

TABLE DES MATIÈRES

<i>Résumé</i>	<i>iii</i>
<i>Abstract</i>	<i>iv</i>
<i>Table des matières</i>	<i>v</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>ix</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>x</i>
<i>Remerciements</i>	<i>xiv</i>
1 Introduction	1
1.1 Mise en contexte	1
2 Revue de littérature	3
2.1 Généralités sur les chaussées flexibles	3
2.2 Sollicitations et endommagements des chaussées	4
2.2.1 Sollicitations mécaniques	4
2.2.2 Endommagements mécaniques.....	4
2.2.3 Variations saisonnières	6
2.2.4 Endommagements agissant par temps froid	7
2.3 Modules réversibles des matériaux non liés et des sols	7
2.4 Prédiction des contraintes, des déformations et des M_R des matériaux non liés	9
2.5 Modules dynamiques des enrobés bitumineux	10
2.5.1 Généralités	10
2.5.2 Calcul de la fréquence de chargement	11
2.5.3 Calcul des températures	14
2.6 Lois d'endommagements	15
2.7 Loi de Miner	17
2.8 Modules réversibles des matériaux non liés gelés	17
2.8.1 Essais triaxiaux, gel de l'échantillon	17
2.8.2 Résultats du U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory	19
2.8.3 Essais de Simonsen et coll. (2002)	22
2.8.4 Autres projets (Boudali, 1997; Li et coll., 2010a)	24
2.9 Projets de recherche réalisés sur les chaussées gelées	27
2.9.1 Mesure de la déflexion et du M_R d'une chaussée expérimentale (Wisconsin).....	27
2.9.2 Simulateur de véhicules lourds de l'Université Laval (2014).....	30
2.9.3 Prédiction de l'impact de l'octroi de primes de charge par le logiciel MnPAVE	32
2.9.4 Prédiction de la réponse mécanique d'une chaussée gelée par éléments finis.....	33
2.10 Considération du gel dans les logiciels de dimensionnement	35
2.10.1 Facteurs saisonniers.....	35
2.10.2 Modules effectifs et dommages relatifs (AASHTO 1993)	37
2.11 Survol des programmes de primes de charge hivernales existants	39

2.11.1	Alberta	39
2.11.2	Manitoba.....	41
2.11.3	Territoires du Nord-Ouest.....	42
2.11.4	Saskatchewan.....	44
2.11.5	Ontario	47
2.11.6	Tableau récapitulatif des programmes de prime de charges hivernales existants	48
2.12	Impacts positifs de l'OPCH	50
3	<i>Présentation du projet</i>	51
3.1	Raison d'être du projet	51
3.2	Description des objectifs	52
3.3	Méthodologie de recherche.....	53
4	<i>Description du montage expérimental.....</i>	55
4.1	Montage expérimental.....	55
4.1.1	Fosse d'essai	55
4.1.2	Simulateur ATLAS	56
4.2	Présentation de l'instrumentation.....	57
4.2.1	Sondes de teneur en eau.....	57
4.2.2	Thermistances.....	58
4.2.3	Déflexion de surface	58
4.2.4	Jauges de contraintes	59
4.2.5	Jauges de déformation horizontale et verticale	60
4.2.6	Système d'Acquisition de donnée.....	63
4.2.7	Type de pneus utilisés et mesure de l'empreinte (TekScan).....	64
5	<i>Caractérisation des Matériaux de chaussée</i>	67
5.1	Structure de chaussée et essais de laboratoire	67
5.2	Couche de roulement : Enrobé Bitumineux (EB).....	68
5.2.1	Provenance du mélange EB-10S.....	68
5.2.2	Détermination du module dynamique $ E^* $ essais de compression-traction	68
5.2.3	Détermination de la fréquence de chargement générée par l'ATLAS	70
5.2.4	Courbes du module dynamique selon la température	71
5.3	Fondation granulaire : Gravier concassé MG20	72
5.3.1	Provenance du MG20	72
5.3.2	Analyse granulométrique	72
5.3.3	Résultats des essais de caractérisation	74
5.3.4	Essai de portance Californien (CBR).....	75
5.3.5	Module réversible (M_R)	75
5.4	Sol d'infrastructure : CL.....	77
5.4.1	Provenance de l'argile	77
5.4.2	Analyse granulométrique	78
5.4.3	Résultats des essais de caractérisation	78
5.4.4	Essai de portance Californien (CBR).....	79
6	<i>Construction de la chaussée expérimentale.....</i>	80
6.1	Étapes de construction	80

6.2	Vérification du niveau de compaction au cône de sable.....	83
6.3	Synthèse de l'instrumentation du montage – Croquis	84
6.4	Difficultés rencontrées lors de la construction.....	85
6.4.1	Échéancier de construction serré	85
6.4.2	Construction de la couche d'argile	86
6.4.3	Tassements observés.....	87
6.4.4	Défectuosité du capteur de déformation n°1	87
6.5	Protocole d'essai	87
6.5.1	Paramètres d'essais de la fosse expérimentale et du simulateur	87
6.5.2	Fonctionnement du simulateur et acquisition des données	89
6.5.3	Frise chronologique des essais avec le simulateur.....	89
7	<i>Présentation et analyse des résultats du simulateur.....</i>	91
7.1	Comportement thermique	91
7.2	Soulèvements et tassements	93
7.3	Comportement hydrique.....	97
7.4	Comportement mécanique.....	100
7.4.1	Contraintes (σ) dans les couches non liées	103
7.4.2	Déformations verticales optiques (ε_z).....	106
7.4.3	Déformations horizontales (ε_H) à la base de l'enrobé	109
7.4.4	Déflexion de surface	110
7.4.5	Synthèse des résultats en valeurs relatives.....	112
7.4.6	Effet de la variation de la charge sur la réponse de la chaussée	114
7.5	Comparaison des mesures avec Yi et coll. (2016)	119
7.5.1	Méthodologie des deux projets	119
7.5.2	Régimes thermiques et indices de gel.....	120
7.5.3	Résultats et comparaison des réponses mécaniques	123
7.6	Prédiction de la réponse mécanique avec WinJULEA.....	125
7.6.1	Caractérisation des matériaux lors de la déconstruction (DCP et teneurs en eau)	126
7.6.2	Paramètres de calcul	128
7.6.3	Méthodologie de calcul.....	139
7.6.4	Résultats et analyse comparative avec les données expérimentales	140
7.6.5	Effet de l'enrobé bitumineux	144
8	<i>Analyse de l'endommagement causé par l'OPCH.....</i>	147
8.1	Critère de fatigue.....	147
8.1.1	Détermination de la fréquence de chargement.....	148
8.1.2	Détermination de la température.....	148
8.2	Critère de déformation permanente	149
8.3	Critère de déflexion maximale.....	149
8.4	Domage relatif calculé avec la loi de Miner	150
8.5	Résultats de l'analyse d'endommagement	150
8.6	Calcul de la consommation de vie sur un cycle annuel	153

8.6.1	Conditions climatiques	153
8.6.2	Calculs et résultats	154
9	<i>Discussion</i>	158
9.1	Causes d’erreur et critique des résultats	158
9.2	Applicabilité	160
9.2.1	Contexte provincial.....	160
9.2.2	Contexte des changements climatiques	162
9.3	Limitations de l’étude	163
9.4	Travaux triaxiaux envisagés	165
10	<i>Conclusion</i>	166
	<i>Bibliographie</i>	168
	<i>Annexe A : Extrait du Guide to Log Haul in Alberta, 2015-02-11</i>	176
	<i>Annexe B Résultats des essais de caractérisation en laboratoire</i>	180
	<i>Annexe C Données expérimentales additionnelles</i>	196
	<i>Annexe D Analyses et calculs WinJULEA</i>	201

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Scénarios considérés, calculs de la fréquence (modifié de Shafiee et coll. (2015))	13
Tableau 2 : Lois d'endommagement selon le modèle de fatigue (unités anglaises).....	16
Tableau 3 : Lois d'endommagement selon le modèle de déformation permanente	16
Tableau 4 : Températures et états de contraintes des essais triaxiaux	19
Tableau 5 : Modules réversibles approximatifs selon la température et le type de matériau	22
Tableau 6 : États de contrainte lors des essais triaxiaux (modifié de Simonsen et coll. (2002))....	22
Tableau 7 : Calculs de l'augmentation de la vie consommée pour une augmentation de charge de 10 % en hiver selon la loi de Miner (structure de chaussée constituée de 120 mm d'enrobé, 200 de fondation et 500 mm de sous-fondation) (Bilodeau et coll., 2014)	32
Tableau 8 : Modules saisonniers du sol d'infrastructure utilisés dans Mn/Pave (Modifié de Skok et coll. (2003))	36
Tableau 9 : Calcul du facteur F_F	37
Tableau 10: Code de couleur du réseau routier d'Alberta Transportation	40
Tableau 11 : Charges permises au Manitoba (Modifié de Bradley (2011))	42
Tableau 12 : Historique du début et de la fin de l'OPCH (Modifié de Bradley (2011))	43
Tableau 13 : Primes de charge T.N.-O. (Government of Northwest Territories, 2016b).....	44
Tableau 14 : Résumé des législations des OPCH en Amérique du Nord (Modifié de Bradley (2011)).....	49
Tableau 15 : Propriétés techniques du capteur no°5400N utilisé.....	65
Tableau 16 : Surface de contact et force moyenne par pneu selon différents niveaux de charge ..	66
Tableau 17 : Essais de laboratoire	67
Tableau 18 : Caractéristiques physiques de la couche de base et de roulement	69
Tableau 19 : Coefficients de régressions calculés pour le modèle de Witczak	70
Tableau 20 : Modules dynamiques calculés selon la température et la fréquence	72
Tableau 21 : Caractéristiques granulométriques du MG20	73
Tableau 22 : Résultats moyennés des essais de caractérisation réalisés sur le MG20.....	74
Tableau 23 : Caractéristiques et résultats de l'essai CBR sur le MG20	75
Tableau 24 : États de contraintes appliqués dans la méthode LC 22-400 du MTMDET	76
Tableau 25 : Résultats moyennés des essais de caractérisation réalisés sur l'argile	79
Tableau 26 : Caractéristiques et résultats de l'essai CBR sur le MG20	79
Tableau 27 : Résultats des essais du cône de sable dans la fosse du laboratoire.....	83
Tableau 28 : Type et position de l'instrumentation dans la chaussée expérimentale.....	85
Tableau 29 : Paramètres des essais des cycles de gel.....	88
Tableau 30 : Teneurs en eau massique mesurée lors de la construction de la chaussée.....	98
Tableau 31 : Exemple de calcul des déformations selon la profondeur de gel et le facteur m.....	118
Tableau 32 : Caractéristiques principales des essais expérimentaux.....	120
Tableau 33 : Résultats des essais au DCP	127
Tableau 34 : Teneurs eu eau dans la chaussée lors de la déconstruction	128
Tableau 35 : Poids volumique (γ) des matériaux considérés pour les simulations WinJULEA..	132
Tableau 36 : Coefficients de poisson des matériaux non liés	134
Tableau 37 : Récapitulatif des modules élastiques considérés dans les calculs	138
Tableau 38 : Durée des saisons et température moyenne de l'EB, Québec (Doré et coll., 2016)	153
Tableau 39 : Facteurs saisonniers des matériaux de chaussée (logiciel i3c-me)	155
Tableau 40 : Charges et surfaces considérées pour l'analyse de consommation de vie.....	155
Tableau 41 : Modules élastiques des matériaux de la chaussée	156
Tableau 42 : Calculs de l'augmentation de la vie consommée pour une augmentation de charge de 25 % en hiver seulement.....	157

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Simulateur de véhicules lourds accéléré (ATLAS) de l'Université Laval.....	2
Figure 2 : Coupe type d'une chaussée (Doré & Zubeck, 2009)	3
Figure 3 : Schémas des sollicitations induites par le trafic (Corté & Di Benedetto, 2004).....	4
Figure 4 : Déformations transversales et longitudinales mesurées dans une couche d'enrobé sous le passage d'une roue (Doucet, 1999)	5
Figure 5 : Variation de la rigidité des matériaux sur un cycle annuel (Doré & Zubeck, 2009)	6
Figure 6 : (a) Relation contraintes/déformations d'un matériau granulaire (Extrait de Lekarp et coll. (2000a) (b) Variation du M_R d'un matériau granulaire selon les contraintes totales (θ), (Extrait de Bilodeau & Doré (2013).....	8
Figure 7 : Contraintes sur un échantillon cylindrique	10
Figure 8 : (a) Fréquences calculées selon la vitesse du véhicule et (b) effet de la fréquence calculée sur le module de l'enrobé bitumineux (Modifiées de Shafiee et coll. (2015)).....	13
Figure 9 : Type d'essai à considérer selon la couche de la chaussée (Lemieux, 2001).....	18
Figure 10 : Modules calculés en fonction des températures (modifié de Berg et coll. (1996)).....	21
Figure 11 : (a) courbe type du module réversible en fonction de la température et (b) Module réversible de 5 échantillons entre 0 et -10 °C (Modifié de Simonsen et coll. (2002))	23
Figure 12 : MR mesurés selon la température (Modifiée de Li et coll. (2010b)).....	25
Figure 13 : Comparaison des modules réversibles mesurés par Simonsen et coll. (2002) et Li et coll. (2010b) pour un matériau granulaire	26
Figure 14 : Structure des chaussées utilisées (Benson et coll. (1998)).....	27
Figure 15 : Bassins de déflexion au Westby site (Benson et coll., 1998).....	28
Figure 16: Module réversible en fonction du temps, Unity (a) 1995-1996 (b) 1996-1997 (Modifiées de Jong et coll. (1998))	29
Figure 17 : Variation des déformations et des contraintes dans chacune des couches (Bilodeau et coll., 2014).....	31
Figure 18 : (b) profondeur de gel-dégel, (c) dommage et déformation du sol d'infrastructure et (d) dommage et déformation de l'EB (Modifié de Simonsen et coll. (1997))	34
Figure 19 : Dommage relatif calculé par la méthode de l'ASHTO 1993 (Ovik & Siekmeier, 2004)	38
Figure 20 : Extrait de la carte interactive Frost/Thaw Contour Map (AT, 19-12-2016) (http://www.transportation.alberta.ca/Content/docType260/Production/FrostThawMap.pdf)	40
Figure 21 : Extrait du tableau de donnée de SHI RoadNet (http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/).....	45
Figure 22 : Température de l'air et de la surface du pavage à la station Torquay (http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/torquay/).....	46
Figure 23 : (a) Température de l'air selon la date et (b) température dans le sol selon la date (http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/torquay/).....	47
Figure 24 : Fosse d'essai du laboratoire de l'Université Laval	55
Figure 25 : (a) Simulateur Atlas mobile, (b) roue jumelée du simulateur et (c) simulateur installé et isolé.....	56
Figure 26 : ThetaProbes Type ML2x (référence: http://www.label.pl/en/rekml2x.html)	57
Figure 27 : Capteur à fibre optique de déflexion (a) croquis, (b) capteur, support métallique et câble à fibre optique, (c) photographie du capteur sans couvercle, (d) trou foré et (e) capteur installé	59
Figure 28 : Jauge de contrainte électrique typique	60
Figure 29 : Montage et calibration des jauges horizontales à la base de l'enrobé bitumineux.....	61
Figure 30 : Courbes de calibration des jauges de déformation horizontale.....	62

Figure 31 : Schéma de montage d'un capteur de déformation vertical	62
Figure 32 : Courbes de calibration des jauges de déformation verticale	63
Figure 33 : (a) Systèmes d'acquisitions National Instruments (électrique et optique) et (b) système d'acquisition de données optique ProSens PSC-D	64
Figure 34 : (a) Capteur d'empreintes TekScan et (b) empreintes et pression de contact mesurées avec le logiciel iScan (5500 kg)	65
Figure 35 : Capteur no°5400N fabriqué par TekScan utilisé avec iScan (www.tekscan.com)	65
Figure 36 : Module dynamique selon la température et la fréquence.....	71
Figure 37 : Distribution granulométrique moyenne des 3 échantillons de MG20.....	73
Figure 38 : Module réversible du MG20 à trois états de saturation différents	77
Figure 39 : Courbe granulométrique moyenne et composition de l'argile	78
Figure 40 : Photographies illustrant les étapes de construction 1 à 5	81
Figure 41 : Photographies illustrant les étapes de construction 6 à 11	82
Figure 42 : Croquis tel que construit de la chaussée et de l'instrumentation	84
Figure 43 : Agglomérations de particules argileuses dans le sol d'infrastructure	86
Figure 44 : Frise chronologique des essais réalisés au simulateur de véhicules lourds.....	90
Figure 45 : Régimes thermiques dans la fosse pour les cycles de gel 1 et 2	92
Figure 46 : Soulèvements et affaissements de la chaussée lors des essais expérimentaux	94
Figure 47 : Déflexions de surface et déformations verticales dans la fondation granulaire et le sol d'infrastructure générées par le passage du demi-essieu (5000 kg), 2016-04-25, 8h00.....	95
Figure 48 : Profondeur de gel et teneurs en eau volumétrique mesurées lors des cycles de gel ...	98
Figure 49 : Déflexions, déformations et contraintes générées par le passage du demi-essieu dans les couches non liées (a, b et c) et à la base et au sommet de l'EB (d).....	101
Figure 50 : Mesures des contraintes en valeurs relatives pour le cycle de gel no°1.....	104
Figure 51 : Mesures des contraintes en valeurs relatives pour le cycle de gel no°2.....	105
Figure 52 : Déformations verticales dans la fondation et le sol d'infrastructure, gel no°1	106
Figure 53 : Déformations verticales dans la fondation et le sol d'infrastructure, gel no°2	108
Figure 54 : Déformations transversales à la base de l'enrobé bitumineux pour le cycle de gel no°1 (a) et no°2 (b)	109
Figure 55 : Valeurs relatives de la déflexion selon la profondeur.....	111
Figure 56 : Réponse mécanique en valeurs relatives (VR) selon la profondeur de gel et la charge, 1 ^{er} cycle de gel	113
Figure 57 : Effet des surcharges sur la réponse en valeurs relatives de la chaussée	115
Figure 58 : Relation entre la pente m selon la profondeur de gel.....	116
Figure 59 : Régimes thermiques de la chaussée A ₂₀₁₄ et B ₂₀₁₇	121
Figure 60 : Profondeur de gel selon la racine carrée de l'indice de gel à 50 mm dans l'EB.....	122
Figure 61 : Déformations transversales relatives à la base de l'EB et déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure pour les deux chaussées (A ₂₀₁₄ et B ₂₀₁₇)	124
Figure 62 : Essai au DCP, fosse expérimentale.....	127
Figure 63 : Maillage de calcul programmé dans WinJULEA	129
Figure 64 : Valeurs de K_0 mesurées pour un sable de (a) $D_R = 40\%$ et (b) $D_R = 80\%$ (Modifiées de Lee et coll. (2016))	132
Figure 65 : v selon la température pour le dépôt de silt des dunes de Loess, Chine (Sheng et coll., 2003).....	134
Figure 66 : v selon la température pour un dépôt marin (MD), alluvions (silt) et un granite extrêmement faible (EWD) (Hu et coll., 2013).....	134
Figure 67 : Résultats des modules élastiques rétrocalculés en 2014 en fonction de la date et pour les deux chaussées (a) 200 mm d'EB et (b) 100 mm d'EB	137
Figure 68 : Résultats des modules élastiques rétrocalculés en 2015 en fonction de la date et pour les deux chaussées (a) 200 mm d'EB et (b) 100 mm d'EB	137

Figure 69 : Méthodologie de calcul typique, étape par étape	139
Figure 70 : Déflexions de surface théoriques et expérimentales, structure B2017	141
Figure 71 : Déformations horizontales à la base de l'EB théoriques et expérimentales (z = 180 mm), structure B2017	142
Figure 72 : Déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure théoriques et expérimentales (z = 520 mm), structure B2017	142
Figure 73 : Structures de chaussée considérées	145
Figure 74 : Déformations transversales à la base de l'EB selon la profondeur de gel et la structure	146
Figure 75 : Déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure selon la profondeur de gel et la structure	146
Figure 76 : Analyse des dommages relatifs selon les critères de fatigue, déformation permanente et déflexion pour les chaussées A ₂₀₁₄ et B ₂₀₁₇	151
Figure 77 : Évolution de la température et de la profondeur de gel pour la région de Québec (Extrait du logiciel i3c-me)	154
Figure 78 : Provinces canadiennes (vert) et États américains (bourgogne) avec OPCH.....	161
Figure 79 : Courbe typique du module réversible selon la température.....	165

À mes parents Lucie et Pierre

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je tiens à remercier tous mes collègues de l'Université Laval avec lesquels j'ai eu le plaisir de réaliser mes études aux cycles supérieurs. Merci de m'avoir fait vivre une expérience exceptionnelle et de m'avoir conseillé tout au long de mon projet. L'équipe du Groupe de Recherche en Ingénierie des Chaussées (GRINCH) est constituée d'étudiants et chercheurs enthousiastes et persévérants avec lesquels j'ai eu l'occasion d'avoir beaucoup de plaisir.

Je tiens à remercier mon directeur de recherche, monsieur Guy Doré, tout d'abord pour la confiance qu'il m'a accordée en me confiant ce projet de recherche, mais également pour l'aide, les nombreux conseils et l'occasion de m'avoir fait participer à des activités et congrès en ingénierie. Ces expériences m'ont permis de découvrir le monde de la recherche et d'acquérir des connaissances particulières.

Également, je remercie monsieur Jean-Pascal Bilodeau pour l'encadrement exemplaire qu'il a su m'offrir. M. Bilodeau a toujours été disponible et enthousiaste pour m'aider à surmonter diverses embuches. Ses connaissances techniques et scientifiques sur le sujet ont été d'une aide exceptionnelle.

Aussi, je tiens à remercier Papa Masseck Thiam ing., M.SC. de chez FPInnovations pour l'aide accordé au cours du déroulement du projet. Plus spécifiquement, je remercie M. Masseck pour le support fourni dans la définition de la méthodologie du projet et dans la revue des législations existantes. Monsieur Thiam possède des connaissances particulières dans l'octroi de primes de charge en saison hivernale et ses conseils ont été très appréciés tout au long du projet.

Sans l'aide de techniciens de laboratoire d'expériences, ce projet n'aurait pas eu lieu. Je tiens donc à remercier monsieur Sylvain Auger et monsieur Christian Juneau. Monsieur Auger a été le principal acteur dans la construction de la chaussée expérimentale et dans la réalisation des essais de laboratoire. Monsieur Auger, je vous remercie pour votre disponibilité, votre patience et votre grande efficacité. Monsieur Juneau, je vous remercie notamment pour la conception de pièces de laboratoire, vos conseils techniques et votre disponibilité à répondre aux différents besoins.

Finalement, je suis très reconnaissant envers ma famille qui m'a supporté tout au long de cette aventure. Plus particulièrement, mes parents et ma copine ont su m'encourager lors des moments plus difficiles.

1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Les routes sont des infrastructures essentielles à la mobilité des biens, des personnes ainsi qu'au développement économique des territoires. Au Canada, le réseau routier compte de multiples utilisateurs dont 20 millions de véhicules légers, 750 000 camions moyens et lourds et 15 000 autobus (Transports Canada, 2012). Les sollicitations générées par les véhicules lourds entraînent des déformations dans les routes et constituent l'un des facteurs principaux de l'endommagement des chaussées. Dans les régions froides, en addition aux véhicules lourds, les chaussées sont affectées par les conditions environnementales notamment par les cycles de gel et dégel. Ainsi, la réponse mécanique d'une chaussée flexible fluctue selon la charge et les conditions climatiques saisonnières.

Pour la grande majorité des routes principales du Canada, la surface de roulement est généralement constituée de béton bitumineux. Cette couche est composée d'un liant visqueux et constitue la principale couche à vocation structurale d'une chaussée puisqu'elle possède les valeurs de module dynamique les plus élevées. Ces valeurs oscillent généralement de moins de 1000 MPa à environ 20 000 MPa selon la température (Doucet & Auger, 2010). Plus les températures sont froides, plus le module est élevé, car la viscosité du liant est directement affectée par la température. Cette différence de rigidité est très importante dans la plupart des régions de l'Amérique du Nord où la différence de température entre la saison hivernale et estivale est importante. Également, les variations des teneurs en eau en fonction des saisons dans les sols et les matériaux granulaires influencent la capacité portante des chaussées. Au dégel, les pressions interstitielles élevées dans les sols et matériaux non liés diminuent significativement la capacité portante des routes alors qu'en période hivernale le gel de l'eau interstitielle vient « cimenter » les particules non liées entre elles augmentant la capacité portante des chaussées (Bigl & Berg, 1996a). En période de dégel, afin de protéger le réseau routier de dommages excessifs, la perte de capacité portante est considérée à l'aide de politiques de restriction de charge appliquées par certains pays, dont le Canada, les États-Unis et certains pays européens (C-SHRP, 2000). À l'inverse, l'augmentation de la rigidité des chaussées en période de gel incite certaines administrations à adapter leurs règlements sur les limites de charge admissible imposées aux véhicules lourds. Ainsi, certaines régions ont déjà établi des programmes pour l'octroi de primes de charge en période hivernale (OPCH) selon différents critères (Bradley, 2011; Montufar & Clayton, 2002; Ovik & Siekmeier, 2004). Pour l'industrie, il est clair que l'augmentation des

charges suscite un intérêt particulier puisque la possibilité de transporter davantage de matériau par camion (bois, pétrole, etc.) permet de réduire significativement les frais de transport. Par cet intérêt, l'industrie exerce une pression croissante sur les administrations. Les objectifs principaux des revendications sont d'assouplir et d'uniformiser les critères en plus d'implanter de nouveaux programmes dans les régions qui tardent à octroyer les primes de charge. Malgré que l'augmentation de la rigidité en saison hivernale soit observable, l'absence de documentation technique et précise justifie la sévérité des critères de primes de charge et la réticence de plusieurs administrations à en octroyer.

Dans le cadre de la phase 2 (2015-2020) de la Chaire de recherche industrielle du CRSNG sur l'interaction Charges lourdes-Climat-Chaussées (i3c), des études sont menées pour étudier les effets du transport hors norme sur la réponse mécanique des chaussées flexibles en condition de gel saisonnier. Le projet vise à documenter le comportement mécanique des chaussées flexibles selon le gel, établir le lien entre le gain de portance résultant du gel et l'endommagement et développer un critère rationnel pour l'octroi de primes de charge en période hivernale. Pour répondre à ces objectifs, une chaussée expérimentale de dimension réelle a été construite dans les laboratoires de l'université Laval. La chaussée instrumentée de plusieurs capteurs permet de mesurer les contraintes, déformations et déflexions dans la chaussée durant le gel. Le simulateur de véhicules lourds accéléré (Figure 1) de l'Université Laval a été utilisé afin de solliciter la chaussée durant deux cycles de gel.

Ce mémoire présente, dans un premier temps, une revue des connaissances qui permet de se familiariser avec le sujet. Subséquemment à cette revue, la méthodologie et la construction de la chaussée sont présentées en détail. Ensuite, les résultats et les analyses détaillées sont présentés. Les analyses comprennent, sans s'y limiter, des calculs linéaires élastiques et des analyses d'endommagement. Finalement, le projet permet de proposer un critère rationnel concernant l'octroi de primes de charge en période hivernale.



Figure 1 : Simulateur de véhicules lourds accéléré (ATLAS) de l'Université Laval

2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Généralités sur les chaussées flexibles

Doré & Zubeck (2009) définissent les chaussées comme étant des structures linéaires multicouches qui s'étendent sur des distances importantes et qui agissent comme interface entre le trafic et le sol d'infrastructure. Ces structures de grande envergure reposent dans des environnements géologiques, climatiques et géomorphologiques variés et sont conçues pour :

1. distribuer les charges du trafic du haut vers le bas en respectant la capacité portante du sol naturel;
2. atténuer les variations géotechniques du sol naturel.

Chaque couche subit les sollicitations répétitives causées par le passage des charges lourdes. Les couches supérieures sont généralement plus résistantes, car elles doivent être en mesure de transférer des contraintes acceptables aux couches inférieures jusqu'au sol naturel. L'atténuation des variations géotechniques est l'aspect prédominant dans les régions froides où les sols sont sujets à des mouvements différentiels causés par le soulèvement au gel et tassements au dégel. Pour atténuer ces variations géotechniques, les chaussées flexibles sont munies de diverses couches structurales conçues selon les horizons rencontrés dont les principales sont :

- le revêtement (enrobé bitumineux, gravier, dalle de béton, etc.);
- la fondation (généralement composée de gravier concassé ou partiellement concassé);
- la sous-fondation (sable, gravier ou sable/gravier);
- le sol naturel ou sol d'infrastructure.

Ces couches sont présentées à la Figure 2 et décrites précisément par Doré & Zubeck (2009).

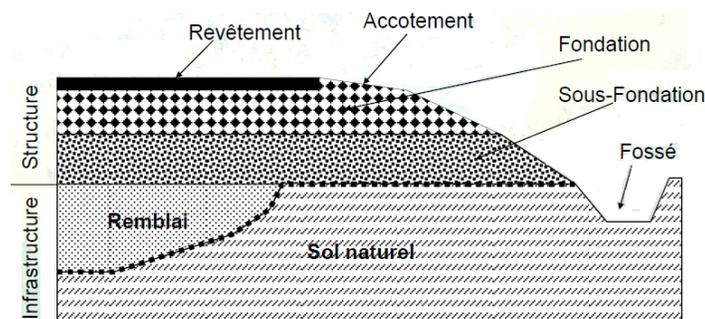


Figure 2 : Coupe type d'une chaussée (Doré & Zubeck, 2009)

2.2 Sollicitations et endommagements des chaussées

Au cours de sa durée de vie utile, une chaussée est soumise à plusieurs sollicitations pouvant l'endommager. Les principales sollicitations peuvent être regroupées en deux classes principales. Les premières sont les sollicitations mécaniques, générées par les véhicules lourds, et les secondes sont les sollicitations environnementales telles les intempéries, l'eau et la température. À ces deux mécanismes s'ajoute le vieillissement des matériaux qui affecte les propriétés de ceux-ci.

