P80 + k_3 P2 + k_4 Cc + k_5 VB \quad \text{Équation 6}$$

10 COMPARAISON ENTRE LA DEFORMATION PERMANENTE MESUREE ET PREDITE

L'équation 7 montre la forme mathématique finale de prédiction de la déformation permanente des sols d'infrastructure. Cette équation est la mise en commun des équations 2, 5 et 6. Le modèle a été appliqué sur l'argile de St-Narcisse et le sable de Fossambault. À la fin de comparaison, les déformations permanentes mesurées et celles prédites avec le modèle sont présentées aux figures 10 et 11. L'exercice de comparaison effectué ici n'est pas une validation, mais plutôt une simple mise en évidence des potentialités du modèle. Les résultats obtenus sont vus sous deux aspects. Premièrement, la tendance d'évolution de la déformation permanente prédite et mesurée est globalement semblable. Cette tendance est observée dans le cas de l'argile St-Narcisse (Figure 10) et du sable Fossambault (Figure 11). La bonne concordance de la tendance montre que le modèle de

prédiction reflète bien la réalité physique de la déformation permanente. Deuxièmement, l'écart entre la déformation permanente mesurée et celle prédite est examinée. Il est observé que cet écart est variable. En se basant sur une comparaison similaire effectuée par Zhao et al. (2004), qui juge bonne, une prédiction ayant un écart inférieur à 25% par rapport à la mesure expérimentale. Sur cette base, il peut être considéré que les cas de prédiction suivants sont bons : les déformations permanentes de l'argile St-Narcisse à teneur de 23,3% et 20,6% (Figure 10), les déformations permanentes du sable Fossambault à teneur en eau de 12%, 9% et 6% (Figure 11). Cependant, la prédiction qui montre la mauvaise concordance est le cas de l'argile St-Narcisse à teneur en eau de 17% (Figure 11). Cet écart est probablement attribuable aux erreurs de mesure expérimentales.

$$\varepsilon_p (\%) = \left(\alpha \frac{S_r}{\rho_d} + \beta \right) \left(\frac{N}{1000} \right)^{(k_1 \rho_d + k_2 P_{80} + k_3 P_2 + k_4 C_c + k_5 V_B)}$$

Équation 7

11 REMARQUES CONCLUSIVES

Un modèle de prédiction de la déformation permanente pour les sols d'infrastructures a été développé en s'inspirant des modèles de Monismith et al. (1975) et de Huurman (1997). Les paramètres a et b du modèle ont été corrélés aux propriétés physiques usuelles du sol. Les coefficients de détermination issus de ces corrélations sont d'environ 0,6. Cette valeur, bien qu'acceptable, montre qu'une amélioration du modèle est possible. Une des explications plausibles de la valeur modeste du coefficient de détermination est probablement liée à la valeur de 1000 cycles, indicateur de la limite entre la déformation permanente du post-compactage et celle de la plastification. Cette limite pourrait varier d'un sol à un autre. En dépit de la valeur modeste du coefficient de détermination, la comparaison entre la déformation permanente mesurée au laboratoire et celle prédite par le modèle montre une concordance globalement acceptable. Bien évidemment, la validation du modèle avec d'autres d'échantillons (statistique) pourrait permettre d'améliorer la représentativité statistique et la précision du modèle, et donc de modifier légèrement certaines valeurs de coefficient de régression. Malgré la complexité du phénomène de la déformation permanente et de sa prédiction dont l'article a abordé, deux contributions peuvent être mises en évidence. Premièrement, le modèle développé peut être un outil qui permet d'estimer de façon approximative la déformation permanente d'un sol donné sans passer par les essais triaxiaux de déformation permanente onéreux. Deuxièmement, la contribution essentielle de cette étude a été

le développement d'un modèle particulièrement adapté à la prédiction de la déformation permanente différentielle longitudinale, car il prend en considération les propriétés physiques du sol, souvent variable le long d'un tracé, et source potentielle d'inconfort et d'insécurité des usagers. Cette étude ouvre ainsi une nouvelle piste de réflexion pouvant aider à mieux contrôler les phénomènes de distorsions à la surface de chaussée, notamment l'uni.

12 REMERCIEMENTS

Ce travail a été possible grâce à l'appui financier et matériel, à la chaire de recherche de l'Université Laval i3c. Ils sont : Association du camionnage du Québec , Association des constructeurs de routes et grands travaux du Québec, Association des propriétaires de machinerie lourde du Québec, BPR , Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada, Colas Canada Inc, FPInnovations, LVM Technisol-Géolab, Groupe CTT-Sageos, Groupe Qualitas, John Emery Geotechnical Engineering Ltd-LVM Jegel, Michelin Amérique du Nord (Canada), Ministère des Transports du Québec, Opsens Inc, Solmax Texel Géosynthétiques inc, Transport Canada, Ville de Montréal, et Ville de Québec

13 REFERENCES

- AASHTO. 1993. Guide for Design of Pavements Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials.
<https://habib00ugm.files.wordpress.com/2010/05/aashto1993.pdf>
- ALLOU, F. 2006. Un modèle élastoplastique pour la modélisation de l'orniérage des chaussées à faible trafic. Thèse de doctorat, Université de Limoges.
- Barksdale, R. D. 1972. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. Proceeding 3rd International Conference on the Structure Design of Asphalt Pavements.161–174.
- Behzadi, G., Yandell, W. O.1996. A Determination of Elastic and Plastic Subgrade Soil Parameters for Asphalt Cracking and Rutting Prediction. TRR 1540, TRB, 97-104
- Bilodeau, J-P. 2009. Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées. Thèse de doctorat, Université Laval.