2.2.1 Sollicitations mécaniques

Le passage d'un véhicule lourd génère des contraintes à tous les niveaux dans la chaussée. Ces contraintes se traduisent par des déformations en contraction et en extension à tous les niveaux au sein de la chaussée (Corté & Di Benedetto, 2004). La Figure 3 schématise les sollicitations et déformations principales dans une chaussée flexible. En conception et en analyse des chaussées, les deux niveaux qui sont particulièrement d'intérêt sont les déformations horizontales à la base de l'enrobé bitumineux (EB) et les déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure, car ils correspondent aux critères d'endommagement par fatigue et par orniérage structural (Doré & Zubeck, 2009; Mallick & El-Korchi, 2013). Ces mécanismes d'endommagement sont décrits dans les sections suivantes.

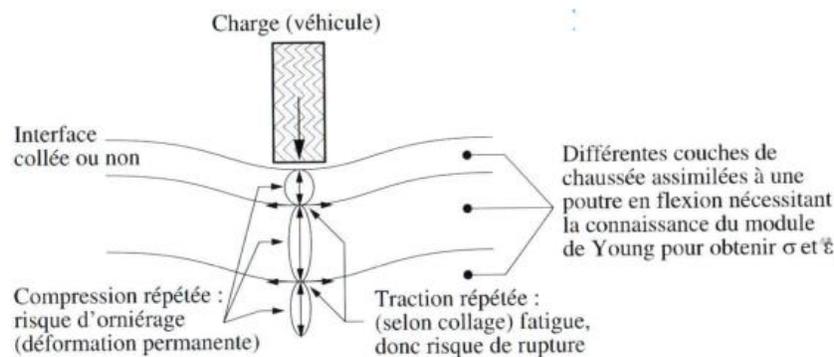


Figure 3 : Schémas des sollicitations induites par le trafic (Corté & Di Benedetto, 2004)

2.2.2 Endommagements mécaniques

L'endommagement résultant du passage des camions peut se produire dans tous les matériaux. Pour les matériaux granulaires, il se produit principalement des déformations dans le plan vertical (ϵ_z), car ces matériaux ont une très faible résistance en extension. Selon Corté & Di Benedetto (2004), leur comportement peut être comparé à celui d'une poutre en flexion dans le domaine élastique. Les déformations permanentes sont générées par la réponse élastoplastique de la

chaussée face au passage répété des véhicules lourds. Dans la plupart des cas, les déformations proviennent de la densification des matériaux et des déformations en cisaillement de toutes les couches de la structure. Le phénomène de déformation permanente dans les sols et matériaux granulaires génère un orniéage à grand rayon en surface (orniéage structural).

Pour ce qui est de l'enrobé bitumineux, en raison de son comportement viscoélastique causé par la présence de bitume, le module est fortement dépendant de la fréquence de chargement (la vitesse) et de la température (Carter & Perraton, 2002). Ainsi, toujours selon Corté & Di Benedetto (2004), l'hypothèse du comportement élastique est parfois moins justifiée de par l'accumulation des effets de non-linéarité et de non-réversibilité du matériau. Les détériorations principales liées à l'enrobé bitumineux sont l'orniéage à faible rayon et la fissuration par fatigue. La fissuration par fatigue est causée, entre autres, par la flexion répétée de la couche d'EB jumelée au vieillissement du bitume. Les contraintes maximales en tension sous chargement se situent à la base du revêtement (Ullidtz 1987, tiré de Grellet et coll. (2009)).

Les méthodes de conception utilisent des critères de déformation admissible localisée à des niveaux précis comme à la base du revêtement pour la fatigue (Grellet et coll., 2009) et à l'interface du sol d'infrastructure pour l'orniéage structural. La déformation en fatigue à la base du revêtement peut être mesurée transversalement et longitudinalement au passage d'une roue telle que montrée à la Figure 4. La déformation longitudinale (a) est constituée de deux phases en compression et d'une en extension alors que la déformation transversale (b) est strictement en extension.

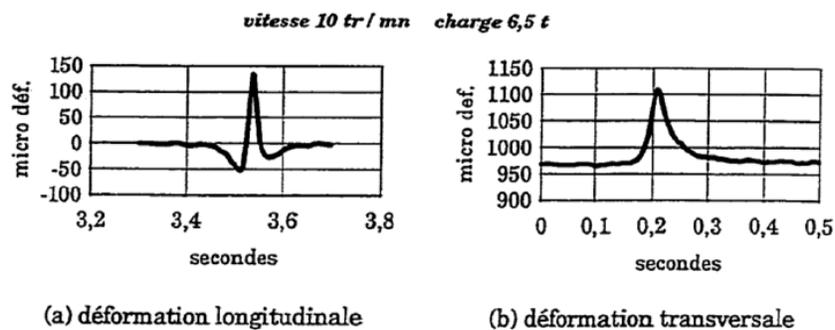


Figure 4 : Déformations transversales et longitudinales mesurées dans une couche d'enrobé sous le passage d'une roue (Doucet, 1999)

2.2.3 Variations saisonnières

En Amérique du Nord, le comportement mécanique des chaussées flexibles est influencé par les importantes variations saisonnières. Les trois principaux facteurs qui expliquent ce phénomène sont les variations de température, de teneur en eau et l'effet de la température sur la teneur en eau (Mallick & El-Korchi, 2013). Le facteur température affecte directement le module de l'enrobé bitumineux alors que le facteur eau, grandement influencé par les cycles de gel-dégel, affecte davantage les matériaux granulaires et les sols. Ces variations saisonnières sont présentées à la Figure 5.

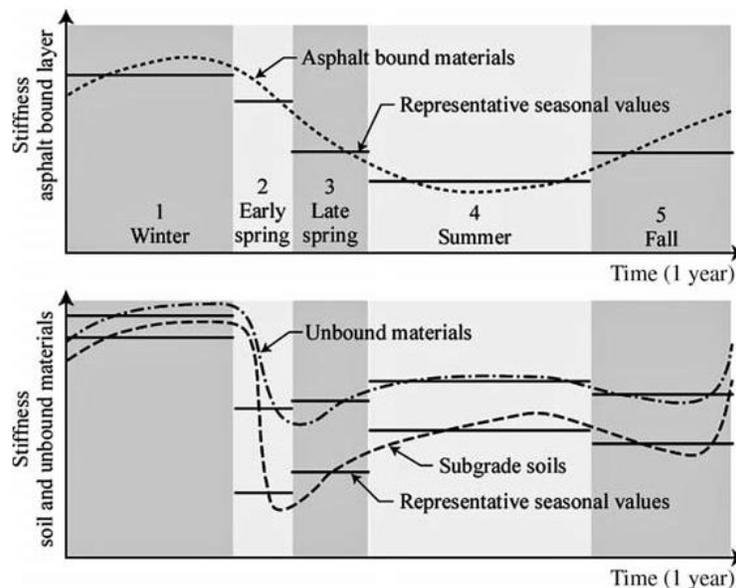


Figure 5 : Variation de la rigidité des matériaux sur un cycle annuel (Doré & Zubeck, 2009)

Dès le début de l'automne, avant même la propagation du gel dans la chaussée, l'enrobé bitumineux subit un gain de module dynamique important dû à la chute des températures. Au cours de l'hiver, les températures décroissent et la rigidité de cette couche continue d'augmenter. Sous des températures inférieures à 0 °C, le gel pénètre dans la fondation, la sous-fondation et le sol d'infrastructure. La solidification de l'eau «cimente» les particules non liées augmentant significativement le module des couches (Bigl & Berg, 1996a; Simonsen et coll., 2002).

Lors de dégel printanier, le comportement est caractérisé par une diminution importante du module réversible des sols et des matériaux granulaires causés principalement par (1) l'augmentation de la teneur en eau, (2) la fonte des lentilles de glace dans le sol et (3)

l'augmentation de la déformabilité des sols causés par l'action du gel (Benson et coll., 1998). Après le dégel, suite au drainage de l'eau en excès et à la dissipation des pressions interstitielles, le module des matériaux augmente progressivement selon la teneur en eau. En période estivale, lorsque l'eau dans les sols a été drainée, les modules réversibles sont relativement stables. Ainsi, les importantes variations saisonnières au cours d'un même cycle annuel complexifient le dimensionnement et la gestion des chaussées. En pratique, ces variations sont prises en compte dans la conception des routes en attribuant des propriétés différentes aux matériaux selon la saison. Par exemple, l'AASHTO définit des modules effectifs et des dommages relatifs selon la saison (section 2.10).

2.2.4 *Endommagements agissant par temps froid*

Étant donnée la rigidité élevée des chaussées par temps froid, l'endommagement est principalement causé par les sollicitations environnementales. Les deux principaux types d'endommagement associés à ces conditions sont le retrait thermique de la couche d'enrobé bitumineux et les soulèvements différentiels (Doré & Zubeck, 2009).

Les fissures de retrait sont causées par des contraintes thermiques supérieures à la résistance en traction du matériau. Elles se propagent selon la chute des températures telles que décrites dans Doré & Zubeck (2009).

En présence de soulèvement au gel différentiel, des contraintes importantes supplémentaires peuvent être induites dans les chaussées (Doré & Zubeck, 2009). Le phénomène de soulèvement différentiel se produit lorsque les caractéristiques ou la nature du sol d'infrastructure sont variables le long d'un axe routier, lorsque la géométrie de la chaussée varie ou lorsqu'il y a accumulation de neige sur les bordures de la route (Doré & Zubeck, 2009). Les dommages résultants dépendent de l'amplitude des soulèvements différentiels et de la résistance en flexion du matériau.

2.3 **Modules réversibles des matériaux non liés et des sols**

Dans le contexte d'une chaussée, le module élastique d'un matériau se définit par le ratio de la contrainte (σ) sur la déformation réversible (ϵ_r) (Richter, 2006). Contrairement aux matériaux d'acier, de béton et de bois, les sols et matériaux granulaires présentent un comportement élastoplastique non linéaire. C'est-à-dire que sous une contrainte, une partie de la déformation est réversible et résiliente (ϵ_r) et l'autre partie est permanente ou plastique (ϵ_p) (Bilodeau, 2009). Ces

déformations sont présentées à la Figure 6 (a). La déformation d'un matériau granulaire est fonction de l'état des contraintes (σ) dans la chaussée. Ce niveau de pression est principalement fonction de la charge à la roue, de la surface de contact entre le pneu et la chaussée et des caractéristiques structurales des couches constituant la chaussée. Les contraintes affectent directement le module réversible (M_R) des sols et matériaux non liés tel qu'illustré à la Figure 6 (b). La pression est très importante dans la dissipation des contraintes dans les sols alors que la déformation permanente est plutôt un indicateur de performance à long terme de la chaussée.

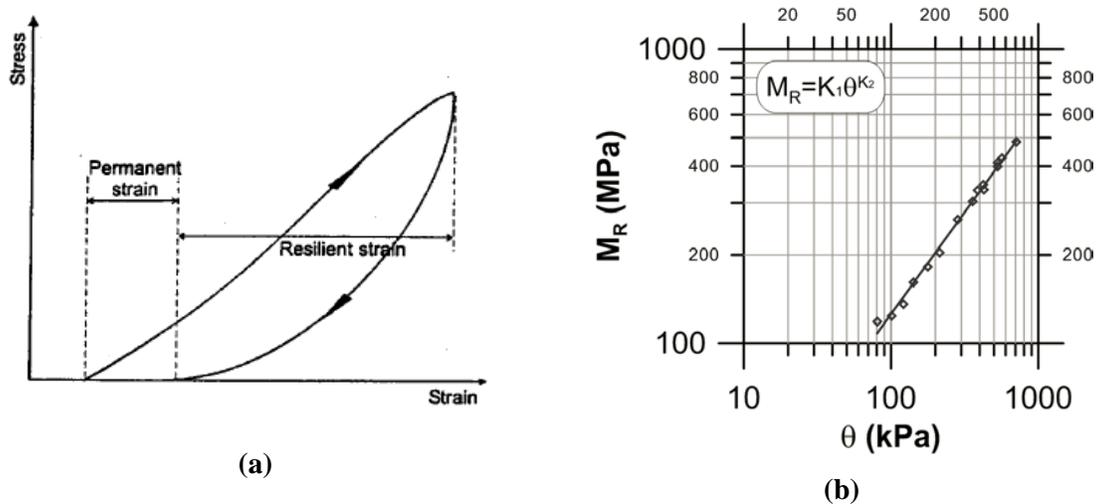


Figure 6 : (a) Relation contraintes/déformations d'un matériau granulaire (Extrait de Lekarp et coll. (2000a) (b) Variation du M_R d'un matériau granulaire selon les contraintes totales (θ), (Extrait de Bilodeau & Doré (2013)

Afin de ne tenir compte que de la réponse élastique, le rapport des contraintes et des déformations réversibles (ϵ_r) est utilisé pour calculer le module réversible. Ce module quantifie la rigidité des sols et matériaux non liés et est défini par l'équation (1):

$$M_r = \frac{\sigma}{\epsilon_r} \quad (1)$$

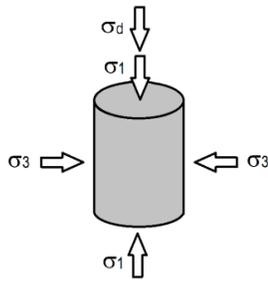
Dans la pratique du génie routier, plusieurs méthodes permettent d'obtenir le module réversible pour différentes couches. Une approche couramment utilisée est la mesure de ce module par des essais en laboratoire telle la méthode LC-22 du Ministère des Transports du Québec (2007). Celle-ci utilise une cellule triaxiale à chargement répété. L'autre méthode courante est la réalisation d'essais de déflexion sur la chaussée pour évaluer le module élastique in situ des couches par rétrocalculs.

Selon le rapport FHWA-HRT-04-079 du Department des Transports des É.-U. (Richter, 2006), un important consensus existe sur les principaux facteurs affectant le module d'un matériau en conditions non gelées. Ces facteurs sont les conditions de contraintes, la teneur en eau, la masse volumique et les caractéristiques du matériau (teneur en fines, angularité, etc.). Pour les matériaux exposés au gel, seulement quelques projets de recherche ont étudié les principaux paramètres influençant la variation du module (Bigl & Berg, 1996b; Richter, 2006; Simonsen et coll., 1997). Dû au manque de résultats concrets, l'accord entre les professionnels est bien différent et la majorité semble d'avis que plus de recherche est nécessaire avant d'atteindre un consensus.

2.4 Prédiction des contraintes, des déformations et des M_R des matériaux non liés

Puisque le comportement des matériaux non liés et des sols sous chargement peut être comparé à celui d'une poutre en flexion dans le domaine élastique, il est possible de prédire mathématiquement les contraintes et déformations dans les différentes couches d'une chaussée. Un modèle de calcul multicouche élastique linéaire et isotrope qui nécessite le module de Young (Module réversible des matériaux routiers), le coefficient de Poisson (μ) et l'épaisseur des couches de matériau comme intrants peut être utilisé pour approximer les contraintes, déformations, déflexions et M_R (Corté & Di Benedetto, 2004). Plusieurs programmes informatisés ont été développés pour réaliser ces calculs rapidement tels DAMA, KENLAYER, MePADS et WinJULEA.

Ces logiciels sont utilisés bien que le comportement réel des matériaux soit élastoplastique, non linéaire, anisotrope et caractérisé par une déformation réversible (ϵ_r) et plastique (ϵ_p) (Doré & Zubeck, 2009). En conditions réelles, les matériaux sont également non homogènes et discontinus. Lorsque la contrainte appliquée sur les matériaux non liés ou le sol est petite par rapport à la rigidité du matériau, la déformation est quasi uniquement réversible permettant l'approximation par des méthodes élastiques linéaires. Les contraintes principales auxquelles est soumis un échantillon de sol sont définies à la Figure 7.



σ_1 : Contrainte axiale totale

σ_2 et σ_3 : Contraintes de confinement où $\sigma_2 = \sigma_3$ pour un échantillon cylindrique (essai triaxial)

$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$: Contrainte totale

τ_{oct} : Contrainte octaédrique

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$: Contrainte déviatorique

Figure 7 : Contraintes sur un échantillon cylindrique

Des essais de laboratoire comme les essais triaxiaux permettent de mesurer le M_R d'un matériau non lié en fonction de contraintes. Une fois différentes valeurs de M_R mesurées selon différents états de contrainte, des modèles comme le NCHRP 1-28A (2) et le modèle linéaire de la méthode LC 22-400 (Ministère des Transports du Québec, 2007) (3) permettent de mettre en relation le M_R en fonction des contraintes. C'est à ce moment que l'utilisation de logiciels tels WinJULEA et KENLAYER est efficace pour calculer l'état de contrainte réel et le M_R des couches de matériau d'une chaussée à différentes profondeurs.

Modèle NCHRP 1-28A :
$$M_R = c_1 * p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{c_2} * \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{c_3} \quad (2)$$

Modèle LC22-400 :
$$M_R = c_1 + c_2 \theta + c_3 \tau_{oct} \quad (3)$$

où :

c_1, c_2 et c_3 : Coefficients de corrélation

p_a : Pression atmosphérique (101,3 kPa)

2.5 Modules dynamiques des enrobés bitumineux

2.5.1 Généralités

Le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET) utilise le module complexe (E^*) et le module dynamique ($|E^*|$) pour décrire la rigidité d'un enrobé bitumineux sous chargement cyclique (Doucet et coll., 2011). En fait, le comportement mécanique d'un matériau viscoélastique dépend du temps de chargement soit la fréquence (f), de la température (matériau thermosensible) et de la réaction décalée dans le temps du matériau (déphasage). Les généralités concernant les modules complexes et dynamiques sont décrites dans Doucet et coll. (2011) .

Il est tout de même important de rappeler que le module dynamique $|E^*|$ représente l'intensité du module complexe et il peut être utilisé comme module de Young pour le dimensionnement des chaussées dans un logiciel multicouche élastique. Il varie généralement de 300 MPa à 30 000 MPa en fonction de la fréquence, de la température et l'angle de phase (Doucet et coll., 2011). Plusieurs modèles mathématiques permettent d'exprimer le module d'un enrobé en fonction de la température et de la fréquence. Par exemple, le modèle analogique de Huet-Sayegh, décrit par Doucet & Auger (2010), modélise le module complexe d'un enrobé alors que le modèle de Witczak (Witczak, 2005) modélise le module dynamique. Le modèle de Witczak est d'ailleurs le modèle privilégié dans l'approche de dimensionnement du Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) NCHRP I-37A (ARA Inc., 2004).

2.5.2 Calcul de la fréquence de chargement

Tel que défini précédemment, le module d'un enrobé est affecté par la vitesse de chargement qu'il subit dû à ses propriétés visqueuses. La fréquence de chargement doit être calculée précisément puisqu'elle joue un rôle important dans le dimensionnement des chaussées flexibles. Dans la littérature, plusieurs approches sont considérées pour calculer la fréquence de chargement d'un véhicule en mouvement et un effort récent est réalisé pour déterminer les fréquences de chargement adéquates (Al-Qadi et coll., 2008; Shafiee et coll., 2015; Ulloa et coll., 2003). Dans l'approche du MEPDG (NCHRP I-37A), la fréquence de chargement dans un enrobé bitumineux est calculée par rapport à un temps d'application de charge (équation (4)) :

$$t = \frac{L_{eff}}{17,6v_s} \text{ où } t = \frac{1}{f} \quad (4)$$

où

t = temps d'application de la charge (s)

f = fréquence (Hz)

L_{eff} = Longueur effective de la charge calculée selon la méthode d'Odemark (pouce)

v_s = vitesse du véhicule (mph)

Certaines études récentes ont remis en question la précision de l'équation (4) puisqu'il n'y a pas de références directes qui appuient cette conversion. Al-Qadi et coll. (2008) rapportent que dans le domaine de la rhéologie, la conversion du temps de chargement en fréquence cyclique est réalisée en utilisant la fréquence angulaire en radians par secondes défini par :

$$f = \frac{1}{2\pi t} \quad (5)$$

Al-Qadi et coll. (2008) ont examiné la précision des fréquences calculées par la méthode du MEPDG à l'aide de l'utilisation de transformée de Fourier rapide (Fast Fourier Transform) (FFT). Ils ont enregistré des impulsions de contraintes pour différentes profondeurs selon la vitesse de véhicule (8, 24 et 40 km/h). Les fréquences obtenues par la méthode du MEPDG étaient plus de deux fois supérieures à celles obtenues par l'analyse FFT. Les auteurs sont d'avis que l'utilisation d'Odemark et la conversion conventionnelle du temps en fréquence selon l'équation (4) sont les sources d'erreurs potentielles.

Sur ces mêmes principes, Shafiee et coll. (2015) ont réalisé des essais sur la fréquence de chargement à partir de véhicules à l'Integrated Road Research Facility (IRRF) à Edmonton, Alberta, Canada. Ils ont considéré que le passage d'un véhicule induit des déformations verticales, longitudinales et transversales à travers l'enrobé bitumineux, donc des fréquences différentes pour chacune des déformations considérées. Ils ont d'abord observé que les fréquences dominantes associées aux déformations longitudinales sont les plus élevées en comparaison à celles des autres déformations. Également, les différentes fréquences mesurées dans les trois directions démontrent que les propriétés anisotropes de l'enrobé bitumineux devraient être considérés dans les analyses des chaussées flexibles. Finalement, les mesures de fréquences au IRRF ont été comparées à des calculs FFT et à quatre modèles reconnus d'approximation des fréquences. À partir de ces modèles, des modules dynamiques d'enrobé bitumineux ont été calculés permettant de démontrer l'importance de la précision du calcul des fréquences dans les analyses des chaussées flexibles. Le Tableau 1 présente les modèles étudiés par Shafiee et coll. (2015):

Tableau 1 : Scénarios considérés, calculs de la fréquence (modifié de Shafiee et coll. (2015))

Méthode	Temps d'application	f	Paramètres
1 (ARA Inc., 2004)	t = mesure in situ du temps d'impulsion	$f = \frac{1}{t}$	t = temps d'application (s)
2 (Ferry, 1980)	t = mesure in situ du temps d'impulsion	$f = \frac{1}{2\pi t}$	f = fréquence chargement (Hz) h = profondeur (m)
3 (Brown, 1973)	$\log(t) = 0,5h - 0,2 - 0,94\log(v)$	$f = \frac{1}{2\pi t}$	v = vitesse véhicule (km/h) L_{eff} = Longueur effective v_s = vitesse (mph)
4 (MEPDG) (ARA Inc., 2004)	$t = \frac{L_{eff}}{17,6v_s}$ $L_{eff} = 2(a_c + Z_{eff})$ $Z_{eff} = \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_{SG}}} + h_n \sqrt[3]{\frac{E_n}{E_{SG}}}$	$f = \frac{1}{t}$	a_c = rayon de l'aire de contact (pouces) E_{SG} = Module infrastructure (psi) n = nombre de couches h_n = épaisseur de la couche considérée (pouces)
5 (Shafiee et coll., 2015)	Impulsion de charge, domaine du temps	Analyse FFT	E_n = Module de la couche (psi)

La Figure 8 (a) illustre les fréquences calculées à partir de chacun des modèles pour différentes vitesses de véhicules. La Figure 8 (b) illustre les modules dynamiques de l'enrobé calculés à partir des fréquences estimées selon les différents scénarios du Tableau 1.

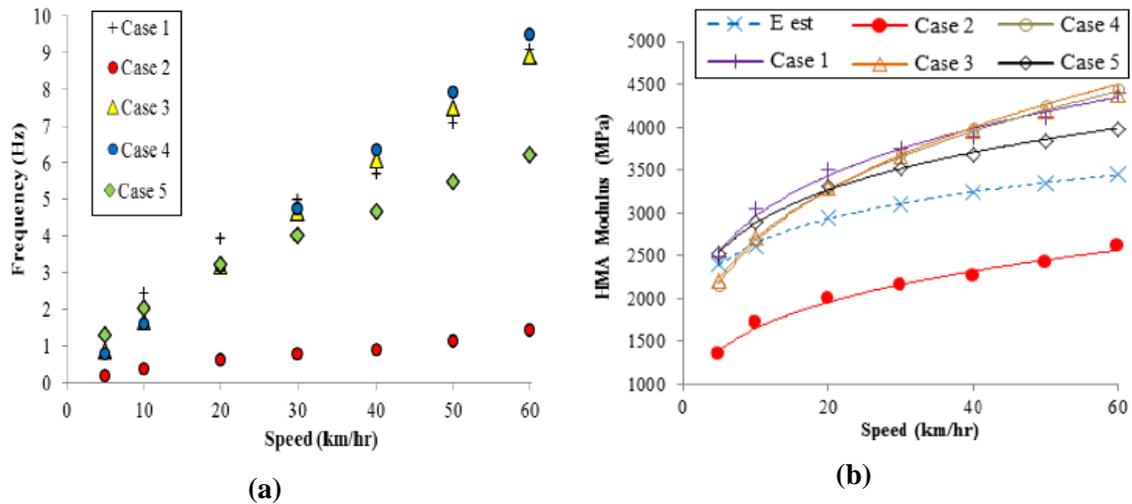


Figure 8 : (a) Fréquences calculées selon la vitesse du véhicule et (b) effet de la fréquence calculée sur le module de l'enrobé bitumineux (Modifiées de Shafiee et coll. (2015))

Cette étude a démontré que la méthode no^o2 déviait des autres par une sous-estimation importante des fréquences. La particularité des résultats est que les temps d'application calculés par les méthodes 3 et 4 sont très divergents de la réalité, mais que la fréquence estimée est près de la

réalité due aux conversions temps-fréquences respectives. La méthode par FFT demeure tout de même la plus précise. Shafiee et coll. (2015) ont également étudié l'influence qu'a l'approximation de la fréquence par les 5 méthodes sur l'estimation du module dynamique de l'enrobé. Ils ont comparé ces modules à des modules rétrocalculés et des contraintes mesurées sur la couche de fondation granulaire (courbe E_{est}). La méthode par FFT est celle qui présente les meilleurs résultats, mais elle est également la plus complexe à utiliser en pratique. Les erreurs de prédiction présentées dans Shafiee et coll. (2015) 2,8 %, 44 %, 4,8 %, 5,4 % et 1,3 % pour les méthodes de 1 à 5.

Garcia (2007) résume également plusieurs modèles mathématiques en détaillant leurs caractéristiques dans sa thèse de doctorat. L'auteur conclut que même si l'enrobé est influencé par la fréquence de chargement, l'effet de la température semble le facteur qui fait varier le plus le module dynamique sur le terrain.

2.5.3 Calcul des températures

La température de l'EB influence grandement son module (Carter & Perraton, 2002). Certaines chaussées flexibles sont munies de thermistances qui permettent de connaître les températures à différentes profondeurs incluant dans l'EB. Comme c'est rarement le cas en pratique, l'équation (6), développée par M.W. Witczak, rapporté par Minnesota Department of Transportation (2012), permet d'approximer la température du revêtement à la profondeur désirée selon la température de l'air en surface. Cette équation est utilisée par le logiciel MnPAVE et le logiciel mécaniste-empirique de conception des chaussées souples i3c-me (Doré et coll., 2016).

$$T_p = T_A \left(1 + \frac{1}{z + 4} \right) - \frac{34}{z + 4} + 6 \quad (6)$$

où

T_p = Température calculée de l'enrobé bitumineux (°F)

T_a = Température de l'air (°F)

z = H/3 : Profondeur d'analyse dans l'enrobé bitumineux (pouce)

H = Épaisseur de l'enrobé bitumineux (pouce)

Pour estimer les modules saisonniers des enrobés bitumineux, la température localisée au tiers supérieur de la couche est généralement utilisée (Minnesota Department of Transportation, 2012). Également, il existe d'autres équations qui utilisent les températures moyennes saisonnières dans

la prédiction des températures, dont celles proposées par Witczak (Minnesota Department of Transportation, 2012).

2.6 Lois d'endommagements

L'analyse de la performance mécanique d'une chaussée peut être évaluée selon différentes lois d'endommagements relatives aux modèles de fatigue et de déformation permanente. Dans la littérature, il est possible de trouver plusieurs modèles associés à des mécanismes de dégradation typiques qui relient le nombre de cycles admissibles avant l'atteinte d'une condition terminale et la déformation à une position critique dans la chaussée. Le Tableau 2 et le Tableau 3 présentent respectivement trois équations pour les modèles de fatigue et de déformation permanente. D'abord, l'équation (7) est l'équation générale pour calculer le nombre total de passages admissibles selon le modèle de fatigue de l'enrobé (Doré et coll., 2016). L'introduction du module dynamique dans le modèle de fatigue permet de quantifier et de considérer l'effet de la variation de la température sur la rigidité du matériau.

$$N_f = C * K_{F1} * \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{K_{F2}} * \left(\frac{1}{|E^*|}\right)^{K_{F3}} \quad (7)$$

où

N_f : Nombre admissible d'équivalents de charge axiale simple (ÉCAS) selon le critère de fatigue

ε_t : Extension horizontale transversale à la base du revêtement (in/in)

$|E^*|$: Module dynamique de l'enrobé bitumineux (PSI)

C, K_{F1}, K_{F2} et K_{F3} : Coefficients de calibration selon chaque modèle

Tableau 2 : Lois d'endommagement selon le modèle de fatigue (unités anglaises)

Modèle	Équation	Définition des paramètres
Asphalt Institute	$N_f = 18,4 * C * 4,325 * 10^{-3} * (\varepsilon_t)^{-3,291} * (E^*)^{-0,854}$ (Carpenter, 2007)	C : Paramètre fonction de la teneur en vide du bitume (%)
ILLI-Pave	$N_f = 2,65 * 10^{-9} * \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^4$ (Al-Qadi & Wang, 2009)	
ASSTO MEPDG, 2002	$N_f = 0,00432 * k'_1 * C * \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,9492} * \left(\frac{1}{ E^* }\right)^{1,281}$ (Al-Qadi & Wang, 2009)	$k'_1 = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + (e^{11,02-3,49*h_{ac}})}}$ h_{ac} : ép. de l'enrobé bitumineux (in) C : Paramètre fonction de la teneur en vide (%) et la teneur de bitume (%)

L'équation (8) est l'équation générale qui permet de calculer le nombre de cycles de chargement appliqué pour les modèles de déformation permanente (Doré et coll., 2016). La déformation permanente est associée à l'orniérage structural de la chaussée.

$$N_R = C_R * K_{R1} * \varepsilon_V^{K_{R2}} \quad (8)$$

où

N_R : Nombre de cycles de chargement appliqués pour un essieu de référence menant à la rupture par déformation permanente

C_R : Facteur de correction

ε_V : Déformation verticale en surface de la couche du sol d'infrastructure (mm/mm)

K_{R1} et K_{R2} : Constantes de régression

Tableau 3 : Lois d'endommagement selon le modèle de déformation permanente

Modèle	Équation	Critère de rupture
Asphalt Institute	$N_R = 1 * 1,365 * 10^{-9} * \varepsilon_V^{-4,477}$ (Asphalt Institute, 1982)	Rupture lorsque l'ornière atteint une profondeur de 12,7 mm
MnPAVE	$N_R = 1,39 * 0,0261 * \varepsilon_V^{-2,35}$ (Minnesota Department of Transportation, 2012)	
Huang, 1993	$N_R = 1 * 1,077 * 10^{-8} * \varepsilon_V^{-4,483}$ (Al-Qadi et coll., 2004)	Rupture lorsque l'ornière atteint une profondeur de 12,5 mm

2.7 Loi de Miner

La loi de Miner permet de calculer les dommages relatifs dans la chaussée expérimentale selon la profondeur de gel, la charge et les différents critères de performance. Elle est définie à l'équation (9). Originellement développée à partir d'essais de tensions cycliques uniaxiaux sur de l'aluminium, elle est basée sur le principe que le dommage accumulé (D) est une fonction linéaire du nombre de charges accumulées (n) sur le nombre de répétitions admissibles (N_{adm}). Étant donné que n est inconnu et constant pour ce projet, une valeur de $n = 1$ a été utilisée pour tous les calculs.

$$D = \frac{n}{N_{adm}} \quad (9)$$

Cette équation est fréquemment utilisée en pratique pour quantifier le dommage cumulatif saisonnier pour les critères de fatigue et de déformation permanente (Mallick & El-Korchi, 2013). Elle permet d'évaluer le dommage en considérant les différentes charges appliquées et la variabilité de la rigidité saisonnière de la chaussée. Néanmoins, étant donné que la couche d'enrobé bitumineux a un comportement viscoélastique, il est pertinent de se questionner sur la validité de l'utilisation d'un modèle linéaire. Weise (2012) a réalisé des essais de tension cyclique indirecte pour examiner sa validité. Plusieurs chargements, températures (-10; -2,5; 5; 12,5; 20 °C), fréquences, etc. ont été expérimentés. Par ses résultats, Weise (2012) a observé que l'accumulation de dommage était bel et bien linéaire. Ainsi, le principe de la loi de Miner peut être transposé aux enrobés bitumineux, et ce, même pour des températures inférieures à 0 °C.

2.8 Modules réversibles des matériaux non liés gelés

Depuis la fin des années 1990, certains projets de recherche ont été orientés vers l'analyse du gain de rigidité des matériaux non liés durant le gel (Berg et coll., 1996; Bigl & Berg, 1996a, 1996b, 1996c; Li et coll., 2010a; Li et coll., 2010b; Simonsen et coll., 2002). Plusieurs essais triaxiaux à chargement répété ont été réalisés dans le cadre de ces projets dans le but de documenter et quantifier le M_R des matériaux non liés durant le gel saisonnier. Cette section présente les principales observations et conclusions de certains projets.

2.8.1 Essais triaxiaux, gel de l'échantillon

Pour réaliser un essai triaxial sur un sol gelé, il faut d'abord être en mesure de maintenir l'échantillon gelé à une température ou un régime thermique constant dans la cellule. Dans la

littérature, Lemieux (2001) rapporte que 2 types d'essais de gel sont généralement utilisés en laboratoire pour simuler le développement du gel dans un échantillon. Ces procédures sont l'essai avec «gel échelon» et l'essai avec «taux de refroidissement constant». L'essai avec «gel échelon» consiste à maintenir les températures constantes en pied et en tête de l'échantillon durant l'essai. Les températures en pied et en tête sont généralement différentes ce qui permet d'induire un régime thermique stable dans l'échantillon.

L'essai avec «taux de refroidissement constant» est réalisé en réduisant linéairement les températures en pied et en tête d'échantillon afin d'obtenir un taux de pénétration du front de gel et un régime thermique constant. Les températures dans les échantillons sont généralement mesurées à l'aide de thermistances. Il est souhaitable de réaliser les essais «taux de refroidissement constant» pour les couches supérieures de la chaussée, car la pénétration du gel est rapide en début d'hiver et les taux de pénétration sont relativement constants (Lemieux, 2001). L'essai par «gel échelon» devrait être utilisé davantage pour les sols d'infrastructures, car la progression du front de gel est très lente et tend à stagner. La Figure 9 montre le type d'essai à utiliser selon la couche de la chaussée.

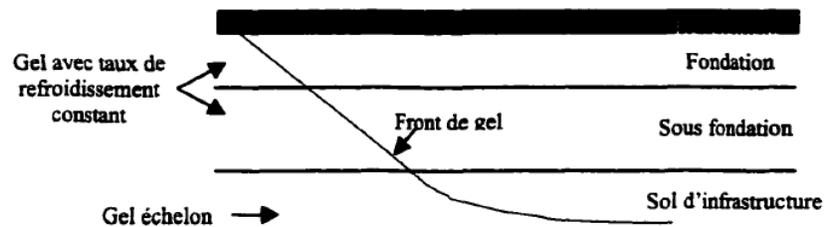


Figure 9 : Type d'essai à considérer selon la couche de la chaussée (Lemieux, 2001)

Berg et coll. (1996), Simonsen et coll. (2002) et Li et coll. (2010a) ont employé l'approche de gel échelon en imposant une gamme de températures croissantes et/ou décroissantes à l'aide d'une chambre thermique isolée. Les essais ont été réalisés pour chaque palier de température prédéfini en laissant stabiliser les températures dans l'échantillon pendant 4 à 8 heures. La température des échantillons a été contrôlée par la température de l'air dans la chambre thermique. Les essais à différentes températures permettent d'observer la variation des M_R durant l'abaissement des températures.

2.8.2 Résultats du U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory

Le U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory (CRREL) a mené plusieurs essais en laboratoire pour caractériser le comportement des matériaux de fondation et de sous-fondations utilisés dans la route expérimentale du Minnesota Road Research Project (Mn/Road) (Berg et coll., 1996). Parmi ces essais, le CRREL a mesuré des modules réversibles sur des matériaux gelés à différentes températures à l'aide de cellules triaxiales à chargement répété. La procédure d'essai est la même que celle décrite par Cole et coll. (1985) et Cole et coll. (1986). Elle consiste à appliquer une pression de confinement à un échantillon cylindrique et une charge axiale sur sa face supérieure

Les auteurs ont réalisé des essais sur des matériaux aux caractéristiques physiques bien différentes (granulométrie, masse volumique, limites d'Atterberg, niveaux de compaction, etc.). Les résultats présentés dans cette revue littéraire sont ceux réalisés sur deux échantillons d'argile inorganique de plasticité faible (échantillons 1206 et 1232), un échantillon de fondation granulaire (GW) de classe 5 provenant d'une route de Winchendon et un matériau de sous-fondation (SM) de classe 3 à teneur en fines élevée (11 %). Les courbes granulométriques ainsi que les différentes caractéristiques sont présentées dans Bigl & Berg (1996b). Les essais ont été réalisés sur des échantillons compactés à une densité maximale et une teneur en eau optimale, puis ils ont été saturés. Les échantillons d'infrastructures et ceux de classe 3 mesurent 5,1 cm de diamètre et 12,7 m de hauteur alors que les échantillons de gravier mesurent 15,2 cm de diamètre par 39,5 cm de hauteur. Les états de contraintes et les températures d'essais pour ces matériaux sont présentés au Tableau 4.

Tableau 4 : Températures et états de contraintes des essais triaxiaux

Spécimens (no°)	Température des essais (°C)	Pression de confinement (σ_3) (kPa)	Contrainte déviatorique (σ_d) (kPa)
1206, 1232 et Classe 3	-7 °C, -5 °C et -2 °C	10	5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 70, 90, 100
Classe 5	-8 °C, -4 °C et -1,5 °C	10	5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 70, 90, 100

Les modules réversibles des matériaux gelés ont été analysés mathématiquement à l'aide de modèles à régression statistique dont la forme générale est :

$$M_R = K_1 * P^{K_2} \quad (10)$$

où K_1 et K_2 sont des constantes de régression et P est la variable dépendante. À partir de leurs observations, Berg et coll. (1996) ont essayé trois variables dépendantes qui sont toutes reliées à la quantité d'eau non gelée dans le sol (w_u). Ces paramètres et équations sont fournis dans Berg et coll. (1996). Ces modèles ne sont valides que pour des matériaux très semblables à ceux qui ont été utilisés pour les régressions. Ce qui représente une limitation importante.

Néanmoins, il est pertinent d'analyser l'amplitude des M_R obtenus sur ces sols selon différentes températures. La Figure 10 présente les modules réversibles obtenus lors des essais triaxiaux (cercles noirs) et ceux prédits par les équations de régression linéaire (courbes). Les auteurs ont démontré que le module réversible d'un matériau non lié varie principalement en fonction de la teneur en eau non gelée du sol, donc la température. Par leurs résultats, ils ont également observé que la variation des contraintes soumises à l'échantillon engendre une faible variation du M_R (Berg et coll., 1996) comparativement à l'eau non gelée et la température. Les résultats complets des essais triaxiaux sont donnés dans Berg et coll. (1996).

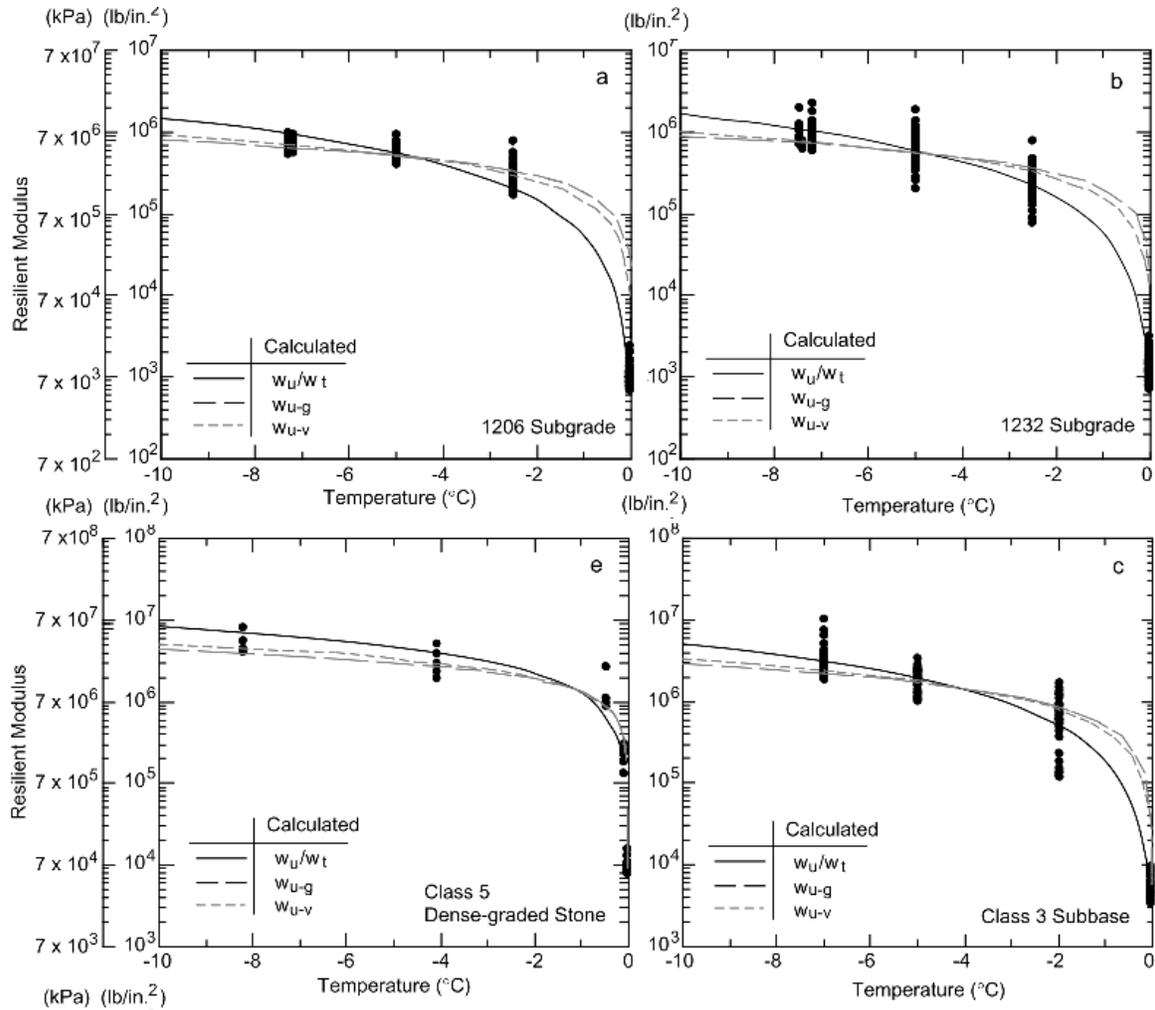


Figure 10 : Modules calculés en fonction des températures (modifié de Berg et coll. (1996))

Selon ces résultats, tous les types de matériaux ont montré une augmentation significative du M_R entre 0 et -4 °C. Le taux d'augmentation est maximal dès le changement de phase soit entre 0 et -0,5 °C puis l'augmentation diminue selon le refroidissement du sol. Les M_R prédits ont atteint des valeurs comprises entre ± 9000 et $\pm 70\,000$ MPa selon une température de -10 °C. Ainsi, un gain significatif est observé dès le gel de l'eau interstitielle dans les matériaux. En addition, le module réversible augmente plus rapidement entre 0 et -3 °C selon la diminution du pourcentage de particules fines. Le Tableau 5 présente les modules réversibles selon le type de sol pour des températures de -1 °C, -2 °C, -3 °C et -4 °C, soit des températures typiques de sols gelés dans les chaussées flexibles. Les modules ont été extrapolés à partir de la Figure 10 en moyennant les valeurs prédites par les équations mathématiques.

Tableau 5 : Modules réversibles approximatifs selon la température et le type de matériau

Température	Éch. 1232	Éch. Classe 3	Éch Classe 5
(°C)	M _R (MPa)	M _R (MPa)	M _R (MPa)
-1	≈ 400	≈ 1375	≈ 7600
-2	≈ 1100	≈ 3450	≈ 14 100
-3	≈ 2050	≈ 7000	≈21 000
-4	≈ 3000	≈ 10 300	≈27 600
-5	≈ 4150	≈ 13 800	≈33 000

Par cette étude, les auteurs ont démontré que le paramètre qui semble affecter le plus le M_R d'un sol gelé est la teneur en eau non gelée. Cette dernière est directement liée à la température. Malgré les valeurs obtenues, les auteurs reconnaissent que la variabilité des données est importante et concluent que les modèles proposés présentent une incertitude non négligeable (Bigl & Berg, 1996a, 1996b, 1996c).

2.8.3 Essais de Simonsen et coll. (2002)

Simonsen et coll. (2002) ont également étudié la variation du module de différents matériaux exposés à des cycles de gel à l'aide de cellules triaxiales. Ils ont mesuré 8 paliers de température (20, 5, 0.5, -0.5, -2, -5, -10 et -20 °C). Les différents sols testés ont été un till (NH1), un silt et sable fin (NH2), un sable grossier graveleux (NH3), un sable fin (NH4) et une argile marine (NH5). Les sols NH1 et NH3 ont été préparés en échantillons cylindriques de 15,2 cm de diamètre et 30,4 cm de hauteur alors que les trois autres avaient 7,1 cm de diamètre par 15,2 cm de hauteur. Les échantillons ont été compactés sous 5 couches à des teneurs en eau optimales puis soumis aux essais triaxiaux à chargement répété tel que décrit par Simonsen et coll. (2002). Les niveaux de contraintes des essais gelés sont présentés au Tableau 6. Comparativement aux essais de Berg et coll. (1996), les niveaux de contraintes utilisés sont nettement supérieurs.

Tableau 6 : États de contrainte lors des essais triaxiaux (modifié de Simonsen et coll. (2002))

Échantillon	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
NH1	21, 28, 35, 42, 69, 104, 138	14, 16, 28, 32,42, 105, 120, 240, 360, 480, 953, 1430, 1906
NH1	12, 42, 55, 69	28, 42, 55, 69, 450, 897
NH3	69, 138	12, 28, 35, 55, 69, 83, 104, 138, 207, 276, 345
NH4	42, 55, 69	14, 28, 42, 220, 340, 450, 670, 897
NH5	14, 28, 42, b69	14, 28, 42, 104, 138, 207, 220, 340, 450, 560, 670, 897

La Figure 11 montre les valeurs de module obtenues pour différentes températures. Malheureusement, les auteurs ne définissent pas l'état de contraintes correspondant aux courbes présentées.

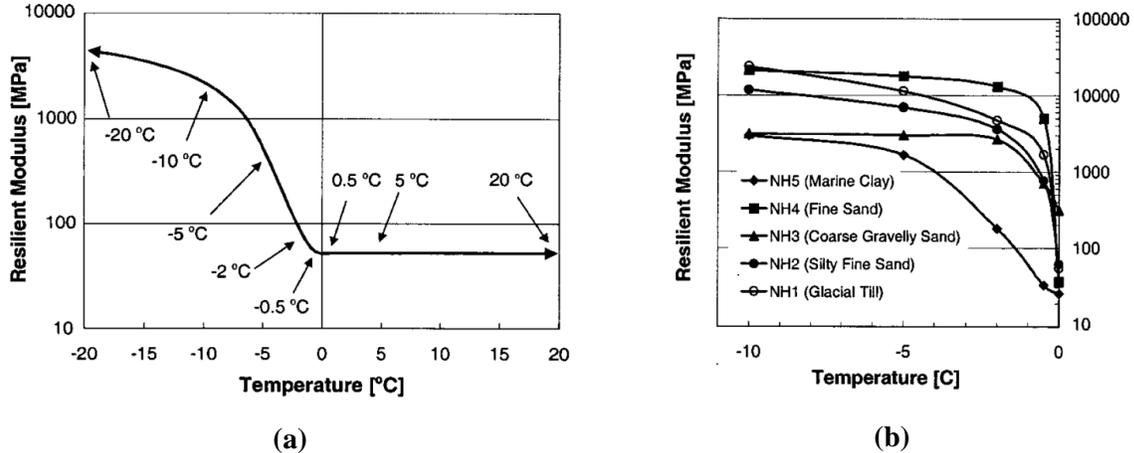


Figure 11 : (a) courbe type du module réversible en fonction de la température et (b) Module réversible de 5 échantillons entre 0 et -10 °C (Modifié de Simonsen et coll. (2002))

Les résultats ont montré que le taux d'augmentation du M_R des matériaux grossiers est supérieur à celui des matériaux fins. Ceci suit une certaine logique, puisque les teneurs en eau non gelée sont supérieures dans les sols fins. Pour tous les matériaux, le taux d'augmentation le plus significatif s'est produit entre 0 et -5 °C résultants en une augmentation du module de 10 à 600 fois la valeur non gelée respective à chacun des échantillons. Les résultats à 0 et -10 °C obtenus pour le sable grossier graveleux sont de l'ordre de 300 MPa à 3000 MPa soit nettement inférieurs aux résultats obtenus par le CRREL pour un GW. Cette différence peut être causée par les teneurs en eau et les équipements différents. Puisque les échantillons du CRREL étaient saturés, la teneur en glace dans le sol est supérieure ce qui cimente d'avantages les grains entre eux. Il est pertinent de remarquer que la rigidité du sable fin et du till à -5 °C est similaire à celle d'un enrobé bitumineux à basse température ($M_R \sim 15\ 000$ MPa).

Tout comme Berg et coll. (1996), les auteurs ont réalisé des analyses par régression. Les équations sont présentées dans Simonsen et coll. (2002) et sont valides seulement pour des matériaux très semblables à ceux des essais. Or, par ces régressions, les auteurs ont remarqué que la dépendance au niveau de contraintes varie d'un sol à l'autre. NH1 et NH2 ont montré une forte dépendance à la contrainte déviatorique, NH3 n'a montré aucune dépendance à l'état de contrainte, NH4 a

montré une dépendance à la contrainte déviatorique et à la contrainte totale et NH5 a montré une dépendance à la pression de confinement. L'équation obtenue pour décrire le M_R du sol NH3 est :

$$M_R = e^{k_1+k_2/T} \quad (11)$$

où K_1 et K_2 sont les facteurs de régressions respectivement de 8,17 et 0,9 et T est la température du sol en degrés Celsius. Le R^2 obtenu pour cette régression est 0,74. Il est intéressant de remarquer que les deux études citées préalablement ont démontré que les matériaux granulaires gelés ne semblent pas être significativement influencés par l'état de contrainte, mais plutôt par les températures. Également, les modules réversibles maximaux mesurés en conditions gelées sont différents, mais peuvent être expliqués par les propriétés des sols, les teneurs en eau et les équipements différents pour les deux projets. Dans l'ensemble, le comportement est similaire et est marqué par un gain important du M_r selon des températures de 0 et -5 °C.

2.8.4 Autres projets (Boudali, 1997; Li et coll., 2010a)

Boudali (1997) a également mesuré quelques valeurs de M_R d'un MG20 en condition partiellement et complètement gelé. Pour l'échantillon complètement gelé, le M_R a été mesuré entre ± 850 à ± 1800 MPa selon des contraintes totales allant de ± 85 à ± 900 kPa. Cependant, la teneur en eau, la température et la procédure d'essai ne sont pas spécifiées dans le rapport.

Li et coll. (2010a) ont réalisé des essais triaxiaux sur des matériaux granulaires de fondation gelés de l'Alaska (D-1). Des températures allant du plus froid vers le plus chaud ont été appliquées, soit l'inverse de Simonsen et coll. (2002). La Figure 12 montre un exemple de M_R obtenu à différentes températures pour des essais triaxiaux avec $\sigma_3=138$ kPa et $\sigma_d=248$ kPa.

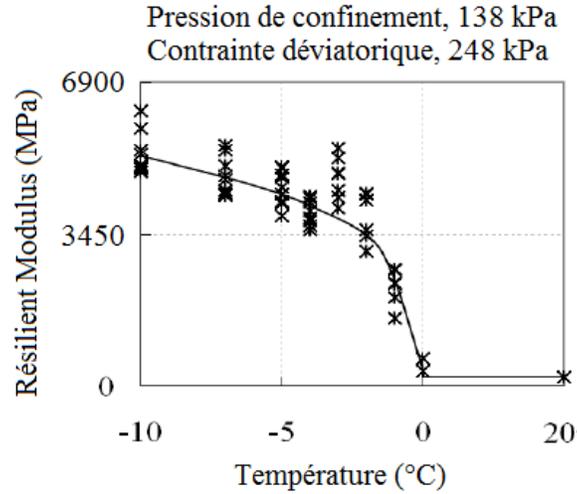


Figure 12 : MR mesurés selon la température
(Modifiée de Li et coll. (2010b))

Ils ont conclu qu'en général la rigidité d'un matériau gelé dépendait principalement de la température, mais aussi des propriétés du sol comme la rigidité de la glace, des agrégats et la matrice du sol. Les différents états de contraintes testés et les résultats des modules réversibles mesurés sont présentés par Li et coll. (2010b). Les teneurs en eau testées ont été : la teneur en eau optimale, 2 % sous la teneur en eau optimale et 0,7 % au-dessus de la teneur en eau optimale.

Suite à ces essais expérimentaux, Li et coll. (2010a) ont développé l'équation (12) qui permet de prédire les M_R pour des matériaux de l'Alaska de classe D-1 gelés. Le modèle a été développé à la suite de multiples régressions linéaires, donc il est valide que pour les matériaux semblables à ceux utilisés dans cette étude.

$$\begin{aligned}
 \text{pour } -1^\circ\text{C} < T < -10^\circ\text{C}, \quad M_R &= A_R^{-0,0371} * e^{4,1014+0,7054/T} * \sigma_d^{0,7346} \\
 \text{valide pour } 0,027 < A_r < 0,097 \text{ et } 2,7 \text{ psi} < \sigma_d < 36 \text{ psi}
 \end{aligned}
 \tag{12}$$

où

M_R = Module réversible (ksi)

A_r = Résistance à l'abrasion des granulats (perte au Micro-Deval exprimé en décimal)

T = Température (°C)

σ_d = Contrainte déviatorique (psi)

Dans l'équation proposée, le facteur exponentiel dépendant de la température varie de 29,84 à 56,3, la contrainte déviatorique varie de 2,074 à 13,0 psi et le facteur A_r varie de 1,143 à 1,09. De ces observations, les auteurs ont conclu que les deux principaux facteurs influençant le module

réversible d'un matériau de fondation granulaire gelé sont la température et l'état de contrainte déviatorique. Cette conclusion diffère de celles de Berg et coll. (1996) et Simonsen et coll. (2002) puisqu'elle considère les contraintes déviatoriques dans l'équation de la prédiction du M_R pour un matériau graveleux. Cependant, Li et coll. (2010b) ont également réalisé des essais suivant la méthodologie de Simonsen et coll. (2002) selon $\sigma_3=138$ kPa et $\sigma_d=248$ kPa. Ils voulaient vérifier l'application de l'équation (11) pour les matériaux de l'Alaska. Bien entendu, ils ont obtenu des facteurs de régression différents ($K1 = 6,6644$ et $K2=0,9193$) pour un R^2 de 84,9 %. La Figure 13 présente les résultats obtenus pour les deux projets selon l'équation (11). L'amplitude des M_R est différente et peut-être expliquée par les différentes propriétés des sols.

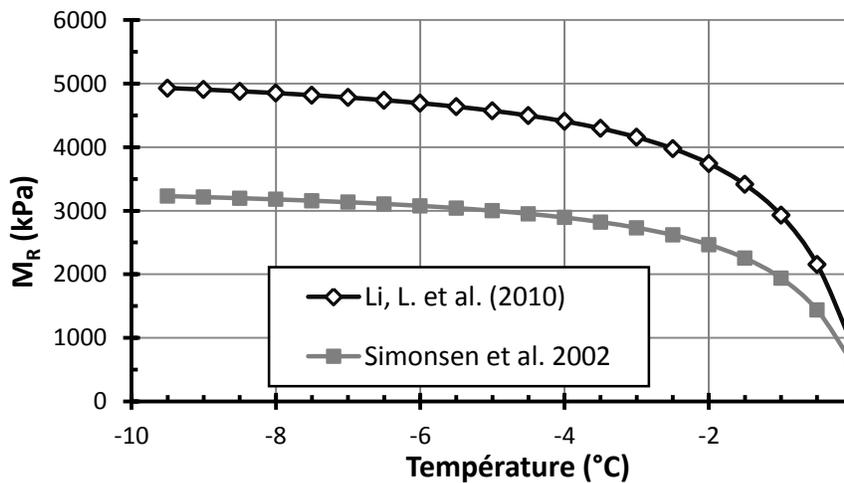


Figure 13 : Comparaison des modules réversibles mesurés par Simonsen et coll. (2002) et Li et coll. (2010b) pour un matériau granulaire

De manière générale, il existe une certaine disparité entre les différentes études proposées. D'abord, l'amplitude des M_R varie d'une étude à l'autre. Berg et coll. (1996) ont mesuré des valeurs nettement supérieures à celles des autres études, mais ils sont les seuls à avoir réalisé des essais sur des matériaux saturés. Lorsque la teneur en eau d'un sol est supérieure pour un même échantillon, les liens de glace sont forcément plus nombreux augmentant le M_R à basse température. Néanmoins, les valeurs qui ont été mesurées semblent très élevées comparativement aux autres projets. Simonsen et coll. (2002) et Li et coll. (2010a) ont tous les deux utilisé des teneurs en eau semblables et l'amplitude de leurs résultats concordent mieux que ceux du CRREL. Dans l'ensemble, ces projets permettent d'observer que le gain de M_R est rapide et significatif suivant l'abaissement des températures. À ce jour, l'amplitude maximale selon le type de sol est toutefois imprécise et d'autres essais en cellules triaxiales ou in situ (géophysiques, FWD, etc.) sont nécessaires pour augmenter le niveau de précision.