- Cong, L., Guo, Z., Gao, Q., and Zhang, H. 2011. Permanent Deformation Characteristics and Prediction Model of Silty Subgrade Soils under Repeated Loading. *J. Highway Transp. Res. Dev.* (English Ed.), 10.1061/JHTRCQ.0000059, 22-26
- Guo, Z., Zhang, H., Cong, L., and Gao, Q. 2007. Permanent Deformation of Subgrade Soils. *Analysis of Asphalt Pavement Materials and Systems*: pp. 156-169.
doi: 10.1061/40924(308)13
- Harrison Jean. 2007. TCH-025 Travaux de génie civil, sols et granulats. Ecole Supérieure de Technologie, Note de cours.
- Huang, Y. H. 1993. *Pavement Analysis and Design*. Englewood Cliffs, N.J., Prentice Hall.
- Holtz R.D et Kovacs W.D. 1991. *Introduction à la géotechnique*. Édition de l'École Polytechnique de Montréal, ISBN 2-553-00222-3.
- Hornych, P., Corté, J-F., Paute, J-L. 1993. Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.* 184, mars-avril, Ref. 3736, pp. 45-55
- Huurman M. 1997. *Permanent Deformation in Concrete Block Pavements*. Thèse de doctorat, Delft University of Technology.
- jidzadeh, K., Bayomy, F., and Khedr S. 1978. A Rutting Evaluation of Subgrade Soils in Ohio. *TRR 637*, TRB, Washington D. C. 75-84.
- Khedr, S. 1985. *Deformation Characteristics of Granular Base Course in Flexible Pavement*. *Transportation Research Rec.* 1043, Transportation Research Board, Washington, D.C. pp.131-138
- Monismith, C.L., Ogawa, N and Freeme, C.R. 1975. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading. *Transportation Research Board* 537, pp 1-17.
- NCHRP (2002). "Simple Performance Test for Superpave Mix Design". NCHRP 9-19, Report No. 465. National Cooperative Highway Research Program, Washington, D C.
- NCHRP 1-37A. 2004. *Guide for Mechanistic Empirical Pavement Design of New and Rehabilitated Pavement*. <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/guide.htm>
- Mellizo. 2010. *Estimation du module réversible des matériaux granulaires de chaussées*. Mémoire de maîtrise, Université Laval.
- MTQ. 2012. *Le Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation*. Les publications du Québec, ISBN : 978-2-551-25144-5 (PDF).

- Poulsen, J and Stubstad, R. N. 1978. A Laboratory Testing of Cohesive subgrades:Results and Implications Relative to Structural Pavement Design and Distress Model. TRR 671, TRB, 84-91.
- Puppala, A.J., Mohammad, L.N., et Allen, A. 1999. Permanent Deformation Characterization of Subgrade Soils from RLT test. Journal of Material in Civil Engineering, 11:274–282
- Raad, L., and Zeid, B. A. 1990. A Repeated Load Model for Subgrade Soils: Model Development. TRR 1278, TRB, 72-8
- Sousa, J.B., Craus, J., Monismith, C.L. 1991. Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete. National Research Council, Washington, D.C. TRB, SHRP-A-318.
- Tafur, D. S., Doré, G. and Bilodeau, J.-P. 2013. Estimation of subgrade soils mechanical properties and frost sensitivity through the use of simple tests. Bearing Capacity of Roads Railways and Airfields, Trondheim, June 25th to 27th.
- Tseng K. H., Lytton R.L. 1989. Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Material. ASTM, DOI: 10.1520/STP24562S.
- Ullidtz, P. 1993. Mathematical Model for Pavement Performance under Moving Wheel Load. TRR 1384, TRB, 94–99.
- Theyse, H.L., Legge, F.T.H., Pretorius, P.C. and Wolff, H. 2007. A Yield Strength Model for Partially Saturated Unbound Granular Material. Road and Pavement Materials, Vol. 8. No. 3/2007, pp. 423–448.
- Vaillancourt M, Houy L, Perraton D and Breysse D. 2014. Variability of Subgrade soil Rigidity and its Effects on the Roughness of Flexible Pavements: a Probabilistic Approach. Materials and Structures. DOI10.1617/s11527-014-0419-z.
- Zhao, Y., Dennis, Jr., N., and Elliot, R. 2004. Prediction of Subgrade Permanent Strain using Simple Soil Properties. Geotechnical Engineering for Transportation Projects: pp. 1076-1085. doi: 10.1061/40744(154)9