2.9 Projets de recherche réalisés sur les chaussées gelées

Depuis quelques années, la réalisation de certaines études a permis de documenter le phénomène du gain de capacité portante des chaussées lors du gel saisonnier (Benson et coll., 1998; Bilodeau et coll., 2014; Ovik & Siekmeier, 2004; Simonsen et coll., 1997). Cette section résume quelques projets qui ont été réalisés sur le terrain et en laboratoire et leurs principales conclusions. L'objectif principal de ces études était de caractériser le comportement mécanique des chaussées flexibles gelées.

2.9.1 Mesure de la déflexion et du M_R d'une chaussée expérimentale (Wisconsin)

Benson et coll. (1998) ont réalisé des essais supportés par le département des transports (DOT) du Wisconsin sur des chaussées flexibles expérimentales. Ils ont mesuré les variations des modules réversibles des différentes couches soumises au gel pour développer une méthode rationnelle permettant d'établir la période de fin de l'octroi des primes de charge hivernales et le début des restrictions de charge. Les conditions de sol (température, changements de phases et teneurs en eau), les données climatiques et les bassins de déflexion ont été mesurés sur 3 autoroutes secondaires de l'État du Wisconsin sur une période de 18 mois. La structure des chaussées utilisées est présentée à la Figure 14 :

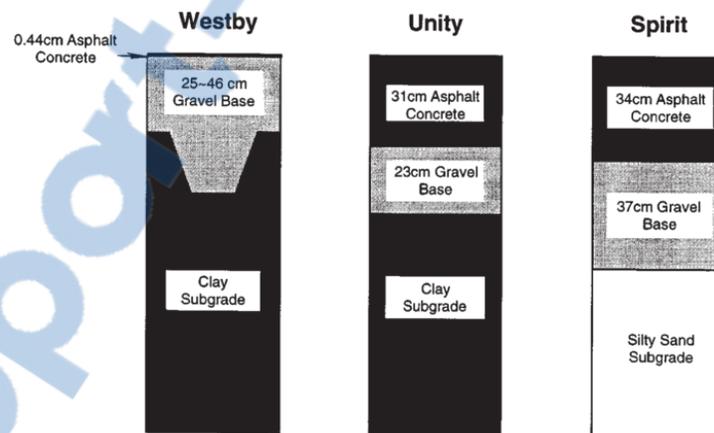


Figure 14 : Structure des chaussées utilisées (Benson et coll. (1998))

Le module réversible des couches a été mesuré à l'aide d'un déflectomètre à masse tombante (FWD) à 15 m d'intervalle. Des thermistances ont été utilisées pour mesurer la température à différents niveaux dans les chaussées. Les essais ont été réalisés hebdomadairement durant le printemps et mensuellement durant l'été et l'automne. Lors de la saison hivernale, des conflits

d'entretiens et des difficultés d'utilisation du FWD à des températures inférieures à $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$ ont restreints les essais.

Les calculs des modules et des déflexions des différentes couches ont été réalisés à l'aide du programme Modulus développé par Texas Transportation Institute. La Figure 15 montre un exemple de bassins de déflexions mesurés en décembre, avril et août pour le site de Westby.

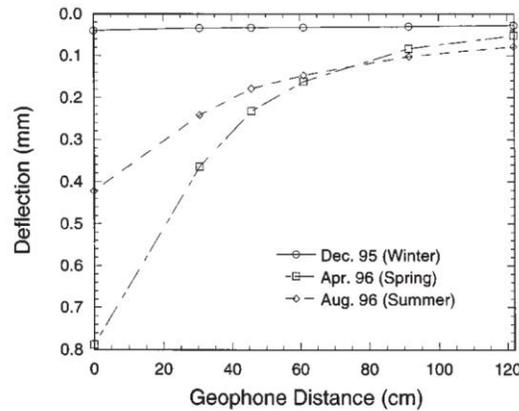
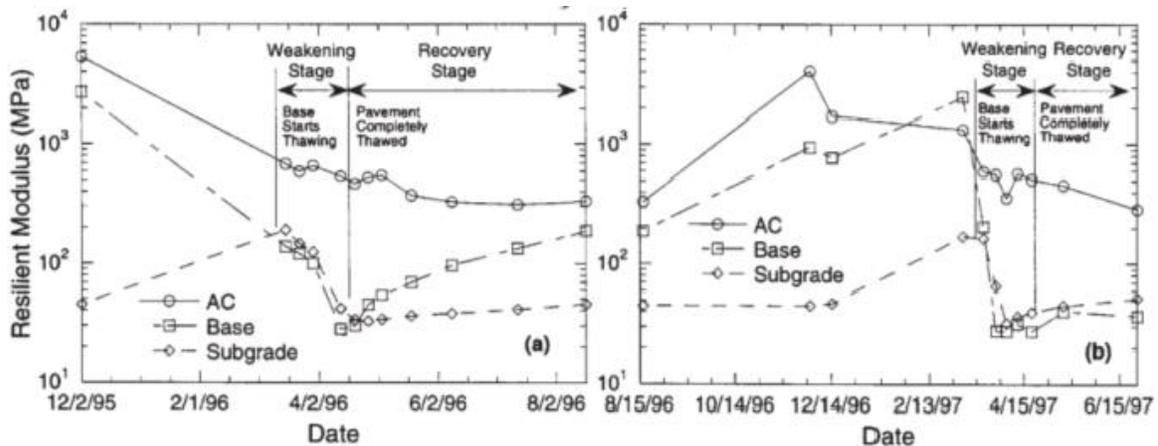


Figure 15 : Bassins de déflexion au Westby site (Benson et coll., 1998)

En saison hivernale, le bassin de déflexion observé est pratiquement inexistant ce qui indique que la structure est très rigide. Le bassin maximal a été mesuré au printemps suite au dégel complet, correspondant au moment où la teneur en eau dans la chaussée est la plus élevée. Les auteurs ont ainsi observé une augmentation de la rigidité de la chaussée lors du gel de la fondation et de la sous-fondation. Cependant, en l'absence de données, ils n'ont pu démontrer l'évolution de la déflexion en fonction de la profondeur de gel hivernale. La Figure 16 présente les résultats moyens des essais FWD réalisés sur 12 stations différentes pour le site de Unity. Pour les essais de l'hiver 1995 à 1996, les modules rétrocalculés au début décembre ont été de 6000 MPa pour l'enrobé bitumineux et de ± 2400 MPa pour la fondation granulaire. À cette date, le gel n'avait pas atteint le sol d'infrastructure, donc il n'y a pas d'augmentation du M_R pour cette couche. Cependant, lors de la mesure subséquente réalisée en période de dégel (équivalent à mars), le module rétrocalculé a été de 200 MPa au lieu de 45 MPa et le sol d'infrastructure était toujours gelé. Des mesures semblables ont été observées pour les essais de l'hiver 1996 à 1997 et des autres sites (Benson et coll., 1998; Jong et coll., 1998).



**Figure 16: Module réversible en fonction du temps, Unity (a) 1995-1996 (b) 1996-1997
(Modifiées de Jong et coll. (1998))**

Les auteurs ont conclu qu'au printemps, dès que la surface de la fondation commence à dégeler, les déflexions augmentent. Ainsi, la chaussée est à son plus faible lorsque le dégel est complété. Ensuite, au fur et à mesure que l'eau est drainée, les déflexions diminuent. Finalement, l'étude a permis de mesurer expérimentalement la variation de la rigidité et du bassin de déflexion des chaussées flexibles en fonction des saisons. Il a été observé qu'au moment où la fondation et la sous-fondation d'une chaussée sont gelées, les modules réversibles respectifs sont de 12 et 4 fois plus élevés que les valeurs obtenues avant le gel. À l'inverse, lorsque le dégel est complété, ces valeurs sont respectivement de 35 % et 65 % plus faibles que les valeurs obtenues avant le gel. Des résultats semblables ont été observés par Ali & Selezneva (2000).

Il est pertinent de comparer ces résultats aux mesures de module réversible effectuées en cellules triaxiales par Simonsen et coll. (2002). Pour des températures similaires, l'ordre de grandeur pour un matériau granulaire et un sol cohérent semble correspondre entre les deux recherches.

2.9.2 *Simulateur de véhicules lourds de l'Université Laval (2014)*

Le groupe de recherche en ingénierie des chaussées de l'Université Laval a réalisé, dans le cadre de ses études sur l'*Effet des charges en période de restriction des charges*, des essais sur une chaussée soumise à un cycle de gel-dégel (Badiane et coll., 2014). L'objectif principal de ce projet était de développer un outil d'aide à la gestion des chaussées dans le contexte du déploiement de stations météo routières sur le réseau du MTMDET. Des essais en période de gel et de dégel ont été réalisés dans la fosse du laboratoire de l'Université Laval. La structure de chaussée était constituée de :

- 100 mm d'enrobé bitumineux de type EB-10C;
- Fondation de 200 mm de matériaux MG-20;
- Sous-Fondation de 450 mm de matériaux MG112;
- Infrastructure constituée d'un sable silteux.

Toute l'instrumentation utilisée est décrite dans le rapport de GCT-2014-04 (Badiane et coll., 2014) présentée au MTMDET. Celle-ci permettait de mesurer les contraintes, déformations, teneur en eau et température dans les différentes couches de la chaussée.

Les essais ont été réalisés à une température de surface de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ et des charges de 5000 kg (charge légale pour un demi-essieu simple) et de 5500 kg (surcharge de 10 %) sur les pneus jumelés. L'analyse des données du comportement mécanique a été réalisée en mesures relatives par rapport aux mesures de référence enregistrées au début des essais selon la charge légale de 5000 kg (Badiane et coll., 2014). La Figure 17 présente les résultats des données de contraintes et de déformations relatives dans chacune des couches.

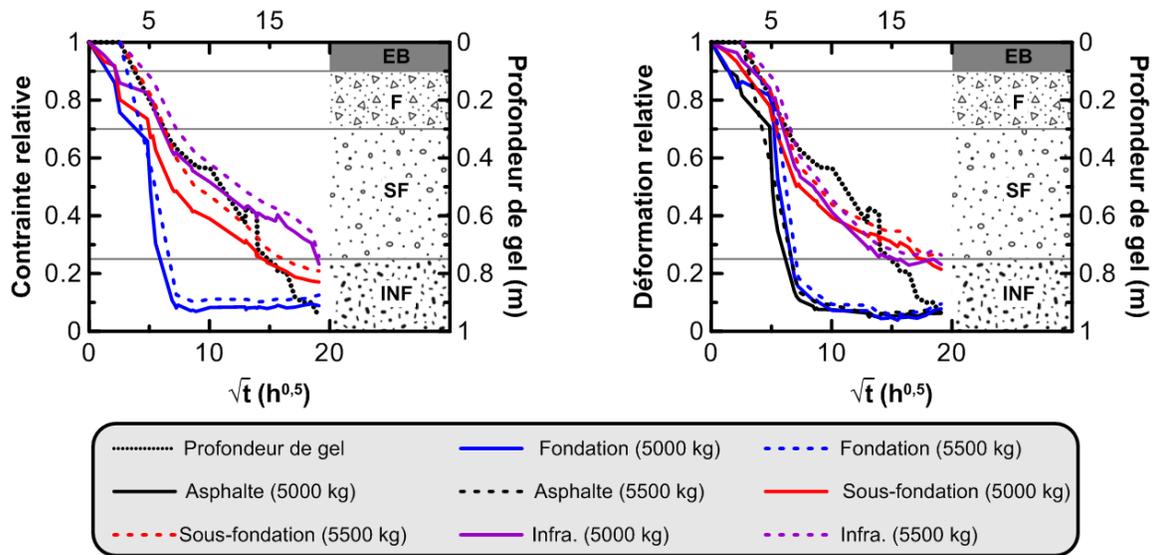


Figure 17 : Variation des déformations et des contraintes dans chacune des couches (Bilodeau et coll., 2014)

Les auteurs ont fait les observations suivantes :

- L'ensemble des valeurs relatives sur la Figure 17 diminue en fonction de la progression du front de gel dans la chaussée.
- Pour l'enrobé bitumineux, les déformations relatives diminuent en fonction du refroidissement de la couche en plus de diminuer drastiquement lorsque le front de gel traverse complètement la fondation.
- Dès l'augmentation de rigidité de l'enrobé bitumineux, les contraintes atteignant les couches inférieures diminuent.
- Au niveau de la déformation de la couche de fondation, une importante diminution se produit lorsque le gel atteint la moitié de la couche.
- Pour la sous-fondation et le sol d'infrastructure, l'évolution des diminutions des contraintes et des déformations suit relativement la progression du front de gel. Les auteurs ont observé que pour des essais à profondeur de gel plus élevée, les mesures semblent se stabiliser à des valeurs relatives de 20 % et moins. Ces résultats sont présentés à la Figure 17.
- L'augmentation des déformations associée à l'augmentation de la charge de 10 % a été également de 10 % en moyenne. Ce qui montre le comportement élastique de la chaussée gelée.

En utilisant ces résultats expérimentaux, les auteurs ont réalisé des analyses saisonnières d'endommagement à l'aide des principes de la loi de Miner aux interfaces critiques (extension à la base du revêtement et compression au-dessus du sol d'infrastructure). Les valeurs calculées au Tableau 7 ont permis d'obtenir, en moyenne, une augmentation de la consommation de vie de la chaussée de 0,39 % en fatigue et de 0,005 % en orniérage générée par une surcharge hivernale de 10 %.

Tableau 7 : Calculs de l'augmentation de la vie consommée pour une augmentation de charge de 10 % en hiver selon la loi de Miner (structure de chaussée constituée de 120 mm d'enrobé, 200 de fondation et 500 mm de sous-fondation) (Bilodeau et coll., 2014)

Saison mois	N _{prévu} 10 ⁶ ÉCAS	Module (EB/F/SF/INF)** MPa	ε _t 10 ⁻⁶ m/m	Fatigue		Orniérage		
				N _{adm} 10 ⁶ ÉCAS	Dommage fatigue	ε _v 10 ⁻⁶ m/m	N _{adm} 10 ⁶ ÉCAS	Dommage orniérage
Été (5)	0,417	2000/250/125/50	290,5	0,751	0,555	275	11,919	0,035
Automne (3)	0,25	5000/200/110/40	207,9	1,033	0,242	287,2	9,814	0,025
Hiver (2)	0,167	15000/500/500/300	68,9 (75,8)*	15,316 (11,192)*	0,011 (0,0149)*	55 (60,5)*	16052,0 (10476,0)*	0,000 (0,000)*
Printemps (2)	0,167	5000/150/100/30	228,9	0,753	0,221	351,3	3,982	0,042
Somme	1,0				1,029 (1,033)*			0,10229 (0,1023)*

* Données entre parenthèses correspondant aux valeurs calculées pour une augmentation de 10 % de la déformation

** Coefficient de poisson égal à 0,35 pour toutes les couches

Ce projet demeure une simplification d'un problème bien complexe, mais démontre par ses résultats qu'une augmentation des charges de 10 % en période hivernale a un effet somme toute négligeable sur la durée de vie d'une chaussée. Ces données et les conclusions des auteurs sont très pertinentes aux fins du présent projet.

2.9.3 Prédiction de l'impact de l'octroi de primes de charge par le logiciel MnPAVE

Au cours des dernières années, le département du transport (DOT) du Minnesota a participé activement aux projets de recherche sur la capacité structurale des chaussées soumises à des cycles de gel et dégel. Dans le cadre de ces projets, un logiciel de dimensionnement des chaussées, qui prend en compte les variations saisonnières et leurs effets, a été développé. Ce logiciel est utilisé pour la conception des chaussées sur le territoire du Minnesota DOT. MnPAVE

s'agit d'un logiciel qui combine des relations empiriques connues aux représentations physiques et mécaniques du comportement des chaussées flexibles. La portion mécaniste du programme calcule les déformations horizontales à la base du revêtement d'EB, les déformations verticales au sommet du sol d'infrastructures et la contrainte principale maximale au centre de la couche de fondation granulaire (Minnesota Department of Transportation, 2016).

Ovik & Siekmeier (2004) ont analysé l'impact des primes de charge hivernales sur les chaussées gelées à l'aide de prédictions tirées du logiciel MnPAVE. Les prédictions ont par la suite été évaluées à l'aide d'un projet pilote réalisé avec les transporteurs de sucre de betterave sur trois sections d'autoroute pour camion dans la partie nord du Minnesota au cours de l'hiver 1999-2000. La prime de charge permise a été de +6 % sur les tracteurs à 6 essieux semi-remorques (40 t à 42.5 t). Cette limite de charge a été limitée à 6 %, car elle était régie par la réglementation du Dakota du Nord étant la destination des transporteurs. Le début du transport avec l'augmentation de 6 % de charge a débuté en janvier avec une profondeur de gel de 0,6 mètre soit la profondeur similaire à celle du début de la période d'OPCH du Minnesota DOT. Les modélisations étaient ensuite comparées aux mesures expérimentales de profondeur de gel, de teneur en eau et de déflexion de surface.

Les modélisations obtenues suggèrent que les primes de charge hivernales peuvent débiter, sans compromettre la durée de vie prévue des chaussées, lorsque le front de gel atteint une pénétration de 150 mm dans le sol d'infrastructure et doivent se terminer lorsque le front de dégel atteint 150 mm de profondeur dans la couche de fondation granulaire. Les essais pilotes n'ont démontré aucun signe visuel d'augmentation de la dégradation de la surface des chaussées suite à une augmentation de la limite de charge. Bien que les modélisations aient été comparées à des essais pilotes, les résultats obtenus sont limités puisque les transporteurs ont été en mesure de participer aux essais pour une durée de seulement 3 semaines (1350 voyages).

2.9.4 Prédiction de la réponse mécanique d'une chaussée gelée par éléments finis

Certaines études ont plutôt utilisé une approche par éléments finis pour prédire la réponse des chaussées gelées soumises à des sollicitations mécaniques en mouvement. C'est notamment le cas de Simonsen et coll. (1997) et Khanal et coll. (2016). Simonsen et coll. (1997) ont utilisé une contrainte uniforme de 690 kPa appliquée sur une surface circulaire de rayon de 150 mm, puis ils ont comparé les résultats à des mesures de déflexions expérimentales. Khanal et coll. (2016) ont analysé théoriquement l'effet d'un véhicule hors norme très lourd à partir des modules réversibles définis dans le guide de dimensionnement du MEPDG. Les méthodologies des projets, les

structures de chaussées et les propriétés des matériaux considérées sont présentées respectivement dans les rapports cités précédemment. Les deux projets ont réalisé des analyses d'endommagement selon la loi de Miner selon les critères de fatigue et d'ornièrre structurale.

En utilisant les propriétés des matériaux gelés et non gelés de la recherche réalisée par le CRREL (Berg et coll., 1996), Simonsen et coll. (1997) ont démontré qu'il était possible de bien prédire les changements dans la rigidité de la chaussée flexible à partir des bassins de déflexion et de l'indice de résistance du sol d'infrastructure. Ils ont également démontré que l'augmentation rapide du module complexe de l'enrobé bitumineux suite à l'abaissement des températures avait une influence importante sur la rigidité de la chaussée et ce même si l'enrobé ne faisait que 60 mm d'épaisseur. Cette diminution de l'endommagement concorde avec les observations de Badiane et coll. (2014). La Figure 18 présente les résultats prédits par le calcul à éléments finis selon les températures et le front de gel mesurés sur le terrain. Les modules réversibles des matériaux non liés utilisés ont été respectivement de 2 000 et 2 500 MPa pour la fondation (460 mm de sable silteux et gravier) et le sol d'infrastructure (silt sableux)

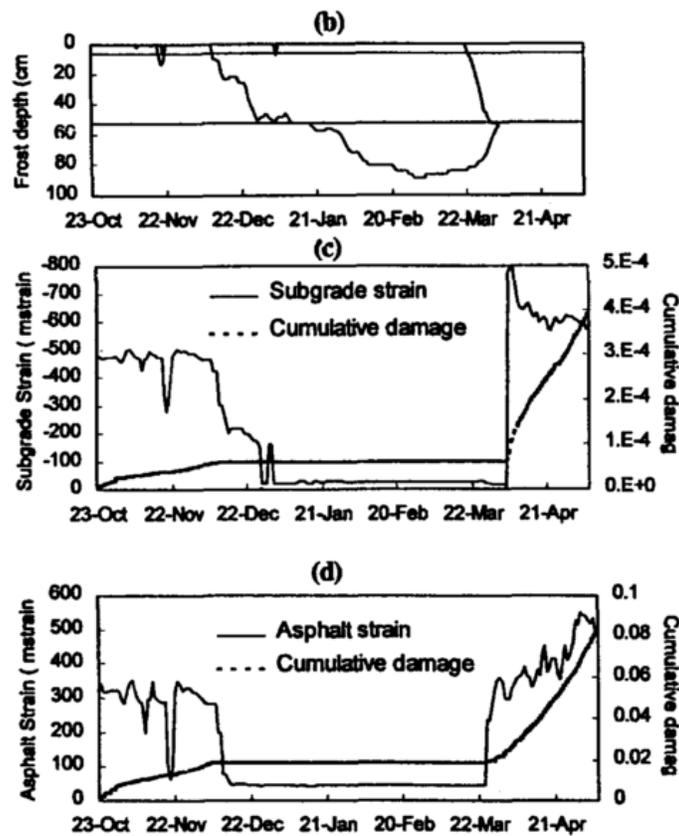


Figure 18 : (b) profondeur de gel-dégel, (c) dommage et déformation du sol d'infrastructure et (d) dommage et déformation de l'EB (Modifié de Simonsen et coll. (1997))

Le modèle à éléments finis de Khanal et coll. (2016) a montré que, durant l'hiver, la rigidité importante des couches gelées au-dessus du sol d'infrastructure disperse la charge sur une surface importante au niveau du sol non gelé. Cette dispersion induit une diminution significative de la magnitude des déformations dans la chaussée. Pour la chaussée considérée, l'accumulation du dommage semble négligeable à partir d'une profondeur de gel d'environ 350 mm. Les auteurs ont réalisé leurs calculs jusqu'à une profondeur de gel de 2,6 mètres avec des modules réversibles de 6 900 MPa pour les matériaux non liés (ARA Inc., 2004).

2.10 Considération du gel dans les logiciels de dimensionnement

Pour considérer l'effet des variations saisonnières sur le comportement mécanique des chaussées, les logiciels de dimensionnement calculent des facteurs saisonniers et/ou des dommages relatifs qui varient au cours d'un cycle annuel. Cette section n'est qu'un survol de certains logiciels utilisés dans les régions de l'Amérique du Nord.

2.10.1 Facteurs saisonniers

Le logiciel MnPAVE, conçu par l'Université du Minnesota pour le compte du Minnesota Department of Transportation (MnDOT), et le guide de conception mécaniste-empirique (MEPDG) considèrent les variations saisonnières dans la conception des chaussées flexibles par l'ajout de facteurs saisonniers. Ainsi, les propriétés des couches des matériaux de chaussées sont ajustées en fonction de 5 saisons par rapport aux changements d'humidité et de température. Dans le logiciel MnPAVE, avec les facteurs, le M_R saisonnier de chaque couche est estimé au tiers de la profondeur de la couche selon les données journalières moyennes saisonnières et les équations de prédiction de Witczak, M.W. *Temperature Distribution Prediction Equations*. Un extrait des facteurs et des M_R selon le type de sol est présenté au Tableau 8.

**Tableau 8 : Modules saisonniers du sol d'infrastructure utilisés dans Mn/Pave
(Modifié de Skok et coll. (2003))**

Classification du sol		Essais de résistance (estimés)			Modules de conception (MPa) (MnPave)			
Classe texturale	AASHTO	R	CBR (%)	DCP mm/coups	Hiver & Début printemps	Printemps	Été	Automne
Gravier (G)	A-1	70	21	12	350	62	78	78
Sable (Sa)	A-1 A-3	70	21	12	350	62	78	78
Sable limoneux (LSa)	A-2	30	6,2	22	350	33	41	41
Silt Limon (SiL)	A-4	12	3,9	28	350	26	32	32
Argile sableuse (SaC)	A-7	14	ND	ND	350	ND	ND	ND
Argile silteux (SiC)	A-7	8	3,4	30	350	24	30	30
Argile (C)	A-7	12	3,9	28	350	26	32	32

Tel qu'indiqué au Tableau 8, la valeur du module réversible du sol naturel retenue pour l'hiver et le début du printemps est de 350 MPa pour tous les sols dus à la présence d'eau gelée, car le logiciel considère que les liens de glace augmentent la rigidité. Également, le logiciel utilise un facteur saisonnier de 0,3 pour la couche de fondation en condition printanière due au dégel et à la saturation. En été, en conditions considérées comme normales, le facteur est de 1.

Ovik et coll. (2000) ont démontré que les variations saisonnières des températures étaient directement liées à la distribution de la teneur en eau non gelée dans les sols du Minnesota. Plus précisément, ils ont conclu que la variation de la teneur en eau est directement liée à la rigidité des différentes couches. Les modules qu'ils ont utilisés pour leurs calculs sont nettement supérieurs à ceux du logiciel de MnPAVE (Ovik et coll., 2000). Ces modules sont situés entre 1109 (infrastructure) et 5500 (fondation granulaire) MPa, donc semblables aux modules présentés à la section 2.8. Ainsi, le logiciel MnPAVE semble très conservateur pour la saison hivernale.

La méthode MEPDG, quant à elle, utilise un facteur d'ajustement (F_F) pour les matériaux gelés. Selon le *Guide for Mechanistic-Empirical Design (ARA Inc., 2004)*, les valeurs moyennes du module réversible des matériaux non liés gelés (M_{Rf-moy}) dans la littérature sont :

- $M_{Rf-moy} \approx 20\,600$ MPa pour des matériaux granulaires grossiers
- $M_{Rf-moy} \approx 13\,800$ MPa pour des matériaux granulaires fins (silt et sable silteux)
- $M_{Rf-moy} \approx 6\,900$ MPa pour des argiles

Le facteur F_F est applicable à toutes les profondeurs où la température est inférieure à 0 °C. Pour les profondeurs où la température est supérieure à 0 °C, un facteur environnemental différent doit être calculé. Le facteur F_F se calcule selon les indications présentées au Tableau 9.

Tableau 9 : Calcul du facteur F_F

Étape	Description
1	Entrer les valeurs de P_{200}^1 , IP^2 et D_{60}^3 puis calculer $P_{200} * PI$
2	Obtenir une valeur estimée du M_R en conditions optimales d'exposition du matériau (masse volumique sèche maximale et teneur en eau optimale) : $M_{R(opt_est)}$ $M_{R(opt)}$ peut être estimé par le concepteur ou estimé par divers essais d'ingénieries tels ceux de CBR, d'indice de pénétration, etc.
3	Assigner des valeurs pour le Module réversible gelé (M_{Rfrz}) : Si $P_{200} * PI = 0$ alors $M_{Rfrz} = 17\,200$ MPa Si $P_{200} * PI > 0$ alors $M_{Rfrz} = 6900$ MPa
4	Calculer le facteur $F_F = \frac{M_{Rfrz}}{M_{R(opt-est)}}$

1 P_{200} : Pourcentage passant le tamis 200 (analyse granulométrique)

2 IP : Indice de plasticité (limites d'Atterberg)

3 D_{60} : Diamètre des grains correspondant à 60 % de passant (analyse granulométrique)

2.10.2 Modules effectifs et dommages relatifs (AASHTO 1993)

Plusieurs logiciels sont basés sur l'approche de dimensionnement de l'AASHTO 1993. C'est notamment le cas pour le logiciel Chaussée2, qui calcule les M_R effectifs pour chaque saison. Ces M_R sont calculés à partir des dommages attribuables à chaque période de l'année (St-Laurent, 2006). Pour les matériaux constituant le sol naturel, la méthode recommande de compléter des essais en laboratoire sur des matériaux exposés à des conditions printanières puis de déterminer les modules saisonniers par corrélation ou rétrocalculs. L'équation (13) décrit le calcul du dommage relatif (u_f) pour chaque saison de l'année permettant de calculer le M_R effectif annuel considérant l'accumulation des dommages saisonniers.

$$\bar{u}_f = \frac{\sum u_f}{n}, u_f = 1,18 * 10^8 * M_r^{-2.32} \text{ ou selon l'abaque de l'AASHTO 1993 } (M_r \text{ en psi}) \quad (13)$$

La valeur n représente le nombre de données utilisées dans l'équation. Tel que schématisé à la Figure 19, le dommage relatif u_f en saison hivernale est très faible et est de l'ordre de 0,01. Cette valeur est pratiquement nulle comparativement à celle de la saison printanière qui est de 1,51.

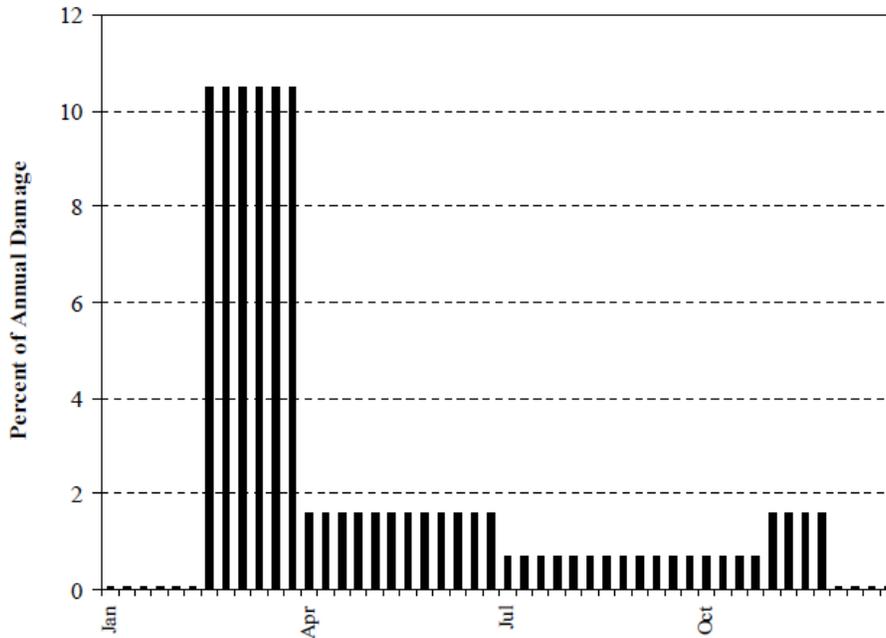


Figure 19 : Dommage relatif calculé par la méthode de l'ASHTO 1993 (Ovik & Siekmeier, 2004)

Dans le cas des revêtements bitumineux, puisque le comportement visqueux du bitume est influencé par la température, le logiciel Chaussée2 utilise l'équation générale (14) pour quantifier le module de l'enrobé selon la température :

$$Mr = 10^{(K_1 - K_2 T^{K_3})} + K_4 \quad (14)$$

où K_1 à K_4 sont des constantes de modélisation disponibles dans la bibliothèque du logiciel.

2.11 Survol des programmes de primes de charge hivernales existants

Montufar & Clayton (2002) ont réalisé une étude sur l'utilisation des technologies avancées pour aider à harmoniser et rationaliser les législations des limites de charge saisonnières, sur les dimensions des camions ainsi que sur la mise en vigueur de ces règlements. L'étude a été réalisée dans la région de l'Alberta, du Manitoba, de la Saskatchewan, des États du Minnesota, Dakota du Nord et du Montana. L'harmonisation consiste à simplifier et à uniformiser la législation de camionnage entre les régions alors que la rationalisation consiste à utiliser et mettre en pratique des principes et des notions d'ingénierie dans les législations.

Toutes les régions des prairies à l'exception de l'autoroute inter-États du Dakota du Nord et toutes les autoroutes du Montana octroient actuellement des primes de charge hivernales (OPCH). Montufar & Clayton (2002) ont observé que les législations en vigueur variaient beaucoup d'une région à l'autre et pouvaient même varier au sein d'une même région. Ces législations incluent (1) un pourcentage d'accroissement de charges constantes (10 % au Minnesota), parfois limité par le poids nominal brut du véhicule, (2) une augmentation du poids par essieu ou groupe d'essieu (1000 kg par groupe d'essieu en Alberta) et (3) un système de surclassement où un véhicule d'une classe de charge inférieure est augmenté d'une classe supérieure. Pour démontrer cette variabilité, certains de ces programmes sont détaillés ci-dessous. Ensuite, un tableau résumé présente les principales caractéristiques des programmes pour chacune des régions. L'information présentée provient en grande partie du rapport CR-24 préparé par FPIInnovations (Bradley, 2011) et de communications personnelles avec Papa Masseck Thiam ing., M.Sc. de chez FPIInnovations au cours de l'année 2016.

2.11.1 Alberta

L'industrie forestière occupe une place importante en Alberta. Ainsi, Alberta Transportation (AT) octroi des primes de charge lors de la saison hivernale en plus de permettre des dimensions particulières aux véhicules lourds du domaine forestier. AT règlemente l'OPCH à l'aide de permis spéciaux. Il notifie ainsi, par écrit, chaque usine pour leur indiquer le moment où l'octroi des charges entre en vigueur ou se termine.

Pour déterminer l'entrée en vigueur et la fin d'octroi de primes de charge, Alberta Transportation entretient et surveille des sondes thermiques installées dans certaines chaussées réparties sur le territoire. Les sondes mesurent la profondeur de gel manuellement et automatiquement. L'OPCH entre en vigueur lorsque le gel atteint 1m de gel de profond dans les chaussées. Il se termine

lorsque le dégel atteint 0.3m de profondeur sur une vaste superficie du territoire ou qu'il est à risque de l'atteindre dans les prochains jours. À titre indicatif seulement, une carte interactive est disponible sur le site internet d'Alberta Transportation pour indiquer la progression du gel sur le territoire (Figure 20).

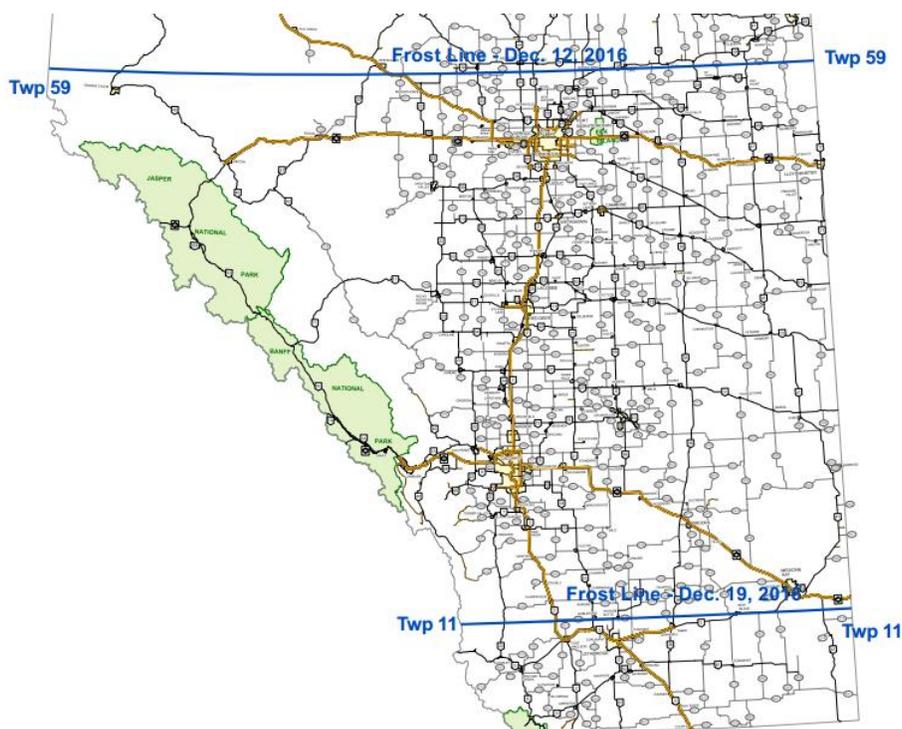


Figure 20 : Extrait de la carte interactive Frost/Thaw Contour Map (AT, 19-12-2016)
<http://www.transportation.alberta.ca/Content/docType260/Production/FrostThawMap.pdf>

Pour chaque véhicule avec surcharge, l'usine doit posséder un permis incluant la dimension et la charge maximale du camion et une carte du parcours préalablement approuvé par AT. Le parcours proposé est important, puisqu'Alberta classe ses routes principales selon leur capacité structurale. Sur des cartes du réseau, la capacité de chaque route est indiquée par un code de couleur indiquant la réglementation vis-à-vis la géométrie et le poids des camions. De façon générale, le Tableau 10 présente les caractéristiques pour chaque couleur.

Tableau 10: Code de couleur du réseau routier d'Alberta Transportation

Vert	Bleu	Jaune	Rouge	Brun	Noir
Surcharge et dimension maximale	Surcharge et dimension \leq au réseau vert	Surcharge et dimension \leq au réseau bleu	Règlements commerciaux standards	Route privée	Route interdite au transport forestier

L'augmentation permise de la charge et de la dimension par camion est spécifiée dans le «*Guide to Log Haul in Alberta*» daté du 11 février 2015, préparé par le Gouvernement d'Alberta. Les caractéristiques sont uniques pour chaque configuration d'essieux de camion et dépendent de chaque type de route. Trois extraits du manuel sont présentés à la Figure A.1, Figure A.2 et Figure A.3 (Single Axle Jeep, 9 Axle B-Train – Tridem Drive et un Standard Log Truck) Pour le Single Axle Jeep, la charge de régulation sur l'essieu est de 9,100 kg et l'OPC maximal est 12,500 kg soit $\pm 37\%$ d'augmentation sur l'essieu simple. Ainsi, l'octroi des primes de charge hivernales en Alberta dépend à la fois de la configuration des camions forestiers et de la classe de route empruntée.

2.11.2 Manitoba

Selon le règlement 575/88 du *Règlement sur les poids et dimensions des véhicules circulant sur les diverses catégories de route* du Code de la route c. H60 de la Codification permanente des lois du Manitoba (C.P.L.M., 2016-02-05), la province du Manitoba octroie des primes de charge hivernales pour les véhicules sur ses autoroutes et routes provinciales seulement.

Depuis 2013, suite à une analyse de la variation de la déflexion de surface en fonction de la profondeur de gel réalisée par Bradley (2011), le Manitoba a adapté la même législation pour l'entrée en vigueur des primes de charge soit lorsque le front de gel atteint 0,75 mètre. Pour déterminer les surcharges permises durant cette période, deux critères principaux sont utilisés :

1. Un système de classification des routes selon leur capacité saisonnière;
2. La prime de charge ne peut excéder une augmentation de plus de 10 % sur le poids en charge maximale autorisée d'un essieu simple ou d'un groupe d'essieu.

La classification des routes selon la capacité saisonnière signifie qu'une route d'un certain niveau de capacité (exemple B1 ou A1) augmente d'une classe supérieure durant l'hiver. Par exemple, la route de catégorie B1 devient A1 et la catégorie A1 devient de catégorie ARTC pour la durée de la saison des primes de charge. Ainsi, l'augmentation de la prime varie selon la catégorie de route, mais l'augmentation maximale est limitée à 10 % supplémentaire par essieu. Tel qu'indiqué dans le règlement 575/88, quelques exceptions s'appliquent. Par exemple, aucune prime de charge ne peut être appliquée sur les groupes d'essieu triple et sur l'essieu directeur des véhicules et le poids en charge d'un véhicule ne peut pas augmenter. Le Tableau 11 résume certaines charges permises selon la saison.

Tableau 11 : Charges permises au Manitoba (Modifié de Bradley (2011))

	Parcours ARTC		catégorie A1		catégorie B1	
	OPCH	Normal	OPCH	Normal	OPCH	Normal
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
Essieu directeur, pneu simple	7300	7300	7300	7300	7300	7300
Essieu simple	10 010	9100	10 010	9100	9020	8200
Essieu double	17 600	16 000	17 600	16 000	15 950	14 500
Essieu triple*	24 000		23 000		20 000	
Poids en charge maximal d'un véhicule**	56 500 (non-RTAC)	56 500 (non-RTAC)	56 500	56 500	47 630	47 630
	62 500 (RTAC)	62 500 (RTAC)				

* Varie selon l'écartement des essieux triples (selon les dispositions du RM 575/88.

** Le poids en charge maximal d'un véhicule selon la catégorie est restreint à chaque catégorie et ne subit pas de primes de charge.

Les charges indiquées au Tableau 11 sont sujettes à varier selon les dispositions établies au règlement 575/88 par rapport, entre autres, aux caractéristiques dimensionnelles des véhicules.

2.11.3 Territoires du Nord-Ouest

Au fil des années, le gouvernement des Territoires du Nord-Ouest (T.N.-O.) a développé un réseau de route hivernale. Ce réseau a été complété seulement en mars 2015 par la finalisation de la route hivernale à Wekweètì. Ce système permet de desservir les communautés et les entreprises qui dépendent des autoroutes. Durant les mois hivernaux, 1627 km de route s'ajoutent aux 2200 km de route permanente ce qui permet de desservir 14 communautés additionnelles au cours de l'hiver (Government of Northwest Territories, 2016a). Ayant une expertise dans les routes nordiques, le gouvernement des T.N.-O octroie les primes de charge hivernales (OPCH) depuis plusieurs années. Pour ce faire, le Gouvernement a développé un système qui lui permet de régler adéquatement les primes de charges sur ses 2 200 km de routes permanentes (revêtement d'asphalte et gravier) ainsi que sur ses 1627 km de routes hivernales (ponts de glace, route sur plans d'eau, etc.).

La période d'OPCH n'est pas définie par des dates fixes, mais varie plutôt selon les conditions climatiques et routières de chaque année. De manière générale, les autorités décident de la date de début d'OPCH en fonction de la profondeur de gel observée dans les autoroutes locales. Selon le rapport CR-524 de FPIInnovations (Bradley, 2011), la profondeur de gel est déterminée à partir :

- Du nombre de zéros-degrés jours (DD-0). Puisque la profondeur de gel est proportionnelle au DD-0, le département de transport des T.N.-O. utilise un seuil de 400 zéros-degrés jours qui a été dérivé à partir de données historiques (Bradley, 2011)¹. Cette valeur prévoit l'atteinte d'une profondeur de gel dans la chaussée d'environ 300 mm, mais elle peut être inférieure dû au couvert de neige par exemple (Bradley, 2011). Le nombre de zéros-degrés jours est calculé selon l'équation (15):

$$(DD - 0) = \sum (\text{maximum journalier} - \text{minimum journalier}) \quad (15)$$

où les maximums et minimums sont négatifs.

- Des conditions météorologiques à la fin de l'automne et au début du printemps;
- Des mesures de gel mesurées par des thermistances sur le territoire et des informations fournies par les départements de transport de la Colombie-Britannique et de l'Alberta.

La fin de la période coïncide avec celle des routes de glace hivernales. Lorsque les routes de glace et les sols gelés ne présentent plus des capacités suffisantes pour assurer la sécurité, ces routes sont fermées à la circulation et la période d'octroi de primes de charge se termine simultanément. Ces périodes sont répertoriées sur le site du département de transport du Gouvernement depuis l'hiver 1983/1984. En général, la période débute aux alentours de la mi-décembre pour se terminer vers la fin mars de l'année suivante. Les T.N.-O. comptent une zone sud et une zone nord séparée par la rivière Mackenzie. Ainsi, les périodes d'OPCH et des routes hivernales varient selon le climat de chacune des zones. Le Tableau 12 montre le début et la fin des OPCH récents.

Tableau 12 : Historique du début et de la fin de l'OPCH (Modifié de Bradley (2011))

Début des OPCH	Zéro-degrés jours au début	Ouverture des routes hivernales	Fermeture des routes hivernales / Fin OPCH
23 déc. 2005	412	25 janv. 2006	22 mars 2006
27 nov. 2006	411	19 janv. 2007	31 mars 2007
6 déc. 2007	421	22 janv. 2008	9 avril 2008
11 déc. 2008	423	12 janv. 2009	5 avril 2009
11 déc. 2009	441	29 déc. 2010	7 avril 2010
Moyenne sur 5 ans	Moy. = 423	Moy. = 15 janv. Écart-type = 10 jours	Moy. = 2 avril Écart-type = 6,5 jours

¹ Communications personnelles entre Allan Bradley, R.P.F., P.Eng., FPInnovations et John Suwela, Highway Maintenance Engineer, DOT, October 2010.

Le département des transports des T.N.-O. augmente la capacité des routes de 500kg/essieu à l'exception des essieux de direction. Cette augmentation ne permet pas l'augmentation de la charge sur les camions de type : train double de type A, B et C. Le Tableau 13 présente certaines caractéristiques de l'octroi des primes de charge hivernale pour cette province canadienne.

Tableau 13 : Primes de charge T.N.-O. (Government of Northwest Territories, 2016b)

Configuration du véhicule	PNBV* (kg)	CPH** (kg)	%
Camion porteur à essieu simple	16 400	16 900	3
Camion porteur à essieu tandem	24 300	25 300	4
Camion porteur à essieu tridem	31 300	32 800	5
Camion porteur avec remorque classique	53 500	57 000	7
Semi-remorque ou porteur-remorqueur à essieu tandem	39 500	41 500	5
Semi-remorque ou porteur-tracteur à essieu tridem	46 500	49 000	5
Camion et remorque à train double de type A	53 500	53 500	0
Camion et remorque à train double de type B	63 500	63 500	0
Camion à train double de type C	58 500	58 500	0

* PNBV : poids nominal brut du véhicule

** CPH : estimation des charges autorisées en hiver

2.11.4 Saskatchewan

Le Gouvernement de la Saskatchewan octroie les primes de charge hivernales (OPCH) lorsque la profondeur de gel atteint 0,75 m de profondeur (Bradley, 2011). Les autorités prévoient cependant une période tampon pour la mise en vigueur, entre le 16 et 30 novembre, et pour la fin de l'octroi entre le dernier jour de février jusqu'au 14 mars. Ces périodes dépendent, notamment, des conditions météorologiques. La partie sud-ouest fait exception à cette règle générale, car le climat y est plus doux. La période correspondante à celle-ci est du 1^{er} décembre au dernier jour de février de l'année suivante. Partout sur le territoire, la prime de charge peut être révoquée à n'importe quel moment si les autorités jugent que le climat est non favorable (Government of Saskatchewan, 2017a).

Pour indiquer les charges permises sur les routes au cours de l'hiver, une carte routière interactive (Road Restriction Map) est mise à jour sur le site du Gouvernement de la Saskatchewan (Government of Saskatchewan, 2017b) (http://roadinfo.telenium.ca/sk/map_spring/). Cette carte indique les restrictions, les restrictions à venir, les routes à OPC, etc.

Plus précisément, le réseau des transports de Saskatchewan Highways and Infrastructure (SHI) est divisé en 15 régions pour les opérations (Bradley, 2011). Chaque région détermine l'entrée en vigueur et la fin des OPCH à l'aide de capteurs de température répartis sur le réseau et des observations sur le terrain par des professionnels. Les observations peuvent consister à relever l'épaisseur du couvert de neige, surveiller les prévisions météorologiques, etc. SHI utilise 24 capteurs de température RoadNet répartis sur le réseau. Les données sont collectées et rapportées par Lakewood Systems Ltd localisé à Edmonton. Les mesures de vingt-deux (22) des vingt-quatre (24) capteurs de température RoadNet sont directement indiquées via le site de données de Lakewood (www.data.lakewood.com). Les thermomètres Roadnet ont chacun une configuration de 15 thermistances. Quatorze thermistances sont localisées verticalement aux profondeurs : 0 m (2 thermistances), 0.05 m, 0.1 m, 0.2 m, 0.3 m, 0.4 m, 0.5 m, 0.6 m, 0.7 m, 1 m, 1.5 m, 2 m et 2.5 m. La température de l'air au niveau de la boîte d'enregistrement est également enregistrée. La Figure 21 représente un échantillon des données de SHI RoadNet prélevé le 2016-02-09.

#	Site	Air	0.0m	0.0m	.05m	.05m	0.1m	0.1m	0.2m	0.3m	0.4m	0.5m	0.6m	0.7m	1.0m	1.5m	2.0m	2.5m	Batt.	Last Scan	Status	In Queue	Being Scanned	Scan	
1	Bethune	-3.7	-3.2	-3.4	*	*	-2.9	*	-2.8	*	-2.9	*	*	-7.2	-1.9	-0.6	*	2.2	12.2	02/09/16:08:21:10	OK	No	No	Scan	
2	Weldon	-8.2	-4.8	-4.9	-0.9	*	-3.5	*	-2.3	*	-6.0	-2.5	-1.8	-0.0	-0.3	0.9	1.6	3.3	12.0	02/09/16:09:51:27	OK	No	No	Scan	
3	Torquay	-4.4	-3.4	*	-1.8	*	-2.6	*	-3.8	-1.9	-1.2	-1.2	-2.0	-1.2	-0.5	0.2	*	3.7	12.9	02/09/16:08:48:15	OK	No	No	Scan	
4	Bensonb	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	???	No	No	Scan
5	Conrad	-6.5	-2.5	*	-2.0	*	-2.0	*	-0.3	-0.6	-1.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.1	2.3	2.9	4.1	*	02/09/16:08:38:46	OK	No	No	Scan	
6	Kincaid	-0.5	*	-1.7	-4.6	*	*	*	-1.7	-4.8	-1.5	-1.0	-1.6	-0.5	-0.9	-0.3	1.4	3.3	*	02/09/16:07:51:42	OK	No	No	Scan	
7	Fox Valley	-3.9	*	-6.0	*	*	-3.7	*	-1.4	-1.2	-1.1	-4.0	-1.0	-0.4	-0.5	-0.3	1.1	3.4	12.3	02/09/16:08:35:38	OK	No	No	Scan	

Figure 21 : Extrait du tableau de donnée de SHI RoadNet
[\(http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/\)](http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/)

Le rapport des données, fourni sous forme de tableau, fonctionne avec un code de couleur (couleur verte > 0 °C, blanc = 0 °C, bleu/gris < 0 °C). RoadNet prélève et illustre, sous forme de graphique, la relation entre la température de la surface du pavage et la température ambiante. La Figure 22 illustre le relevé de la station Torquay en date du 9 janvier 2016 au 9 février 2016.

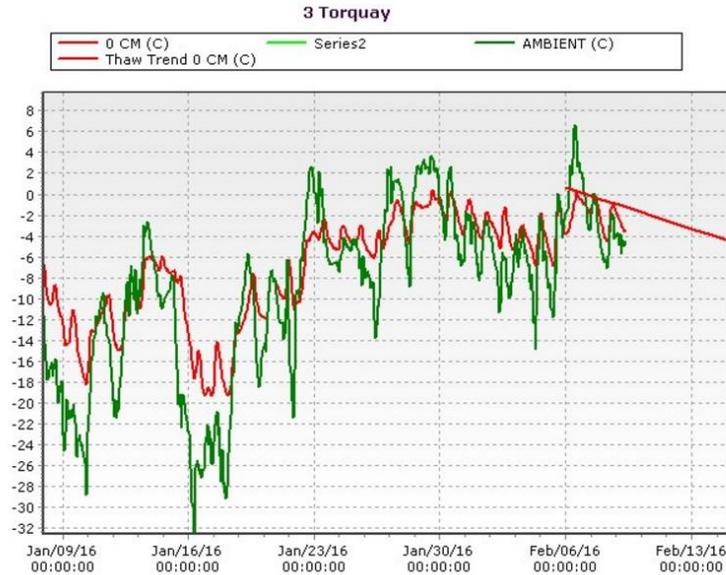


Figure 22 : Température de l’air et de la surface du pavage à la station Torquay
[\(http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/torquay/\)](http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/torquay/)

RoadNet illustre également, sous forme d’un graphique coloré, la température dans la route au cours de l’hiver. La Figure 23 illustre le relevé de température pour la station Turquay de décembre 2015 à février 2016. La Figure 23 (a) illustre la température de l’air ambiant selon la date. La Figure 23 (b) indique la température dans la chaussée selon la profondeur et la date.

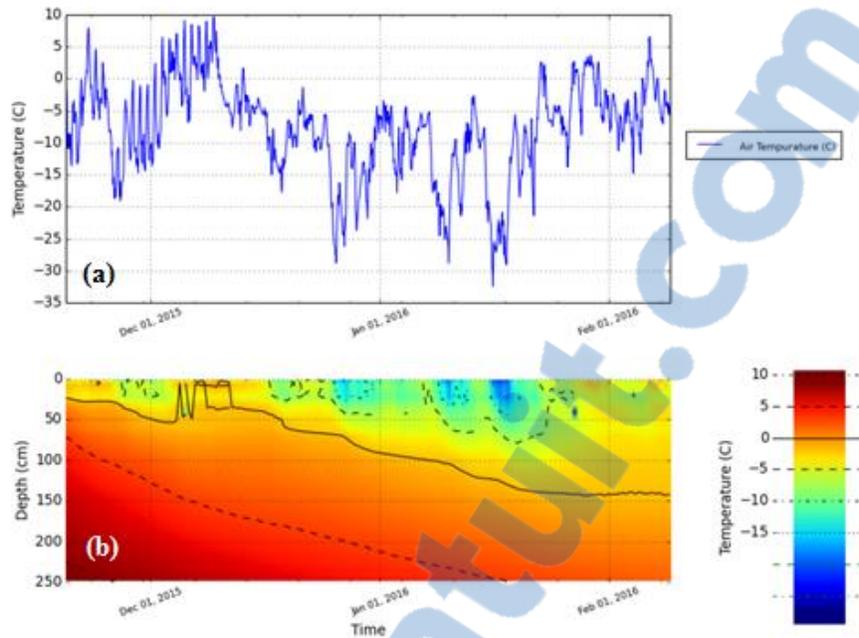


Figure 23 : (a) Température de l’air selon la date et (b) température dans le sol selon la date
[\(http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/torquay/\)](http://data.lakewood.com/livedata/saskHighways/torquay/)

Pour la Saskatchewan, l’octroi de primes de charge hivernales n’est pas basé sur un pourcentage du poids nominal brut d’un véhicule, mais plutôt sur une charge maximale par essieu ou groupe d’essieu. La législation du programme est présentée au chapitre H-3.01 REG 2, Section 15(11) de *The Highways and Transportation Act, 1999*.

2.11.5 Ontario

Le Ministère des Transports de l’Ontario (MTO) permet aux véhicules de l’industrie forestière d’augmenter d’un maximum de 10 % la charge nominale brute, la charge sur un essieu ou la charge sur un groupe d’essieux durant la période de gel nommée «freeze-up» (Bradley, 2011). La réglementation concernant l’octroi des primes de charge hivernales est définie dans le *Highway Traffic Act* R.S.O. 1990, c. H.8 (<https://www.ontario.ca/laws/statute/90h08>) à la section 119 de la partie VIII préparée par le Gouvernement de l’Ontario. Les primes de charge hivernales s’appliquent à la King’s Highway, mais ne s’appliquent pas aux autoroutes de classe B.

Selon le rapport préparé par Bradley (2011), le début et la fin de l’OPC du MTO sont largement subjectifs et sont basés sur des observations visuelles des chaussées et de la gestion d’appareils météorologiques et de détecteurs qui indiquent le niveau de gel ou de dégel dans la chaussée. Les autorités ont également accès à des données de température à la surface du pavage et à environ

400 mm de profondeur dans le Road Weather Information System (RWIS). Depuis environ 5 ans, le MTO travaille pour améliorer ses équipements et développer des modèles de prédictions de la profondeur de gel et de dégel jusqu'à 3 jours en avance. Des modèles simples pour la prédiction de la profondeur de gel sur l'autoroute King (569) ont d'ailleurs été proposés par Baiz et coll. (2008) lors de la conférence annuelle de l'ATC en 2008.

2.11.6 Tableau récapitulatif des programmes de prime de charges hivernales existants

Les régions de l'Alberta, du Manitoba, des Territoires du Nord-Ouest, de la Saskatchewan, de l'Ontario, du Wisconsin, du Dakota du Nord, du Minnesota et du Nouveau-Brunswick octroient toutes des primes de charges hivernales différemment. Certains de ses programmes n'ont pas été présentés en détail dans cette revue littéraire, mais un survol des caractéristiques de chacun des programmes est proposé au Tableau 14.

Tableau 14 : Résumé des législations des OPCH en Amérique du Nord
(Modifié de Bradley (2011))

Prov. / État	Critère de début	Critère de fin	Primes de charge en saison hivernale
Alberta	Prof. de gel ≥ 1 m (observés par sondes thermiques)	Profondeur de dégel ≥ 0.3 m	Produits forestiers seulement, varie selon la configuration des camions (de +50 % sur les 5 essieux à +18 % sur les 8 essieux)
Saskatch.	Prof. de gel ≥ 0.75 m**	28 février (date fixe) jusqu'à ± 14 jours selon les conditions	Augmentation du poids légal brut (PLB) maximal du véhicule. Le poids par essieu dépend de la configuration de ceux-ci.
Territoires du Nord-Ouest	Zéro-degré jours (DD-0) DD-0 ≥ 400 (prof. de gel ≈ 0.3 m)	Simultanément à la fermeture des routes de glace	+500 kg additionnels par essieu sur les camions de 5 ou 6 essieux et 100 kg additionnels sur les essieux directeurs
Manitoba	0,75 m de profondeur de gel**	Date flexible (4 mars pour 2016)	Routes saisonnières surclassées pour la période et augmentation ≤ 10 % limité au poids brut des véhicules
Ontario	Lorsque les routes sont jugées suffisamment gelées	Lorsque le dégel des routes est jugé imminent	Augmentation du PLB des véhicules transportant des produits forestiers seulement
Nouveau-Brunswick	Date fixe (1er décembre)	Date fixe (28 février) sujette à changer	Industrie forestière, jusqu'à 2 t du PLB (Quadrem 57,500 kg et Tridem 51,500 kg)
Wisconsin	Prof. de gel $\geq 0,51$ m (basé sur le modèle de gel MN, observations et profondeurs de gel mesurées)	Lorsque le dégel atteint la sous-fondation. L'OPCH peut être suspendu au cours de l'hiver pour des dégels hivernaux	Augmentation de 22,5 % du poids légal brut des véhicules sur le système d'autoroutes d'États prévus pour le transport lourd
Dakota du Nord	1 ^{er} décembre (date fixe) Profondeur de gel prévue $\pm 0,6$ m	7 mars ou avant si les tests de FWD indiquent le début des restrictions de charge	Augmentation de 10 % du poids légal brut des véhicules sur le système d'autoroutes d'États prévus pour le transport lourd
Minnesota (MN)	Indice de gel cumulatif (IGC) ≥ 156 °C-jours selon les zones, valide si les prévisions météo. des 7 prochains jours < 0 °C	Indice de dégel cumulatif (IDC) ≥ 0 °C	10 % du Poids légal brut sur le système d'autoroutes d'États prévus pour le transport lourd

* La profondeur visée de 0.75 m vise à l'obtention d'une couche fortement gelée (-5 to -10 °C) à la surface de la fondation.