Tableau 1: facteurs influençant la déformation permanente

Facteur d'influence		Changement au facteur	Effet sur la résistance à l'orniérage	Possible paramètre représentatif	Lien possible avec le mécanisme
Grains solides	Distribution	Étalée à continue	Augmente (Sousa et al. 1991)	Coefficients de courbure ou d'uniformité	Post-compaction Plastification
	Taille	Petite à grande	Augmente (Bilodeau 2009, Sousa et al. 1991)	Surface spécifique Valeur au bleu % des particules	Plastification
État de sol	Degré d'humidité	Sèche à humide	Diminue (Hornych et al. 1993)	Degré de saturation Teneur en eau	Post-compaction
	Compacité	Augmente	Augmente (Barksdale 1972)	Masse volumique sèche	Post-compaction Plastification

Tableau 2: Matrice de corrélation

	a	b	w	Cu	P80	P2	VB	pd	Sr	Cc
a	1,00									
b	-0,28	1,00								
w	0,35	0,16	1,00							
Cu	-0,06	0,26	-0,47	1,00						
P80	0,07	0,33	0,82	-0,30	1,00					
P2	-0,28	0,11	0,11	-0,13	0,22	1,00				
VB	0,09	0,25	0,86	-0,35	0,96	0,31	1,00			
pd	-0,14	-0,19	-0,89	0,66	-0,89	-0,22	-0,92	1,00		
Sr	0,47	-0,06	0,76	-0,17	0,36	-0,04	0,42	-0,42	1,00	
Cc	0,26	-0,15	-0,66	0,60	-0,53	-0,11	-0,57	0,72	-0,40	1,00

Tableau 3: Matériaux caractérisés et classifiés

Type de sol	Échantillon	Classification USCS	P5mm	P80um	P2um	Cu	Cc	wL	IP	Gs (kN/m ³)	w _{opt}	ρ _{dmax} (kg/m ³)	VB (g/cm ³)
Sables	L1	SM	77,5%	18,9%	1,6%	28,33	0,70	15,6%	-	2,760	5,9%	2220,4	0,036
	L2	SP	91,0%	2,0%	0,7%	4,82	0,98	-	-	2,742	9,9%	1883,3	0,002
	L6	SM	100,0%	28,9%	5,1%	12,90	4,98	19,8%	-	2,777	11,0%	1900,5	0,375
	L9	SW-SM	91,4%	8,5%	2,4%	7,19	1,10	-	-	2,763	10,5%	1998,3	0,186
	L4	SM	93,1%	29,7%	8,3%	130,33	4,73	22,4%	-	2,725	8,7%	2103,7	0,507
Argiles	L3	CL	96,6%	63,8%	18,8%	81,83	0,60	38,2%	17,2%	2,767	14,7%	1867,0	1,552
	L5	CL	100,0%	95,4%	58,9%	19,79	0,95	46,8%	19,3%	2,816	18,0%	1750,0	2,48
	L7	CL	100,0%	98,7%	42,4%	9,52	0,45	38,3%	16,3%	2,850	17,7%	1789,4	2,187
	L8	CH	100,0%	94,7%	67,3%	6,36	1,41	52,3%	27,8%	2,851	21,0%	1691,8	3,019

Tableau 4: Conditions de compactage

Type de sol	ρ _d (Kg/m ³)	Cc	Sr1 (%)	Sr2(%)	Sr3(%)
Sable chemin des îles (L6)	1885	4,98	76,28	58,68	44,01
Sable de Sainte-Catherine de la Jacques-Cartier (L2)	1900	0,98	92,81	64,34	57,54
Sable Fossambault (L4)	1998	4,73	89,86	67,40	44,93
Argile St-Guillaume (L8)	1691	1,41	95,18	87,99	79,11
Argile St-Alban (L5)	1700	0,94	92,22	75,92	60,05
Argile St-Narcisse (L7)	1700	0,45	89,73	78,36	63,19
Argile Fossambault (L3)	1774	0,6	87,49	67,72	61,29
Sable Îles Orléans (L9)	1898	1,1	84,87	63,65	45,46
Sable de la Forêt Montmorency (L1)	2150	0,7	82,68	58,36	38,91

Tableau 5: Paramètres a et b pour différents sols et différentes teneurs en eau (R²=0,96 à 0,99)

Sols	L1			L2			L3			L4			L5		
a	0,046	0,038	0,021	0,044	0,029	0,025	0,073	0,026	0,043	0,07	0,05	0,028	0,069	0,0611	0,0373
b	0,243	0,238	0,288	0,15	0,232	0,251	0,288	0,288	0,25	0,252	0,245	0,273	0,252	0,193	0,2138
Sr(%)	82,7	53,4	40	92,8	64,3	57,5	87,5	67,7	61,3	90	67,4	45	92,2	76	60
Sols	L6			L7			L8			L9					
a	0,073	0,055	0,063	0,05	0,037	0,019	0,073	0,049	0,021	0,033	0,019	0,034			
b	0,189	0,242	0,191	0,296	0,278	0,293	0,271	0,173	0,258	0,271	0,287	0,284			
Sr(%)	76,3	58,7	44	89,7	78,3	63,19	95	88	79	85	63,6	45,5