** Après une analyse de la déflexion de surface selon la profondeur de gel (Bradley, 2013), le gouvernement du Manitoba a adopté le même critère que la Saskatchewan concernant la mise en vigueur de l'OPCH (Communications personnelles avec Papa Masseck Thiam, ing. M.Sc., FPIInnovations, 2016).

2.12 Impacts positifs de l'OPCH

Tous les jours, à travers le monde, les routes et autoroutes sont empruntées pour de multiples raisons. Que ce soit pour le transport de marchandises ou pour les loisirs, le réseau routier d'un pays à une incidence socio-économique directe. Par conséquent, il est essentiel de maximiser l'efficacité et la durabilité des routes. Outre l'analyse technique réalisée lors de ce projet, plusieurs études sur l'OPCH, citées par Ovik & Siekmeier (2004), ont démontré le potentiel économique majeur de tels programmes. De manière plus spécifique, selon une affiche préparée par FPIInnovations (Bradley et coll., s.d.), l'octroi de primes de charge en période hivernale a eu comme bénéfices récents de faire économiser à l'industrie :

- 30 000 \$ à 90 000 \$ par semaine pour une usine recevant 150 chargements au Manitoba;
- 1,6 M\$ de frais de transport pour chaque semaine additionnelle d'OPCH en Alberta (estimée par l'industrie forestière);
- 1 M\$ par année au Nouveau-Brunswick (estimée par l'industrie).

Le bénéfice économique démontré est majeur et justifie l'intérêt de l'industrie à vouloir bénéficier du gain de rigidité des chaussées gelées. Par exemple, Boileau (2013) rapporte que le Conseil de l'industrie forestière du Québec (CIFQ) désire depuis quelque temps voir un tel programme être établi au Québec. Sur le plan du développement durable et de l'environnement, l'OPCH amène également son lot de bénéfices. Lorsque le transport total pour une année est fixé au sein d'une entreprise, l'OPCH permet de transporter davantage de marchandises durant l'hiver et, par conséquent, diminue le nombre de voyages prévus durant les dégels printaniers (Yi et coll., 2016). Il est bien connu, qu'en période de dégel, la capacité portante des chaussées est à son minimum, donc la diminution des transports réduira les dommages induits au réseau routier et augmentera la durée de vie des infrastructures. D'un point de vue environnemental, l'augmentation des charges par camion diminuera l'empreinte écologique des transports routiers par la diminution du nombre de voyages. Ainsi, l'OPCH représente une option à considérer pour la diminution de la consommation du pétrole par l'industrie et pour la diminution de l'émission de gaz nocifs pour l'environnement.

3 PRÉSENTATION DU PROJET

3.1 Raison d'être du projet

La revue de littérature a permis de mettre en évidence quelques études réalisées dans le passé et orientées sur l'analyse du gain du module réversible des matériaux pulvérulents et cohérents soumis au gel. Selon les études, ces observations peuvent avoir été réalisées en laboratoire ou sur des sites expérimentaux. En laboratoire, il a été observé que la variation du module réversible d'un sol est significative lors de la solidification de l'eau (Berg et coll., 1996; Simonsen et coll., 2002). L'augmentation du M_R d'un sol gelé est principalement influencée par la teneur en eau non gelée, donc par la température et par le type de sol. Également, le module dynamique des enrobés bitumineux augmente rapidement avec la chute des températures (Carter & Perraton, 2002; Doucet & Auger, 2010). Certains chercheurs ont également réalisé des essais expérimentaux (FWD) pour observer la rigidité des chaussées gelées. Ils ont observé des déflexions presque nulles en période hivernale. Cependant, les appareils de FWD sont généralement calibrés pour fonctionner sur des plages de températures bien précises excluant les températures très froides rencontrées à l'hiver. Par exemple, le FWD utilisé dans la campagne d'essais de Benson et coll. (1998) ne pouvait être utilisé à des températures inférieures à $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$, limitant significativement les mesures.

Tenant compte de l'augmentation de la rigidité des chaussées gelées et des besoins de l'industrie, la pression économique pour l'octroi de primes de charge en période hivernale (OPCH) ne cesse de croître. Par exemple, au Québec, le Conseil de l'industrie forestière du Québec (CIFQ) fait la demande au gouvernement du Québec depuis une quinzaine d'années. Malgré le manque de critère rationnel, plusieurs administrations n'ont pas tardé à développer leurs programmes d'octroi de primes de charge en période hivernale pour répondre à la demande de l'industrie locale. L'OPCH se traduit par des économies monétaires d'envergures pour les entreprises. Or, comme démontré dans la revue littéraire, les lignes directrices de ces programmes existants sont généralement basées sur des règles d'expérience et des observations réalisées par les autorités locales. Montufar & Clayton (2002) stipulent que les législations en vigueur varient énormément d'une région à l'autre et peuvent même varier au sein d'une même région. L'absence de critère rationnel explique en partie cette variation importante. Dans cette optique, il semble primordial de mettre en relation les charges des véhicules lourds, la pénétration du gel et la réponse des chaussées pour déterminer clairement un critère rationnel pour l'octroi des primes de charges en période hivernale.

Également, dans la littérature scientifique, il est possible de trouver plusieurs projets concernant le chevauchement entre les périodes de primes et les périodes de restrictions de charges dans l'optique d'améliorer la gestion des programmes gouvernementaux. L'objectif de ces projets est de maximiser le prolongement de l'octroi de primes de charge au détriment de la durée des restrictions de charge sans augmenter pour autant l'endommagement des chaussées. À ce jour, plusieurs projets semblent toujours orientés vers ces sujets, mais à l'inverse, peu de projets semblent étudier la mise en relation du gain de capacité des chaussées soumises à des véhicules lourds au début du gel hivernal. Pourtant, il semble primordial de mieux définir l'évolution des paramètres de performance pour optimiser les primes de charges et la période tout en empêchant l'accélération de l'endommagement des chaussées.

Pour étudier le gain de capacité d'une chaussée, il faut considérer sa performance structurale globale. Cet aspect n'est pas facile à quantifier et à étudier puisqu'il faut considérer simultanément les aspects mécaniques et environnementaux qui affectent le comportement des chaussées. Ces aspects nécessitent des installations particulières soumises aux conditions d'exposition naturelles similaires. Étant donné l'absence de telles considérations dans la littérature, ce projet a été pensé pour répondre à ces besoins.

3.2 Description des objectifs

L'objet principal de ce projet de recherche est d'étudier la réponse d'une chaussée flexible soumise au passage des véhicules lourds et à l'action du gel. Le but ultime est de développer des critères rationnels pour l'octroi de primes de charge. Plus spécifiquement, le projet vise les objectifs suivants :

- Documenter le comportement mécanique de la chaussée en fonction de la pénétration du gel dans la chaussée;
- Établir le lien entre le gain de portance résultant du gel des couches de la chaussée et l'endommagement;
- Établir un critère rationnel pour l'octroi de primes de charge en période hivernale.

3.3 Méthodologie de recherche

En 2009, un groupe de professeurs du département de génie civil et de génie des eaux de l'Université Laval a obtenu une subvention de 18 millions de dollars de la Fondation Canadienne pour l'Innovation et le Ministère de l'Éducation, de l'Enseignement Supérieur de la Recherche du Québec. La subvention visait à développer des infrastructures pour la recherche dans les domaines des infrastructures, notamment le traitement des eaux, des structures et des chaussées. Dans le domaine des chaussées, cette subvention a permis, entre autres, d'acquérir un simulateur de chargement accéléré *ATLAS 22 (Accelerated Transportation Loading System)*, de construire un nouveau laboratoire avec une fosse en béton armé (2x6x2 m³) et d'acquérir des équipements connexes consacrés à la recherche et à l'éducation. Ces installations sont situées dans les laboratoires de l'Université Laval du Pavillon Adrien-Pouliot.

De manière à répondre aux objectifs du présent projet, une approche essentiellement expérimentale a été proposée. Cette approche comprend l'utilisation du laboratoire de chaussée pour analyser le comportement mécanique d'une chaussée flexible soumise au gel. L'ATLAS, la fosse et l'instrumentation nécessaire permettent, sans s'y limiter, de reproduire les sollicitations environnementales, mécaniques et de mesurer les déformations à différents niveaux dans la chaussée. La vision du projet, le montage expérimental, l'instrumentation et les paramètres d'essais ont été définis en collaboration avec *FPIInnovations, Alberta Transportation et la chaire de recherche i3c*. Une chaussée typique de l'Alberta constituée de 180 mm d'enrobé bitumineux et 300 mm de fondation granulaire a été construite sur un sol d'infrastructure argileux. Au cours de la construction, les instruments permettant de mesurer les contraintes, déformations, teneurs en eau et températures à différents niveaux ont été installés. Ensuite, celle-ci a été soumise à 2 cycles de gel induit axialement par une température de -10 °C à la surface. Durant la pénétration du gel, des essais mécaniques à différents niveaux de chargement ont été appliqués à l'aide d'un demi-essieu à roues jumelées. Les niveaux de chargement ont été définis selon la politique d'octroi de primes de charge de l'Alberta et ils permettent d'évaluer l'effet des surcharges selon la profondeur de gel. Le montage expérimental, l'instrumentation, les matériaux de chaussée, la description de la construction de la chaussée et les paramètres d'essais sont décrits dans les sections suivantes.

Une quantité importante de données a été comptabilisée tout au long des essais expérimentaux. Ces données ont permis de tracer le comportement mécanique de la chaussée en fonction de la profondeur de gel pour observer, entre autres, l'effet des surcharges selon l'état de la chaussée. En 2014, un projet orienté sur les dégels partiels avait également documenté le comportement

mécanique durant le gel d'une structure de chaussée bien différente. Cette chaussée, construite sur un sol d'infrastructure de type sable silteux, est constituée de 100 mm d'EB, 200 mm de fondation granulaire (MG20) et 450 mm de sous-fondation granulaire (MG112). L'analyse des mesures des deux projets a permis d'analyser l'effet de la structure d'une chaussée sur son comportement mécanique en contexte de gel saisonnier. À partir de ces données, le logiciel multicouche élastique linéaire et isotrope WinJULEA a permis de réaliser des simulations pour prédire les modules réversibles des couches d'une chaussée selon le gel et de vérifier si un tel logiciel pouvait être utilisé dans l'estimation des déformations d'une chaussée gelée. Une telle analyse a été possible en comparant les mesures expérimentales aux résultats des analyses multicouches linéaires élastiques. Finalement, des analyses d'endommagement selon les principes de la loi de Miner ont été complétées pour quantifier l'effet des surcharges sur la durée de vie d'une chaussée.

4 DESCRIPTION DU MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre présente une description du montage expérimental comprenant les équipements de laboratoire ainsi que l'instrumentation utilisée dans le cadre des essais du projet.

4.1 Montage expérimental

4.1.1 Fosse d'essai

La fosse expérimentale en béton armé de 2 m de largeur, 6 m de longueur et 2 m de profondeur est illustrée à la Figure 24. La fosse a permis la construction d'une chaussée flexible expérimentale dédiée à ce projet de recherche. Les caractéristiques principales de cet équipement sont :

- le contrôle automatique du niveau de la nappe phréatique à l'aide d'un système de drainage et d'injection d'eau central situé au bas de la fosse;
- le contrôle de la température à la base de la fosse par un circuit de tuyaux de glycol permettant de fixer une température en base et, entre autres, de reproduire la chaleur de la terre;
- l'établissement de régimes thermiques constants dans la chaussée à l'aide des parois de béton isolées par des panneaux empêchant la chaleur du local d'affecter la chaussée expérimentale.

Ces dimensions et systèmes sophistiqués permettent de réaliser différents projets de recherche à échelle réelle dont les conditions thermiques et hydrauliques sont à la fois contrôlées et représentatives de la réalité.



Figure 24 : Fosse d'essai du laboratoire de l'Université Laval

4.1.2 *Simulateur ATLAS*

Le simulateur de véhicules lourds mobile d'une longueur de 16,15 mètres, conçu et fabriqué par la compagnie Applied Research Associates (ARA), est illustré à la Figure 25 (a), (b) et (c). Il est positionné au-dessus de la fosse et il sollicite la chaussée expérimentale à l'aide d'un chariot effectuant des passages dans une ou deux directions. Différentes configurations de roue peuvent être montées sur le chariot, en permettant de reproduire les sollicitations générées par le passage d'un demi-essieu (Figure 25 (b)). Les principales caractéristiques du simulateur sont :

- amplitude des chargements sur le chariot de 0 à 100 KN;
- gamme de vitesses de 0 à 10 km h⁻¹;
- longueur maximale de sollicitation sur la chaussée par le chariot de 6 mètres;
- Application quotidienne maximale de 20 000 cycles de chargement;
- Contrôle de la température à la surface de la chaussée à l'aide de panneaux isolants, un système de climatisation de 4 kW et un système de chauffage de 6 kW. En conditions optimales, la température à la surface de la chaussée peut être maintenue entre -12 °C et 40 °C.

Jumelé à la fosse, le simulateur permet, entre autres, d'étudier le comportement mécanique d'une chaussée sous sollicitations, de générer un gel ou un dégel axial dans la chaussée et de reproduire plusieurs années de trafic lourd sur une courte période. Malgré la chaleur du laboratoire, les panneaux isolants installés aux pourtours du simulateur (Figure 25 (c)) permettent d'isoler et de maintenir des conditions très froides à la surface de la chaussée. Tous ces éléments sont des caractéristiques qui justifient l'utilisation de ce système dans le cadre de ce projet.

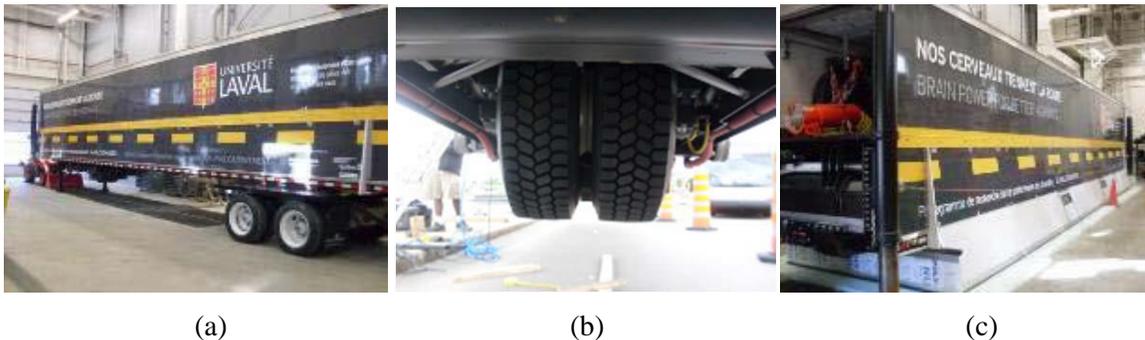


Figure 25 : (a) Simulateur Atlas mobile, (b) roue jumelée du simulateur et (c) simulateur installé et isolé

4.2 Présentation de l'instrumentation

Il existe plusieurs types d'instrumentation permettant de mesurer le comportement structural (contraintes, déformations et déflexions) et l'état d'une chaussée (température, teneur en eau, etc.). Étant donné que chaque type possède ses avantages et inconvénients, l'instrumentation utilisée dans le présent projet est basée sur l'expérience des techniciens et chercheurs de l'Université Laval qui ont réalisé plusieurs essais au cours des dernières années (Badiane, 2016; Doré, 2012; Grellet et coll., 2012; Yi et coll., 2016). Ces équipements permettent entre autres de mesurer, à l'aide de capteurs à fibre optique et électriques, les contraintes et les déformations verticales dans la fondation et au sommet du sol d'infrastructure, les déformations transversales et longitudinales à la base du revêtement et la déflexion en surface. De plus, l'enregistrement de la profondeur de gel et des teneurs en eau est réalisé toutes les heures à l'aide de capteurs électriques et d'un système d'acquisition automatisé. Cette section présente les caractéristiques de toute l'instrumentation utilisée.

4.2.1 Sondes de teneur en eau

Les conditions hydriques dans une chaussée influent directement son comportement mécanique, et ce, particulièrement dans les régions où il y a présence de cycles de gel annuels (Doré & Zubeck, 2009). Effectivement, le dégel de la glace présente dans les sols et la fonte de la neige dans l'environnement de la chaussée libèrent une quantité significative d'eau saturant temporairement les matériaux non liés. Dans le cadre de ce projet de recherche, les teneurs en eau ont été mesurées à l'aide de capteurs ThetaProbes Type ML2x installés respectivement dans les couches de MG20 et d'argile. Ces capteurs mesurent la permittivité diélectrique d'un sol et convertissent cette donnée en teneur en eau volumique. Pour ce faire, la sonde génère une onde sinusoïdale de 100 MHz de fréquence dans une ligne de transmission interne qui se prolonge jusqu'au sol par quatre électrodes métalliques de 60 mm de long (Figure 26).



Figure 26 : ThetaProbes Type ML2x (référence: <http://www.label.pl/en/rekml2x.html>)

Pour déterminer la constante diélectrique du sol, une différence de potentiel électrique est calculée entre le cristal oscillateur et celui réfléchi par les tiges (Delta-T Devices Ltd, 1999). La fréquence

de 10 MHz a été choisie pour minimiser les effets de la conductivité ionique. Puisque la valeur diélectrique de l'eau (~81) est nettement supérieure à celle d'un sol (typiquement entre 3 à 5) et celle de l'air (~1), la constante diélectrique du sol est essentiellement influencée par la teneur en eau (Delta-T Devices Ltd, 1999). Les variations dans la ligne de transmission sont ainsi dépendantes de la condition diélectrique du sol seulement. La précision d'une telle sonde bien calibrée est de 1 %. L'installation dans la chaussée est très simple et consiste à enfoncer complètement les tiges dans le sol à la profondeur désirée. La sonde a été raccordée à un système d'acquisition de données permettant une lecture en continu et un enregistrement des données à la fréquence souhaitée. Dans le cadre de ce projet, les données ont été enregistrées aux heures.

Dans le cadre de ce projet, la calibration généralisée proposée par le manuel d'utilisateur a été réalisée (Delta-T Devices Ltd, 1999). Cette calibration emploie des facteurs normalisés selon le type de sol dans lequel la sonde est insérée.

4.2.2 Thermistances

Un câble de thermistances d'une longueur de 2 mètres munie de 12 thermistances a été utilisé pour mesurer les températures et le front de gel dans la fosse. Le câble a été connecté à un système d'acquisition qui mesure les résistances puis les convertit en températures à l'aide d'équations de calibration préalablement déterminées. Les températures dans la fosse ont été enregistrées toutes les heures. Les profondeurs des thermistances ont été de 50, 100, 300, 500, 600, 900, 1000, 1200, 1400, 1600, 1800, 2000 mm.

4.2.3 Déflexion de surface

La déflexion à la surface d'une chaussée permet d'apprécier la performance mécanique globale de celle-ci. Elle équivaut à l'addition de la déformation verticale de toutes les couches de la chaussée et elle permet de connaître la flexion que subit la couche d'EB. Cette flexion est importante puisque l'EB est soumis au passage répétitif des charges routières et la diminution de son élasticité (vieillesse, durcissement, etc.) cause la propagation de fissures de sa base jusqu'à la surface. Les fissures diminuent l'efficacité de cette couche à disperser efficacement les contraintes aux couches sous-jacentes tout en augmentant l'infiltration d'eau. Ces fissures sont liées au critère de performance de fatigue. Doré & Zubeck (2009) définissent un critère de déflexion qui permet de lier la déflexion maximale sous chargement et la durée de vie prévue de la chaussée tel que présenté dans la revue de connaissance.

Ce paramètre de réponse mécanique est très pertinent dans le cadre de ce projet et il a été mesuré précisément à l'aide d'un capteur de déplacement à fibre optique ODP-A, fabriqué par la compagnie Opsens. Le capteur de déflexion et ses différentes composantes sont présentés à la Figure 27 (a, b, c, d et e). Le capteur s'installe dans un support métallique prévu à cet usage (a, b et c). Le support métallique circulaire (a et b), fabriqué par les techniciens de l'Université Laval, est muni de 3 vis latérales permettant de l'ancrer fermement dans un trou circulaire préalablement foré dans l'enrobé bitumineux (c). Un câble à fibre optique relie l'instrument au système d'acquisition de données et d'enregistrement (c). La pointe de l'appareil ODP-A est appuyée sur une tige de fer fixée au fond de la fosse, immobile et mesure ainsi la déflexion de surface par rapport au fond de la fosse (d). La Figure 27 (e) présente le capteur tel qu'installé dans la couche d'enrobé bitumineux. L'amplitude maximale de lecture du capteur est de 10 mm.

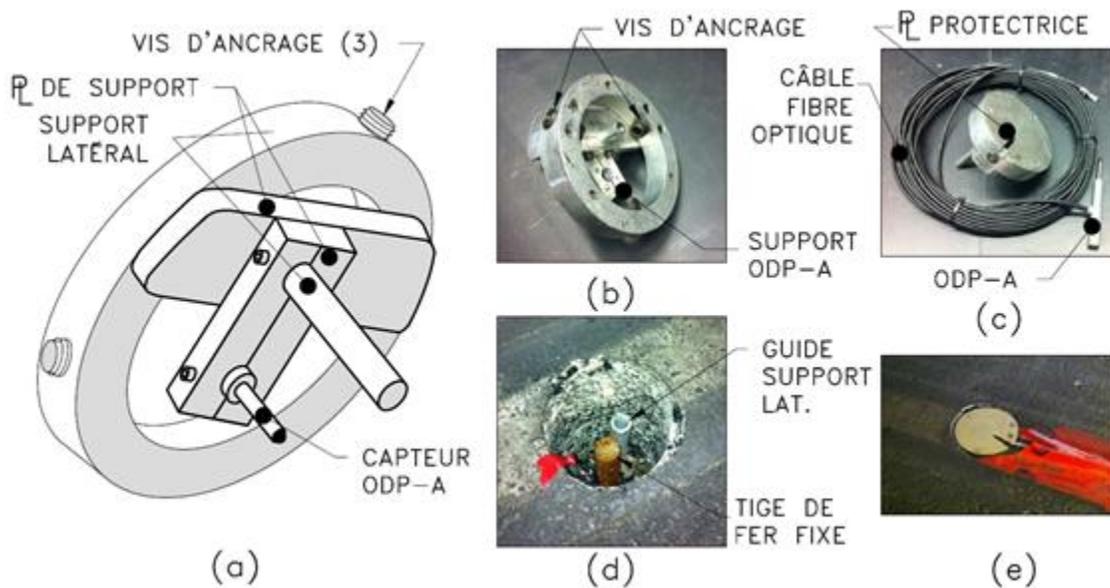


Figure 27 : Capteur à fibre optique de déflexion (a) croquis, (b) capteur, support métallique et câble à fibre optique, (c) photographie du capteur sans couvercle, (d) trou foré et (e) capteur installé

4.2.4 *Jauges de contraintes*

Comme démontré dans la revue littéraire, le niveau de contrainte subi sur les différentes couches de matériau d'une chaussée est particulièrement important pour leur bonne performance. De manière à évaluer l'effet des charges et la dispersion des contraintes au sein de la structure de chaussée selon la profondeur de gel, trois jauges de contraintes électriques ont été installées dans la chaussée expérimentale. Ces jauges sont présentées à la Figure 28. Deux capteurs ont été

positionnés au milieu de la fondation granulaire et un capteur a été positionné au sommet du sol d'infrastructure. Ceux-ci ont été localisés dans l'axe vertical du passage des roues du simulateur de manière à mesurer la contrainte maximale.

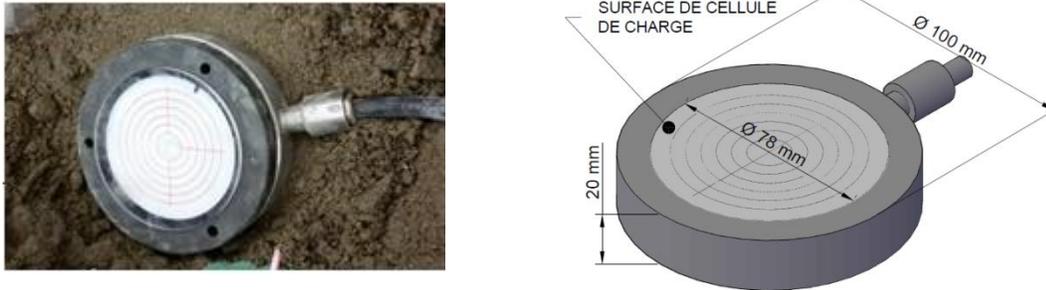


Figure 28 : Jauge de contrainte électrique typique

Les capteurs ont été conçus et fabriqués par la compagnie Tokyo Sokki Kenkyujo et ont été calibrés antérieurement à ce projet dans les locaux de l'Université Laval. Ces jauges de type cellule de charge font 100 mm de diamètre, dont 78 mm de diamètre de surface effective de mesure, par 20 mm de hauteur. Les capteurs ont ensuite été recouverts d'une mince couche de sable uniforme pour assurer une distribution uniforme des contraintes avant recouvrement par le MG-20 ou le sol. Les capteurs sont installés sur les matériaux de chaussée compactés et bien nivelés. La capacité des capteurs a dicté la position prévue dans la structure, soit deux capteurs dans la couche de fondation d'une capacité respective de 200 kPa et 1000 kPa et un capteur de 200 kPa dans le sol d'infrastructure. L'erreur nominale garantie par le fabricant et de 0,3 % pour les cellules de 1 MPa et de 0,5 % pour celles de 200 kPa équivalent respectivement à ± 3 et ± 1 kPa. La capacité maximale des capteurs a été déterminée à la suite d'analyses multicouches linéaires élastiques réalisées avec le logiciel WinJULEA dans le cadre de projets antérieurs de la chaire de recherche i3c.

4.2.5 *Jauges de déformation horizontale et verticale*

Afin de compléter l'analyse mécanique de la chaussée expérimentale, il est primordial de mesurer les déformations simultanément aux contraintes mesurées dans les différentes couches de la chaussée. Pour ce faire, six capteurs de déformations à fibre optique ont été ajoutés en addition aux instruments préalablement présentés. De ces six capteurs, un mesure les déformations longitudinales et transversales à la base du revêtement et quatre mesurent les déformations verticales à différents niveaux dans la chaussée (2 dans la fondation et 2 au sommet de l'infrastructure). Tous les capteurs ont été positionnés dans l'axe vertical du sentier de roues de

manière à mesurer les déformations maximales. Trois capteurs de déformation verticale ont été installés à proximité des capteurs de contraintes. Sachant que le M_R d'un matériau non lié est défini par le ratio des contraintes sur les déformations verticales, il est pertinent de mesurer les deux paramètres à la même profondeur. Les déformations verticales permettent également d'évaluer la performance de la chaussée à l'aide de lois d'endommagement par déformation permanente (section 2.6). La déformation transversale à la base de l'enrobé bitumineux permet, quant-à-elle, d'évaluer la performance de cette couche selon le critère de fatigue (section 2.6). Ces capteurs sont munis de jauges développées par la compagnie Opsens. Le plastique utilisé est de type Polychlorure de vinylidène (PVDC) ayant un module de compression allant de 380 à 655 MPa. Le choix de ce matériau est justifié par la similitude de son module élastique avec ceux des matériaux de chaussée et par sa bonne compatibilité avec la colle d'époxy.

Les capteurs de déformation horizontale à la base de l'enrobé bitumineux, illustrés à la Figure 29, sont des pièces de plastique en croisillon contenant des jauges à fibre optique. Leurs installations nécessitent le carottage de l'enrobé bitumineux existant, puis l'usinage de la base de la carotte à laquelle la jauge est collée avec de l'époxy. Lorsque l'assemblage est terminé, il est primordial de procéder à la calibration des capteurs à l'aide d'un capteur LVDT (Linear Variable Differential Transformer) qui sollicite et mesure les déformations réelles de l'échantillon. Ces mesures sont comparées puis interpolées à celles du capteur (Figure 30). Dans l'ensemble, les courbes de calibrations sont précises ($R^2 = 0,97$). Les différences de calibration entre les jauges transversales et longitudinales peuvent être causées par un usinage imparfait de la carotte d'enrobé bitumineux. Finalement, les carottes d'enrobé bitumineux munies des jauges sont recollées avec de l'époxy dans les trous de forage de la chaussée expérimentale.

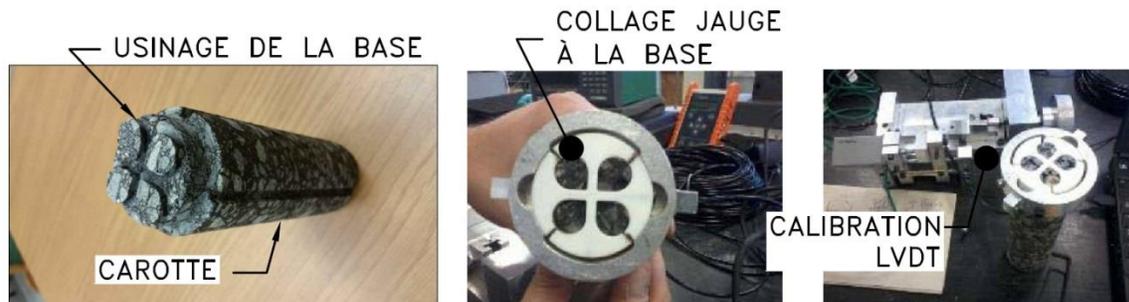


Figure 29 : Montage et calibration des jauges horizontales à la base de l'enrobé bitumineux

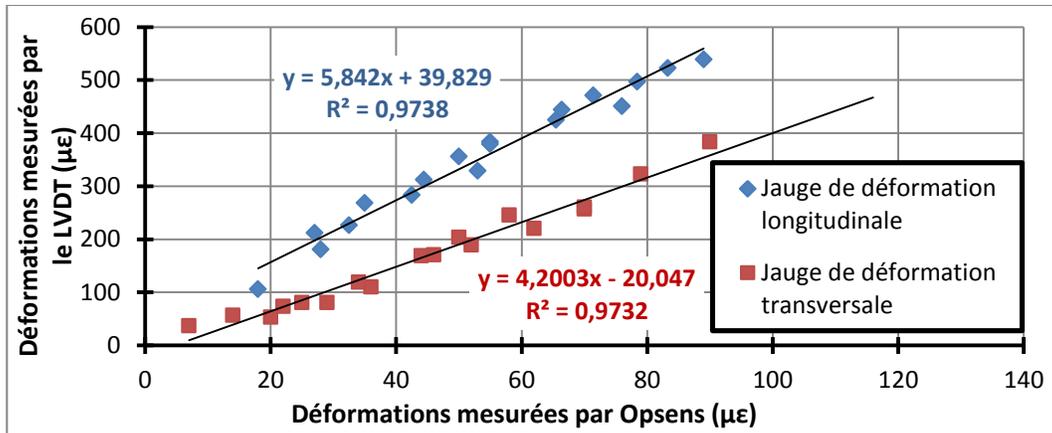


Figure 30 : Courbes de calibration des jauges de déformation horizontale

Les capteurs de déformation verticale sont présentés à la Figure 31. La jauge de déformation à fibre optique est collée dans un premier cylindre de plastique fin à l'aide d'époxy. Ce tube est à son tour collé dans un tube de dimensions supérieures représentant le corps du capteur. Deux plaques circulaires en aluminium d'un diamètre de 100 mm sont vissées et collées aux extrémités du corps. Ces plaques permettent de mobiliser les matériaux granulaires sur les têtes pour mesurer les déformations verticales du sol sous le passage des véhicules lourds. Pour ce projet, des jauges électriques ont été collées sur le corps des capteurs de déformations pour augmenter la précision et la sécurité vis-à-vis l'endommagement ou la défectuosité d'un capteur. Finalement, avant de procéder à l'installation des capteurs dans la chaussée, ceux-ci sont calibrés au moyen d'un bâti œdométrique et un capteur de déplacement de haute précision permettant de comparer les déformations réelles à celles mesurées par le capteur. La Figure 32 illustre les courbes de calibration obtenues. Celles-ci permettent d'obtenir le facteur de correction à appliquer aux mesures pour calculer la déformation réelle. Les calibrations obtenues sont précises avec une valeur de R^2 moyenne de 0,99.

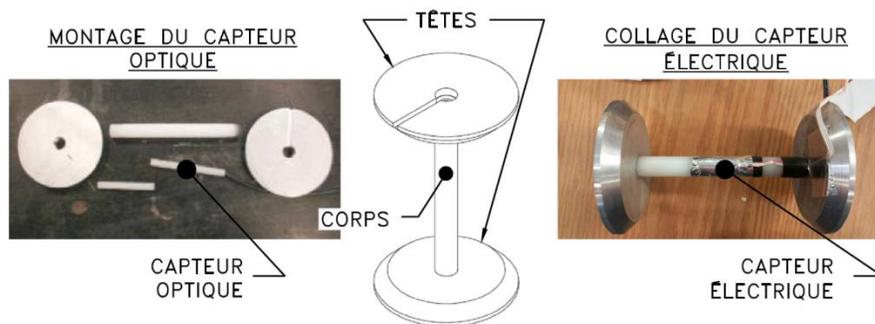


Figure 31 : Schéma de montage d'un capteur de déformation vertical

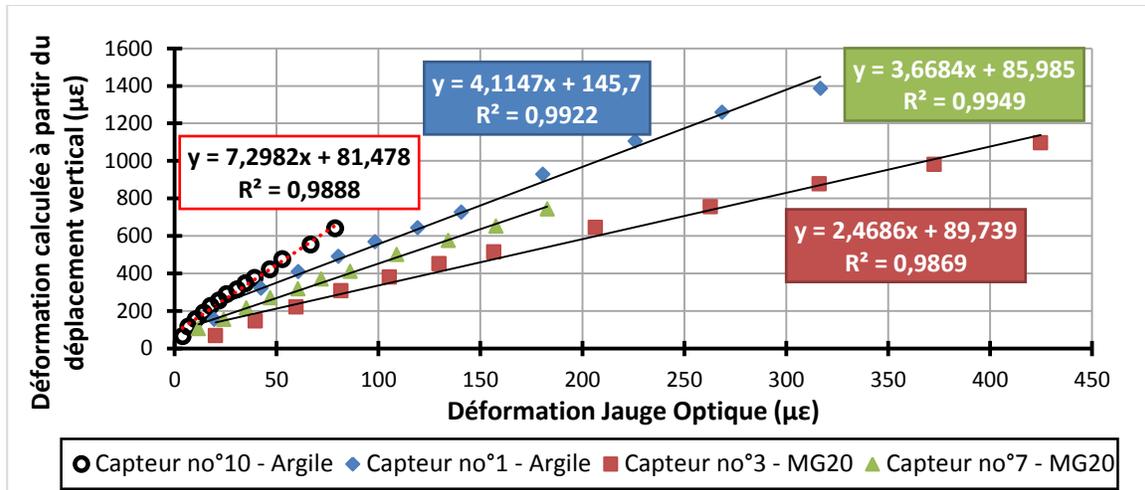


Figure 32 : Courbes de calibration des jauges de déformation verticale

4.2.6 Système d'Acquisition de donnée

Deux systèmes d'acquisition ont été utilisés simultanément lors des essais et sont présentés à la Figure 33. Le premier (a) est le système d'acquisition National Instruments avec le logiciel LabVIEW. Grâce à sa syntaxe de programmation graphique, il a été possible de créer et de coder un système d'acquisition de données pour tous les instruments électriques. Ce logiciel a été programmé pour enregistrer aux heures les teneurs en eau et les températures dans la chaussée. Lors de chaque essai, l'enregistrement des contraintes et déformations électriques a été réalisé à une fréquence de 250 Hz pour chacun des passages de la roue.

Le second (b) est le système ProSens PSC-D utilisé avec le logiciel SoftProSens d'Opsens. Ce système a une fréquence d'enregistrement de 1000 Hz. Il a été le système privilégié pour l'enregistrement des données optiques de déformations verticales, horizontales et de la déflexion de surface. Ce système permet d'enregistrer simultanément les données de huit instruments. Au cours des essais, les mesures ont été enregistrées dans un fichier distinct à celles du premier système d'acquisition.



(a)

(b)

Figure 33 : (a) Systèmes d’acquisitions National Instruments (électrique et optique) et (b) système d’acquisition de données optique ProSens PSC-D

4.2.7 Type de pneus utilisés et mesure de l’empreinte (TekScan)

La configuration des roues, le type de pneu, la pression de gonflement, la charge et le type de surface de contact sont tous des facteurs influençant la transmission des contraintes à l’interface chaussée-pneu. La surface de contact est caractérisée par la pression et l’aire de contact d’une ou d’un groupe de roues à l’interface chaussée-pneu. Dans le domaine de l’analyse de chaussées, l’hypothèse d’une surface de contact circulaire, uniforme et continue est souvent considérée pour approximer les contraintes de surface lorsque le poids est connu. Dans la réalité, la surface de contrainte est discontinue entre deux pneus et la contrainte n’est pas uniforme (Figure 34, b).

Dans le cadre de ce projet de recherche où l’un des objectifs principaux est de quantifier l’effet de l’octroi de primes de charge en saison hivernale, il est plus que pertinent de mesurer la surface de contact exacte des roues jumelées montées sur des pneus, dans ce cas-ci de type 315/80R22.5. Pour ce faire, le système de mesure TireScan de la compagnie TekScan a été utilisé. Il est constitué de capteurs électroniques installés dans une feuille mince de 0,2 mm (Figure 34 a) et d’un logiciel d’acquisition nommé iScan (Figure 34 b). La feuille électronique est incompressible et fonctionne à des températures de -9 à 60 °C à des degrés d’humidité de 5 à 10 %. Deux feuilles de polyester sont nécessaires à la construction du capteur. Sur la première, un matériau conducteur est placé en lignes équidistantes alors que sur la seconde feuille, le même matériau est placé de la même manière, mais perpendiculairement à la première. Ce quadrillage forme des points de contact, donc des cellules de mesures (sensels) plus ou moins serrées lorsque les deux feuilles sont jointes. TekScan commercialise ce type de capteur sous différentes formes selon plusieurs densités de sensels. La précision typique de ces capteurs est de $\pm 5 \%$. Le capteur rectangulaire

no°5400N a été utilisé pour ce projet. Il est présenté à la Figure 35 et ses caractéristiques techniques sont présentées au Tableau 15.

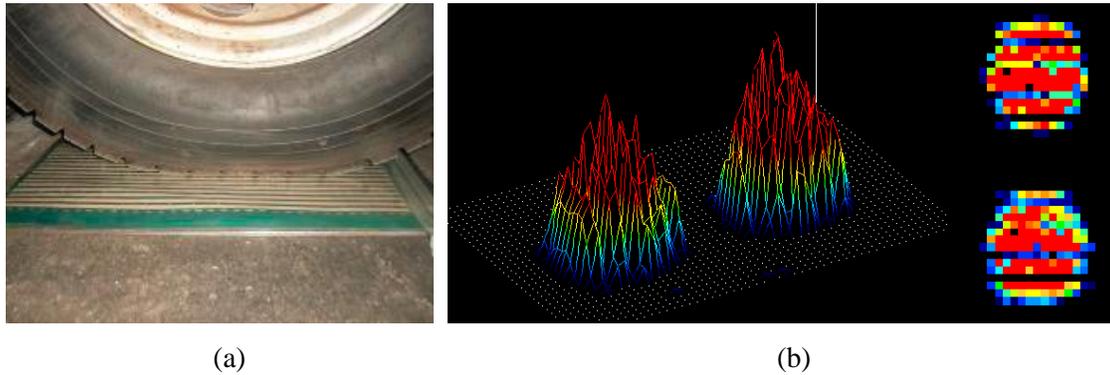


Figure 34 : (a) Capteur d’empreintes TekScan et (b) empreintes et pression de contact mesurées avec le logiciel iScan (5500 kg)

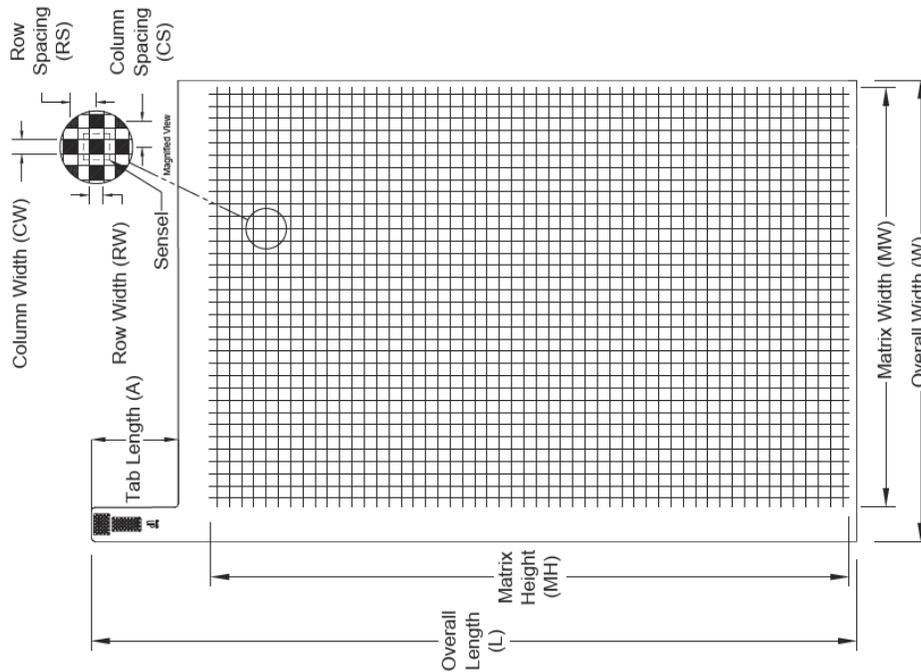


Figure 35 : Capteur no°5400N fabriqué par TekScan utilisé avec iScan (www.tekscan.com)

Tableau 15 : Propriétés techniques du capteur no°5400N utilisé

Modèle no°	Dimensions (cm)	Pression max (kPa)	# Sensel	Sensel/cm ²
5400N	578 x 884	648	1768	0,3

Les charges utilisées lors des essais ont été déterminées selon divers critères présentés à la section 6.5, Protocole d'essai. Le Tableau 16 présente les forces (N) et les aires de contact (mm²) mesurées par pneu selon chacune des charges transmises par le demi-essieu. Il est considéré que la charge est répartie uniformément entre les deux pneus.

Tableau 16 : Surface de contact et force moyenne par pneu selon différents niveaux de charge

Charge appliquée sur le demi-essieu (théorique)	Aire de contact moyenne par pneu	Force moyenne par pneu
kg	mm ²	N
± 4000	44603,8	18 377,5
± 4550	49484,9	22 686,6
± 5000	53692,7	24 888,0
± 5500	58574,3	27 583,5
± 6250	65643,4	30 366,9

5 CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX DE CHAUSSÉE

5.1 Structure de chaussée et essais de laboratoire

La structure de chaussée expérimentale, qui a été déterminée en collaboration avec *FPIinnovations* et *Alberta Transportation*, est constituée de 180 mm d'enrobé bitumineux (EB-10S), de 300 mm de pierres concassées 0-20 mm (MG20) et d'un sol d'infrastructure argileux d'environ 1270 mm. Cette structure et ces matériaux ont été choisis puisqu'ils sont typiques des chaussées flexibles de l'Alberta. Également, les chaussées municipales du Québec sont souvent caractérisées par des épaisseurs de matériaux semblables à l'exception de l'épaisseur d'enrobé bitumineux.

Suite au choix de la structure, une série d'essais de laboratoire a été réalisée de manière à caractériser les matériaux utilisés. Les essais ont été orientés, entre autres, vers la caractérisation physique et mécanique des matériaux. Le Tableau 17 présente l'ensemble des essais qui ont été réalisés.

Tableau 17 : Essais de laboratoire

Type d'essai	Essais	EB EB-10S	MG20	Argile
physique	Analyse granulométrique (CAN/BNQ, 1987)		√	√
	Densité relative et absorption du gros granulat (CAN/BNQ, 1983)		√	
	Densité relative et absorption du granulat fin (CAN/BNQ, 1989)		√	
	Masse volumique des grains solides		√	
	Absorption du MG20		√	
	Proctor Modifié (CAN/BNQ, 1986b)		√	
	Densité relative de l'argile			√
	Essai au bleu de méthylène (CAN/BNQ, 1986a)			√
	Limites d'Atterberg (CAN/BNQ, 1986c)			√
Mécanique	California Bearing Ratio (CBR), ASTM D1883-92 (American Society for Testing and Materials, 2004)		√	√
	Module réversible selon la méthode LC22-400 (Ministère des Transports du Québec, 2007)		√	
	Module dynamique (Doucet & Auger, 2010)	√		

Ce chapitre présente une description détaillée des matériaux utilisés, dont la provenance et les résultats des essais présentés au Tableau 17.

5.2 Couche de roulement : Enrobé Bitumineux (EB)

5.2.1 Provenance du mélange EB-10S

En travaillant de concert avec l'Alberta Transportation, FPIinnovations, et le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports du Québec (MTMDET), le type d'enrobé choisi est un EB-10S et la classe de bitume est PG 58-28. Ce mélange présente des propriétés similaires aux enrobés bitumineux utilisés en Alberta d'où son utilisation. Les granulats constituant le bitume proviennent de la Carrière LT située au 101 chemin Lucien-Lefrançois à l'Ange-Gardien (Québec, G0A 2K0). Il s'agit d'un dépôt d'agrégats de nature granitique. La centrale d'enrobage est celle d'Asphalte Lagacé ltée (024) située au 400 rue Desrochers (Québec, G1M 1C2). La fiche de mélange de l'EB et les fiches de contrôle des matériaux sont présentées à l'Annexe B.

5.2.2 Détermination du module dynamique $|E^*|$ essais de compression-traction

Tel que démontré dans la revue de littérature, l'enrobé bitumineux (EB) est un matériau visqueux, thermosensible et constitue généralement la couche la plus rigide de la chaussée. Par la variation de la température, sa rigidité, donc son module dynamique, est significativement affectée.

Pour étudier le comportement d'une chaussée flexible soumise au gel, il est donc primordial de quantifier l'évolution du module dynamique en fonction de la fréquence de chargement et de la température. Des essais de traction-compression directe sur six éprouvettes de 75 mm de diamètre ont été réalisés au service des matériaux du MTMDET selon la méthode LC 26-700 (Ministère des Transports du Québec, 2009). De ces six éprouvettes, trois ont été prélevées dans la couche de surface et 3 autres dans la couche de base. Le Tableau 18 présente quelques caractéristiques physiques telles les teneurs en bitume (V_{be}), teneurs en vide (V_v), densités maximales (D_{max}) et densités brutes (D_{brute}) des 6 échantillons.

Tableau 18 : Caractéristiques physiques de la couche de base et de roulement

Éprouvette	Couche de roulement			Couche de base		
	EB-140-15	EB-142-15	EB-144-15	EB-139-15	EB-131-15	EB-143-15
V_{be}	5,00 %			5,00 %		
D_{max}	2,499	2,499	2,499	2,499	2,499	2,499
D_{brute}	2,334	2,327	2,329	2,406	2,389	2,414
V_v	6,6 %	6,9 %	6,8 %	3,7 %	4,4 %	3,4 %

Les mesures obtenues ont permis de calculer les coefficients de régression selon le modèle de Witczak ((Witczak, 2005) à partir d'une température de référence de 10 °C. Le modèle est décrit par les équations (16), (17) et (18).

$$\log|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}} \quad (16)$$

$$f_r = a_t * f \quad (17)$$

$$\log a_t = a_1 * (T - T_r) + a_2 * (T - T_r)^2 \quad (18)$$

où

|E*| : Module dynamique (MPa)

f : Fréquence de chargement (Hz)

f_r : Fréquence réduite (Hz)

a_t : Facteur de translation permettant de considérer l'effet de la température sur f

T_r : Température de référence à laquelle les coefficients de régression ont été calculés (10 °C)

T : Température de l'enrobé (°C)

α, δ, β et γ : Coefficients de régression dépendant du type de bitume

a₁ et a₂ : Coefficients de régression dépendant de la température de référence

Les résultats détaillés des essais de compression-traction sont présentés à l'Annexe B. Le Tableau 19 présente les valeurs des coefficients de régression calculés à partir de ces essais.

Tableau 19 : Coefficients de régressions calculés pour le modèle de Witczak

Coefficient	Couche de roulement	Couche de base
δ	-0,414	0,188
α	4,848	4,291
β	-1,313	-1,318
γ	-0,490	-0,515
a_1	-0,138	-0,137
a_2	0,000843	0,00072

Puisque les essais de compression-traction sont réalisés à plusieurs fréquences et températures, il est nécessaire de calculer le facteur a_t et la fréquence réduite (f_r) associée à la vitesse du simulateur de véhicules lourds selon les équations (16), (17) et (18). La vitesse du simulateur utilisée pour ce présent projet est de 9 km/h.

5.2.3 Détermination de la fréquence de chargement générée par l'ATLAS

Les mesures acquises lors des essais expérimentaux n'ont pas permis de mesurer directement la fréquence de chargement du demi-essieu dans l'enrobé bitumineux. La vitesse de 9 km/h de l'essieu simple induit une fréquence de chargement inférieure à celle corrigée des essais de compression et traction (10 Hz). Il est bien connu que l'augmentation de la vitesse d'un véhicule augmente la fréquence dans l'enrobé et accroît son module dynamique (Brown, 1973). Pour éviter de le surestimer, il est primordial de définir adéquatement la fréquence de chargement des essais expérimentaux.

Il existe plusieurs modèles mathématiques qui permettent d'estimer la fréquence de chargement à partir de la vitesse du véhicule. Une revue de ces équations a été réalisée dans la revue littéraire à la section 2.5.2. Pour de faibles vitesses de véhicule, Shafiee et coll. (2015) ont démontré que le calcul de la fréquence pouvait être réalisé selon différentes équations (Figure 8). Dans le cadre de ce projet, le modèle simple de Brown (1973) a été jugé suffisant puisqu'à faible vitesse, il présente des fréquences représentatives de la réalité. Selon ce modèle, la fréquence (f) est calculée par :

$$\log(t) = 0,5h - 0,2 - 0,94 \log(v)$$
$$f = \frac{1}{2\pi t} \quad (19)$$

où t est le temps d'application de la charge (s), h est l'épaisseur d'enrobé (m) et v est la vitesse du véhicule (km/h). Garcia (2007) définit que le temps d'application de charge calculée par

l'équation (19) est en fait calculé au centre de la couche et représente, en théorie, la fréquence moyenne sur toute l'épaisseur. La fréquence de chargement calculée pour la vitesse de 9 km/h du simulateur de charge est :

$$t = 10^{0,5*0,18-0,2-0,94 \log(9)} = 0,0984 \text{ secondes}$$

$$f = \frac{1}{2\pi t} = \frac{1}{2\pi(0,0984)} = 1,617 \text{ Hz}$$

5.2.4 Courbes du module dynamique selon la température

Les courbes du module dynamique de l'enrobé pour une fréquence de 1,617 Hz et de 10 Hz sont définies à la Figure 36 selon la température. Les courbes en pointillés représentent le module dynamique selon la fréquence expérimentale de 10 Hz. Les courbes aux traits pleins gris et noirs représentent respectivement les modules de la couche de base et de surface associés à une fréquence de 1,617 Hz. Il est intéressant de remarquer que l'effet de la fréquence sur le module dynamique diminue substantiellement le module dynamique. Le Tableau 20 présente les valeurs brutes du module dynamique selon la fréquence calculée. Cette représentation des données permet d'apprécier l'effet de la fréquence sur le module dynamique selon la température. La différence maximale se situe autour de la température de 0 °C, soit d'environ 4000 MPa de différence.

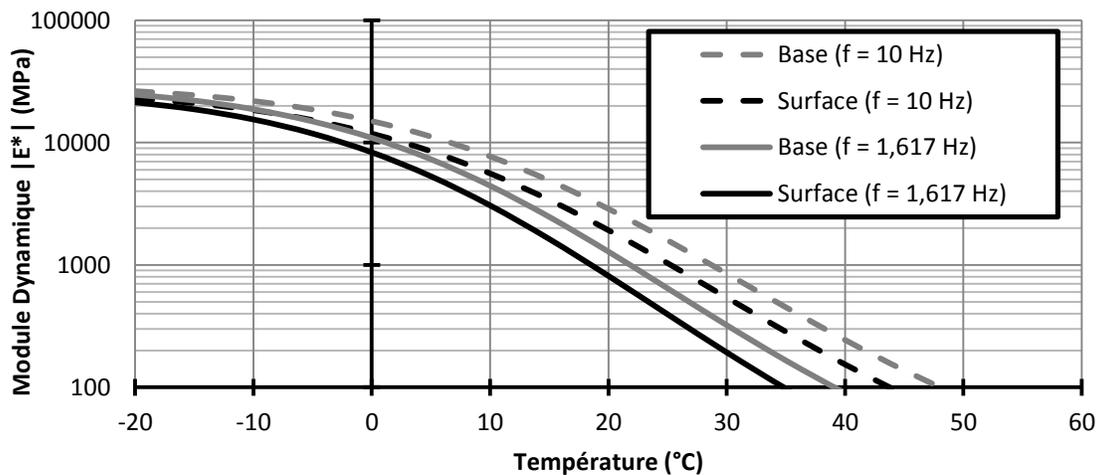


Figure 36 : Module dynamique selon la température et la fréquence

Tableau 20 : Modules dynamiques calculés selon la température et la fréquence

T °C	-20	-15	-10	-5	0	5	10	15	20
10 Hz	2873	4892	7715	11 196	14 980	18 644	21 847	24 417	26 339
1,6 Hz	1285	2471	4440	7308	10 928	14 899	18 731	22 041	24 651
(10-1,617) Hz	1588	2421	3275	3888	4053	3745	3117	2377	1689

5.3 Fondation granulaire : Gravier concassé MG20

5.3.1 Provenance du MG20

Les matériaux granulaires utilisés pour la fondation proviennent des Carrières PEB situées au 1190, avenue du Lac-Saint-Charles, Québec, G3G 2S9. Ils sont le produit du dynamitage et du concassage d'un massif rocheux granitique. En fait, ils ne correspondent pas exactement au MG20 utilisé dans les routes du Québec, mais il s'agit plutôt d'un produit spécifique à un client pour répondre à des exigences particulières. Le matériau est ainsi nommé MG20. Ce produit a été jugé comme étant le plus similaire à ceux utilisés par le ministère du Transport de l'Alberta.

5.3.2 Analyse granulométrique

Une analyse granulométrique par tamisage a été réalisée sur trois échantillons de MG20 selon la norme CAN/BNQ 2501-025. Les dimensions de tamis utilisés ont été de 200 mm, 20 mm, 14 mm, 10 mm, 5 mm, 2,5 mm, 1,25 mm, 0,630 mm, 0,315 mm et 0,080 mm. La Figure 37 présente la courbe granulométrique moyenne obtenue, le fuseau granulométrique du MG20 selon la norme NQ-2560-114 (BNQ, 2002) ainsi qu'un tableau représentant la distribution granulométrique moyenne du MG20 selon les tamis utilisés.

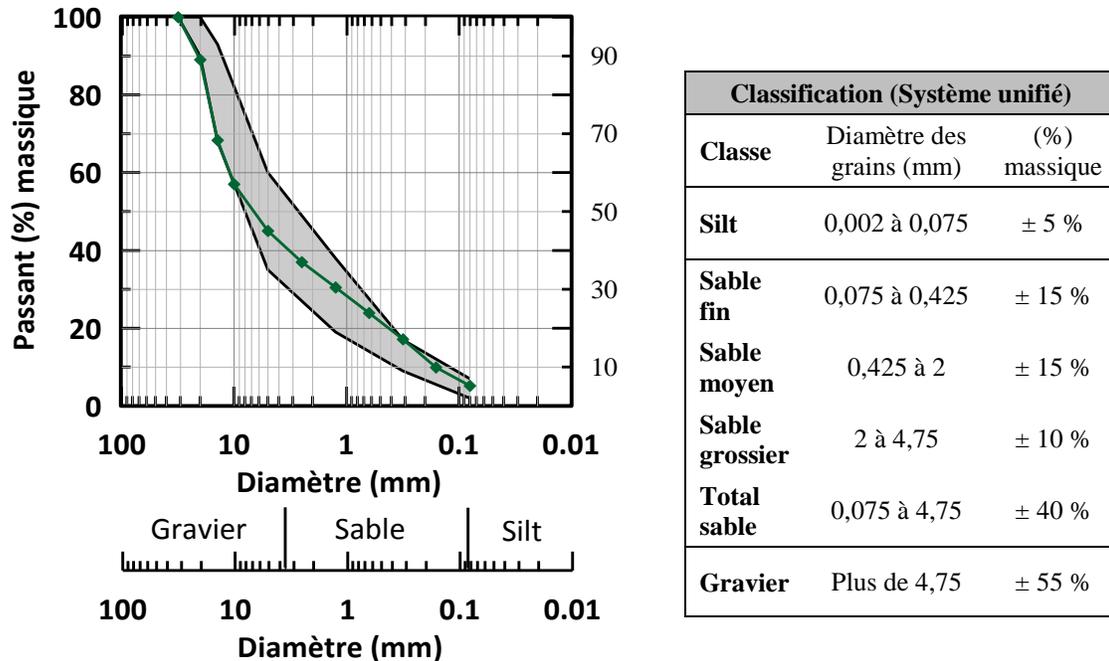


Figure 37 : Distribution granulométrique moyenne des 3 échantillons de MG20

Certaines caractéristiques ont été directement obtenues à partir de l'essai de granulométrie soit le diamètre des particules correspondant à 10 %, 30 % et 60 % passants (D_{10} , D_{30} et D_{60}), le coefficient de courbure (C_c), le coefficient d'uniformité (C_u) et le pourcentage de particules passant les tamis 5 mm et 80 μm . Les valeurs de ces caractéristiques sont énumérées au Tableau 21 et sont couramment utilisées dans le domaine pour décrire un matériau. Selon les résultats obtenus et la classification du MTMDET (Ministère des Transports du Québec, 1996), le mélange de gravier est de type GW-GM, soit un gravier silteux (mélange gravier-sable-silt).

Tableau 21 : Caractéristiques granulométriques du MG20

Caractéristiques	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_c	C_u	% passant 5 mm	% passant 80 μm
Valeur	0,16	1,2	11	0,82	69	46,4 %	6,4 %

5.3.3 Résultats des essais de caractérisation

Plusieurs essais de caractérisation ont été réalisés sur le MG20. Le Tableau 22 présente les principaux résultats obtenus et moyennés de ces essais.

Tableau 22 : Résultats moyennés des essais de caractérisation réalisés sur le MG20

Essai	Valeur obtenue
Densité relative des gros granulats ($d_{s>5\text{ mm}}$)	2,697
Densité relative des granulats fins ($d_{s<5\text{ mm}}$)	2,675
Absorption gros granulat ($Abs_{>5\text{ mm}}$)	0,57 %
Absorption granulat fin ($Abs_{<5\text{ mm}}$)	1,21 %
Absorption du MG20 (Abs_{MG20})	0,87 %
Densité brute du MG20 (D_{gb})	2,6867
Masse volumique des grains solides ($\rho_s = d_{gb} * 1000\text{ kg/m}^3$)	2687 kg/m ³
Valeur au bleu de méthylène corrigé au tamis 400 μm (VB_{400})	0,015 ml/g
Masse volumique sèche optimale ($\rho_{d(opt)}$)	2248,8 kg/m ³
Teneur en eau optimale (w_{opt})	6,5 %
Porosité aux conditions optimales (n_{opt})	16 %

Les essais de densité relative et d'absorption du gros et du granulat fin ont été réalisés respectivement selon les Normes CAN/BNQ-2560-067 et 065. Le gros granulat correspond aux granulats ne passant pas le tamis de 5 mm tandis que le granulat fin est la proportion passant ce même tamis. La densité brute combinée (D_{gb}) du MG20 a été calculée selon la méthode LC décrite par Langlois (2005).

L'essai au bleu de méthylène permet de déterminer la capacité d'absorption ionique des sols et des granulats en estimant la fraction argileuse par la détermination de la surface spécifique des particules. Cet essai a été réalisé conformément à la Norme CAN/BNQ-2560-255.

La teneur en eau optimale (w_{opt}) et la masse volumique sèche optimale ($\rho_{d(opt)}$) ont été déterminées à partir d'un essai de Proctor Modifié (CAN/BNQ, 1986b) qui permet de déterminer la teneur en eau à laquelle la masse volumique sèche est optimale sous une énergie de compaction normalisée. Aux conditions optimales, la porosité du MG20 peut également être calculée à partir des données de l'essai Proctor. À l'aide des relations de phase des sols, il est possible de retrouver l'équation (20) qui permet de calculer la porosité d'un sol.

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (20)$$

où

ρ_d : Masse volumique du sol sec

ρ_s : Masse volumique des grains solides d'un sol

5.3.4 Essai de portance Californien (CBR)

Un essai CBR (California Bearing Ratio) selon la norme ASTM D1883-92 : *Standard Test Method for CBR of Laboratory-Compacted Soils* a été réalisé sur les échantillons du MG20. Cet essai mécanique permet de mesurer indirectement la portance d'un sol basée sur la mesure de la résistance à la pénétration axiale d'un piston normalisé à vitesse constante dans l'échantillon. Le CBR ne constitue cependant pas une propriété fondamentale d'un matériau et offre un niveau de précision inférieur pour une utilisation directe dans un calcul mécaniste et/ou mécaniste-empirique. Toutefois, il est très facile et peu coûteux à réaliser et il existe des corrélations pour déterminer, de manière raisonnable, les propriétés d'un sol comme le M_R . Conséquemment, cet essai continu d'être très utilisé en pratique (U.S. Department of Transportation, 2006). La Figure B.1 (Annexe B) présente la courbe de pression-pénétration du piston normalisé obtenue pour les essais de CBR sur le MG20. Le Tableau 23 présente les résultats tirés de la Figure B.1.

Tableau 23 : Caractéristiques et résultats de l'essai CBR sur le MG20

Caractéristique	Valeur
Masse volumique sèche	1903,4 kg/m ³
Masse volumique sèche optimale	2248,8 kg/m ³
Pourcentage de compactage	84,7 %
CBR	68,3 %

Pour les matériaux granulaires de classe GW, les valeurs typiques de CBR selon le U.S. Army Corps of Engineers (1953) varient généralement entre 60 et 80 % alors qu'elles varient de 40 à 80 % pour un sol de classe GM. Malgré que le pourcentage de compaction de l'échantillon testé soit faible (84.7 %), les valeurs de CBR correspondent néanmoins aux valeurs typiques de ce matériau. Un meilleur taux de compactage augmenterait la valeur du CBR de l'échantillon.

5.3.5 Module réversible (M_R)

Des essais de M_R sur le MG20 non gelé ont été réalisés par Le MTMDET selon la méthode LC 22-400 (Ministère des Transports du Québec, 2007). Ils ont été réalisés à l'aide de l'équipement

triaxial à chargement déviatorique répété du Laboratoire des chaussées du MTMDET, à Québec. Cette méthode permet de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux pouvant être utilisées dans le dimensionnement mécaniste empirique d'une chaussée. Les modules réversibles ont été décrits dans la revue littéraire.

L'équipement permet d'appliquer une contrainte de confinement constante (σ_3) et une contrainte axiale déviatorique (σ_d). L'essai consiste à solliciter un échantillon selon différents états de contraintes et trois degrés de saturation pour observer l'effet du degré de saturation dans l'échantillon. La méthodologie détaillée de l'essai est décrite dans la méthode LC 22-400 du MTMDET (2007). Les degrés de saturation utilisés lors de cet essai ont été de 21 %, 58 % et 81 %. Les différents états de contrainte auxquels ont été soumis les échantillons sont présentés au Tableau 24 où trois états de contrainte déviatorique différents sont appliqués pour un même état de contrainte de confinement. Les résultats complets de l'essai sont présentés à l'Annexe B.

Tableau 24 : États de contraintes appliqués dans la méthode LC 22-400 du MTMDET

Contrainte de confinement σ_3 (kPa)	Contrainte déviatorique σ_d (kPa)			Contrainte totale θ (kPa)		
	20	40	60	80	100	120
20	20	40	60	80	100	120
35	35	70	105	140	175	210
70	70	140	210	130	350	420
105	70	105	210	385	420	525
140	105	140	280	525	260	700

La méthode LC 22-400 utilise l'équation (21) en fonction des contraintes totales (θ) et des contraintes de cisaillement octaédrique (τ_{oct}) pour déterminer le comportement non linéaire du M_R d'un matériau granulaire.

$$M_R = c1 \cdot \theta + c2 + c3 \cdot \tau_{oct} \quad (21)$$

$$\text{où } \theta = \sigma_d + 3\sigma_3 \text{ et } \tau_{oct} = \left(\sqrt{2/3}\right) \cdot \sigma_d$$

Les coefficients $c1$, $c2$ et $c3$ correspondent à des paramètres de régression pour chaque condition. Les résultats obtenus pour le MG20 sont présentés à la Figure 38 sous forme de graphiques de M_R en fonction de θ . Les résultats complets de l'essai sont présentés à l'Annexe B.

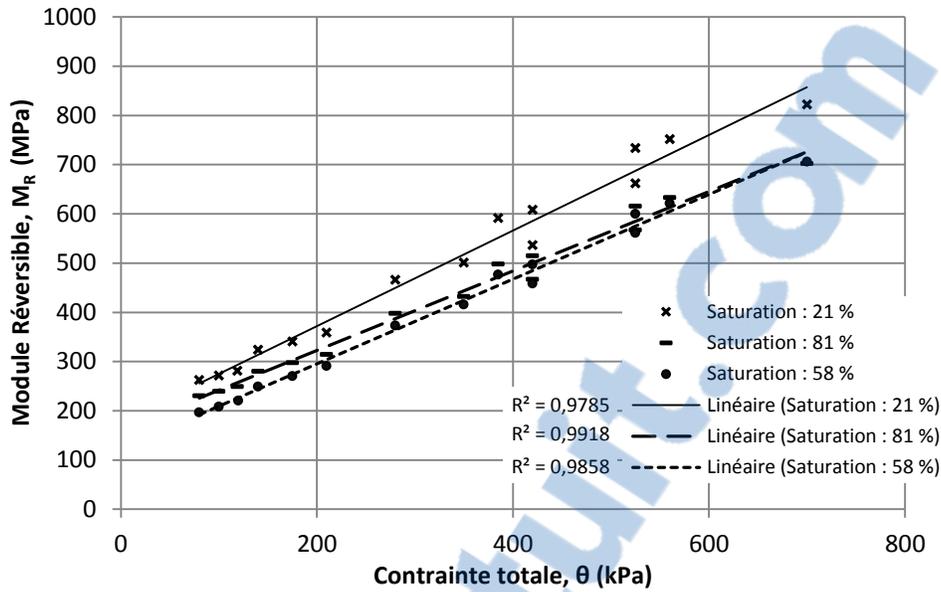


Figure 38 : Module réversible du MG20 à trois états de saturation différents

La droite supérieure correspondant à une saturation de 21% équivaut à une teneur en eau massique de (2,4%) et correspondent aux valeurs de M_R les plus élevés des 3 essais. Les valeurs obtenues en conditions saturées (81%) et drainées (58%) démontrent des valeurs inférieures à celles obtenues en condition initiale.

5.4 Sol d'infrastructure : CL

5.4.1 Provenance de l'argile

Le sol d'infrastructure de nature cohérente provient d'un terrain de construction situé au 344, rue Thomas-Wilson, Lévis (Québec) G6C 1G7 (coordonnées selon www.google.ca/maps : 46°45'53.3"N, 71°08'01.3"W). Le sol au site a été excavé à l'aide d'une excavatrice. D'abord, la couche de matière organique a été excavée et mise au rebut. Une fois que le sol cohérent de nature argileuse a bien été dégagé et nettoyé, il a été excavé et déposé sur un géotextile dans un camion à benne pour le transport entre le site et les laboratoires de l'Université Laval. Rendu sur le site de l'université, il a été contenu dans des bennes de béton et protégé des intempéries par des toiles imperméables. La construction de la chaussée dans la fosse du laboratoire a débuté dès la réception de l'argile.

5.4.2 Analyse granulométrique

Une analyse granulométrique a été réalisée sur ce sol argileux à l'aide de trois essais de sédimentométrie (CAN/BNQ 2501-025). L'échantillonnage a été réalisé durant la construction de la chaussée dans la fosse du laboratoire de l'Université Laval. La Figure 39 présente la courbe granulométrique moyenne obtenue et la proportion chaque classe granulométrique dans l'argile.

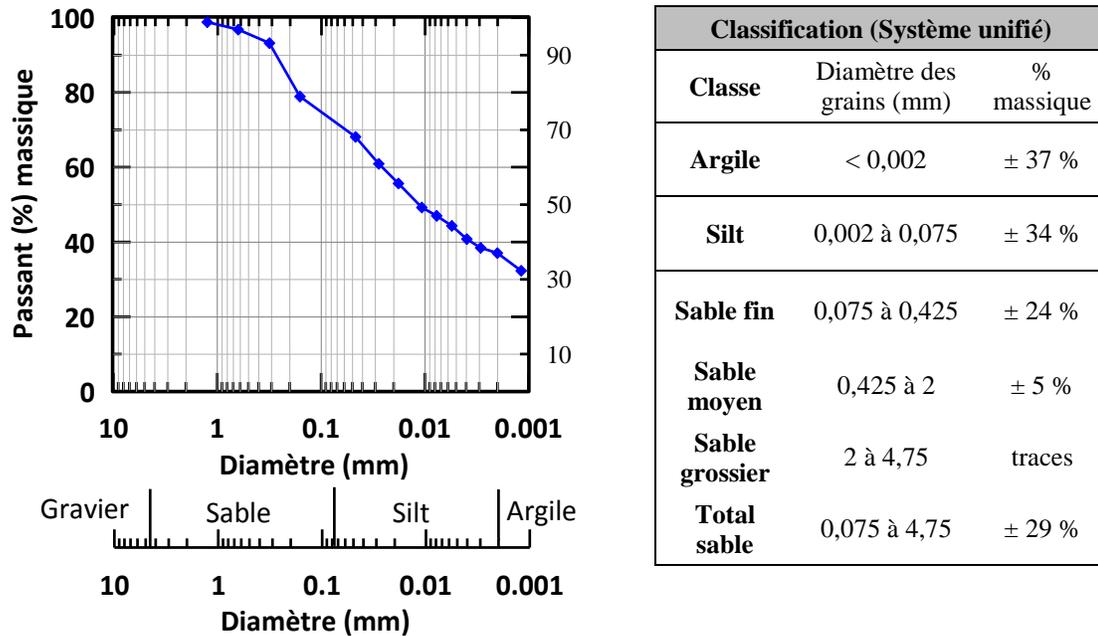


Figure 39 : Courbe granulométrique moyenne et composition de l'argile

Pour classifier l'argile selon la classification unifiée des sols (USCS) utilisée par le MTMDET, il est nécessaire de caractériser l'argile silteuse et sableuse selon les limites d'Atterberg présentées à la section suivante.

5.4.3 Résultats des essais de caractérisation

Le Tableau 25 présente les principaux résultats obtenus et moyennés lors des essais de caractérisation. La teneur en eau optimale (w_{opt}) et la masse volumique sèche optimale ($\rho_{d(opt)}$) ont été déterminées à partir d'un essai de Proctor Modifié (CAN/BNQ, 1986b) qui permet de déterminer la teneur en eau à laquelle la masse volumique sèche est optimale sous une énergie de compaction normalisée. Les valeurs de densité relative des grains ont été déterminées à l'aide de deux pycnomètres selon la norme CAN/BNQ 2501-070 (CAN/BNQ, 2014) en respectant l'écart maximal de 0,010 entre les deux pycnomètres et une température de l'eau de 20 °C.

Tableau 25 : Résultats moyennés des essais de caractérisation réalisés sur l'argile

Essai	Valeur obtenue
Teneur en eau naturelle	27,3 %
Densité relative (D_R)	2,77
Indice de plasticité moyenne (IP)	10,8 %
Indice de liquidité moyenne (IL) (selon la teneur en eau naturelle)	0,954
Limite de liquidité (W_L)	27,8 %
Limite de plasticité (W_p)	16,97 %
Valeur au bleu de méthylène (VB)	1,87 ml/g
Masse volumique du sol sec ($\rho_{d(opt)}$)	1701kg/m ³
Teneur en eau optimale (w_{opt})	21 %

Considérant la classification des sols à grains fins basée sur l'USCS et utilisée par le MTMDET, l'argile est de type CL soit une argile silteuse, sableuse inorganique et de faible plasticité.

5.4.4 Essai de portance Californien (CBR)

Tout comme le MG20, un essai CBR a été réalisé sur le sol argileux. La Figure B.2 (Annexe B) présente la courbe de pression-pénétration du piston normalisé obtenue pour les essais de CBR sur le CL. Le Tableau 26 présente les résultats tirés de la Figure B.2. Le CBR obtenu pour le sol d'infrastructure de type CL est de 2,5 %.

Tableau 26 : Caractéristiques et résultats de l'essai CBR sur le MG20

Caractéristique	Valeur
Masse volumique sèche	1378 kg/m ³
Masse volumique sèche optimale	1701 kg/m ³
Pourcentage de compaction	81,1 %
CBR	2,5 %

6 CONSTRUCTION DE LA CHAUSSÉE EXPÉRIMENTALE

6.1 Étapes de construction

Suite au choix des matériaux de chaussée, de la structure et de l'instrumentation nécessaire à la réalisation du projet, la construction de la chaussée flexible expérimentale a débuté à l'automne 2016. La structure a été construite couche par couche avec l'installation progressive de l'instrumentation. La Figure 40 et la Figure 41 présentent une série de photo illustrant les différentes étapes de construction de la chaussée expérimentale. Avant de procéder à la mise en place de la couche d'argile, celle-ci a nécessité une période de séchage de manière à faciliter la construction, car sa teneur en eau élevée la rendait très sensible et difficile à manipuler. Pour ce faire, le sol d'infrastructure a été disposé sur des bâches dans le garage du Laboratoire et séché à l'air ambiant jusqu'à l'atteinte d'un comportement plastique. Le géotextile épais TEXDRAIN 80H de Texel a été disposé aux parois de la fosse pour diminuer le frottement du sol sur les parois de béton. Le géotextile 76-12 de Texel permet de séparer les couches et d'empêcher la contamination des matériaux. Lors de la construction, les différentes couches ont été soumises à des essais au cône de sable pour vérifier le niveau de compaction par rapport aux essais de caractérisation en laboratoire. Ces résultats sont présentés à la section 6.2.

<p>Étape 1 : Vidange, nettoyage de la fosse et ancrage d'une tige de fer au fond de la fosse servant de support à l'appareil de déflexion. (voir photo de l'étape 2)</p>		<p>Étape 2 : Installation d'un géotextile 76-12 au fond de la fosse, d'un géotextile TEXDRAIN 80H aux parois de la fosse et ajout d'un coussin de pierre nette (PN) compacté. Ép. PN ≈ 250 mm</p>	
<p>Étape 3 : Ajout d'un Géotextile 76-12 de Texel au-dessus de la pierre nette et début du remblayage de l'argile. Compaction de l'argile au godet de la pelle et au compacteur à plaque vibrante à chaque 300 mm d'épaisseur d'argile.</p>		<p>Étape 4 : Installation des thermistances dans un tube cylindrique en plastique, remblayage et compactage de l'argile jusqu'au niveau de l'instrumentation</p>	
<p>Étape 5 (typique) : Installation d'un capteur de déformation vertical, d'un capteur de contrainte et d'un ThetaProbe dans l'argile. Cette méthodologie a été utilisée pour l'installation de toute l'instrumentation.</p>	<p>5.1) Placer le capteur au niveau</p> 	<p>5.2) Remblayer et compacter l'argile</p> 	<p>5.3) Placer le capteur de contrainte</p> 
	<p>5.4) Positionnement du ThetaProbe</p> 	<p>5.5) Compléter le remblayage du capteur, visser la tête et vérifier le fonctionnement</p> 	

Figure 40 : Photographies illustrant les étapes de construction 1 à 5

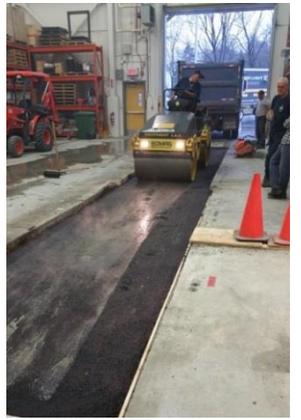
<p>Étape 6 : Finalisation de la construction de la couche d'argile, installation d'un géotextile 76-12 au-dessus de celle-ci pour séparer le MG20 de l'argile et construction de la fondation granulaire. Ép. argile ≈ 1270 mm</p>		<p>Étape 7 : Installation des capteurs dans le MG20 suivant la méthodologie de l'étape 5.</p>	
<p>Étape 8 : Finalisation de la construction de la couche de MG20 compactée au 150 mm d'épaisseur à l'aide d'une plaque vibrante et nivellement de la surface pour l'enrobé bitumineux Ép. MG20 ≈ 300 mm</p>		<p>Étape 9 : Installation des deux couches d'EB10S (couche de base et de roulement) et compaction de chacune au rouleau vibrant Ép. EB10S = 180 mm</p>	
<p>Étape 10: Finalisation de l'instrumentation de la chaussée ; forage, et installation des capteurs de déformations horizontales à la base de l'enrobé et de déflexion de surface dans les trous de forage</p>		<p>Étape 11: Positionnement du simulateur de charge, isolation, calibration et début des essais expérimentaux.</p>	

Figure 41 : Photographies illustrant les étapes de construction 6 à 11

6.2 Vérification du niveau de compaction au cône de sable

Lors de la construction de la chaussée flexible, le niveau de compaction et les teneurs en eau ont été mesurés indirectement par la détermination de la masse volumique du sol en place selon la méthode du cône de sable CAN/BNQ 2501-060 (CAN/BNQ, 2005). Ces essais permettent d'apprécier le niveau de compactage en comparant les masses volumiques obtenues à celles optimales mesurées en laboratoire. La synthèse des résultats est présentée au Tableau 27.

Tableau 27 : Résultats des essais du cône de sable dans la fosse du laboratoire

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Moyenne		Résultats lab.	
	w %	ρ_d kg/m ³	$w_{(opt)}$ %	$\rho_{d(opt)}$ kg/m ³						
MG20	5,2	2495,3	4,5	2367,5	4,4	2491,3	4,7	2451,4	6,5	2248,8
Argile, haut de couche	19,9	1389,5	21,6	1622,5	n/a	n/a	20,7	1506	21,1	1700,6
Argile, milieu de couche	13,2	1370,0	16,3	1427,9	n/a	n/a	14,8	1398,9	21,1	1700,6

Les valeurs de masse volumique sèche (ρ_d), mesurées dans la couche de MG20, sont supérieures aux valeurs optimales mesurées par l'essai Proctor et aux valeurs typiques de 1,5 à 2,3 pour des sables et graviers (Holtz & Kovacks, 1991). Il n'est pas toujours aisé de réaliser l'essai au cône de sable avec des matériaux granulaires. Le manque de précision de l'essai peut avoir causé cette surestimation des valeurs de ρ_d . Les teneurs en eau faibles de l'argile sont expliquées par la période de séchage qui a été nécessaire comme discuté à la section 6.1. La couche de base de l'argile a été placée et compactée à une teneur en eau qui semblait inférieure à sa limite de plasticité favorisant sa manipulation et sa compaction. Pour le sommet de la couche, l'argile avait une teneur en eau légèrement supérieure puisqu'un temps inférieur de séchage a été appliqué dû à des retards dans les travaux de construction. Les valeurs de ρ_d obtenues dans l'argile semblent faibles comparativement aux valeurs optimales. Finalement, les essais aux cônes de sable n'ont pas été suffisamment précis pour permettre de valider le niveau de compaction des couches.

6.3 Synthèse de l'instrumentation du montage – Croquis

La Figure 42 et le Tableau 28 présentent une synthèse de l'instrumentation et de la structure de chaussée expérimentale tels que construits pour étudier la réponse d'une chaussée flexible en condition de gel. La structure est constituée de 180 mm d'enrobé bitumineux, 300 mm de fondation granulaire et 1270 mm d'argile silteuse, sableuse inorganique et de faible plasticité (CL). Au fond de la fosse, une couche de 250 mm de pierre nette (P.N.) est utilisée pour assurer une perméabilité uniforme. En référence à la Figure 42, les quatre capteurs de déformations verticales (1, 3, 7 et 10), les trois capteurs de contraintes (2, 8 et 9) et les 2 jauges de teneurs en eau volumétrique (5 et 6) mesurent les sollicitations et les teneurs en eau dans les matériaux non liés. Les capteurs de déformations horizontales (4) mesurent les sollicitations à la base de l'EB, les 12 thermistances mesurent la température à différentes profondeurs (11) et un capteur de déflexion est installé à la surface de la chaussée. Il est pertinent de réitérer que les pneus jumelés utilisés sont de type 315/80R22,5 comme décrit à la section 4.2.7.

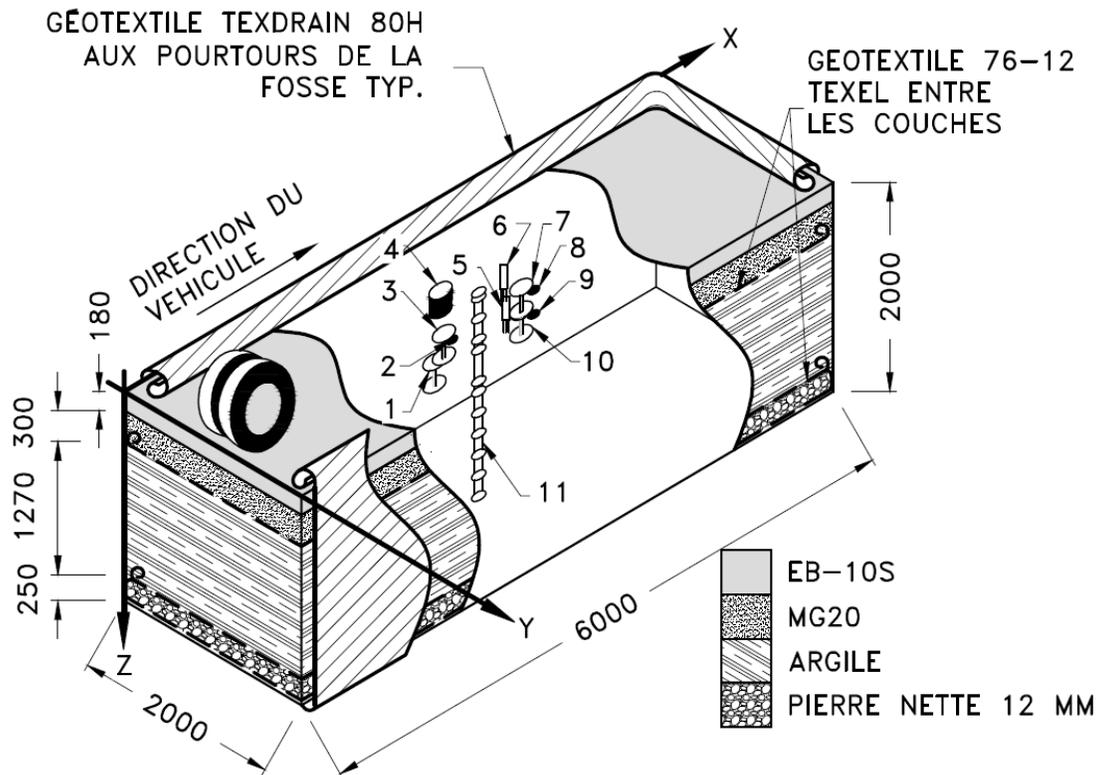


Figure 42 : Croquis tel que construit de la chaussée et de l'instrumentation

Tableau 28 : Type et position de l'instrumentation dans la chaussée expérimentale

No°	Jauge / essai	Couche	Type de mesure	Localisation (x,y,z)(mm)
1	Déformation verticale	Argile	Électrique et optique	(2500, 990, 465) ¹
2	Contrainte verticale	MG20	Électrique (1 MPa)	(2630, 990, 292) ¹
3	Déformation verticale	MG20	Électrique et optique	(2500, 990, 242) ¹
4	Déformation longitudinale et transversale	EB	Optique	(2750, 819, 180) ¹
5	Teneur en eau	Argile	Électrique	(3350, 980, 505) ²
6	Teneur en eau	MG20	Électrique	(3350, 930, 342) ²
7	Déformation verticale	MG20	Électrique et optique	(3480, 990, 245) ¹
8	Contrainte verticale	MG20	Électrique (200 kPa)	(3590, 990, 317) ¹
9	Contrainte verticale	Argile	Électrique (200 kPa)	(3580, 990, 532) ¹
10	Déformation verticale	Argile	Électrique et optique	(3480, 990, 460) ¹
11	Thermistances	Toutes	Électrique	(3000, 1000, z ³)
-	Déflexion en surface	Surface	Optique	(3000, 1000, 0)

¹ Profondeur du dessus de l'instrument par rapport à la surface

² Profondeur du sommet des tiges par rapport à la surface

³ Profondeur thermistances (mm) : 50, 100, 300, 500, 600, 900, 1000, 1200, 1400, 1600, 1800 et 2000.

6.4 Difficultés rencontrées lors de la construction

Lors de la construction de la chaussée expérimentale, certaines embuches ont été rencontrées. Ces difficultés et leurs effets sur la chaussée expérimentale sont énumérés ci-dessous. Elles peuvent contribuer à expliquer certains résultats obtenus lors des essais expérimentaux.

6.4.1 Échéancier de construction serré

Dans la région de la Capitale nationale du Québec, les usines d'enrobés bitumineux cessent de produire plusieurs mélanges suite à l'abaissement des températures à la fin de l'automne et l'arrêt des chantiers routiers. La fermeture des usines se produit généralement vers la fin novembre et se poursuit tout l'hiver. Pour ce projet, la construction de la chaussée expérimentale a débuté à la fin septembre 2015, puisque la livraison du sol d'infrastructure dépendait de l'excavation du site à Lévis. Étant donné que la chaussée devait être construite avant la fermeture des usines, soit vers la fin novembre, il fut nécessaire de réaliser les travaux dans un délai très serré pour éviter de retarder le projet de près de 6 mois. La principale difficulté liée à l'utilisation d'un sol argileux est d'assurer une bonne compaction suite au remaniement du sol. Dû à l'échéancier serré et à la nature cohérente du sol d'infrastructure, plusieurs problèmes ont été rencontrés et sont énumérés dans les sous-sections suivantes.

6.4.2 Construction de la couche d'argile

La nature cohérente et la sensibilité en apparence élevée du sol d'infrastructure ont généré des difficultés lors de la construction. Premièrement, lors de la livraison en octobre, la sensibilité et la teneur en eau naturelle élevée (± 40 à 47%) de l'argile ont rendu ardues sa manipulation et sa compaction. Pour faciliter la construction dans la fosse, l'argile a été séchée à l'air ambiant dans le garage de l'Université Laval jusqu'à l'atteinte approximative de la limite plastique ($W_p = 16,5\%$). Par la suite, le matériau a été déposé dans la fosse et compacté avec le godet d'une pelle jumelé à l'utilisation d'une plaque vibrante. La Figure 43 présente l'argile remaniée et séchée telle que compactée. Le remaniement, la déstructuration du sol et le séchage ont généré des agglomérations de particules argileuses dans le sol. Ces agglomérations sont bien visibles à la Figure 43 et ont comme effet néfaste de générer des vides entre les grumeaux. Malgré les efforts de compaction, il a été impossible d'éliminer ces vides par compaction.



Figure 43 : Agglomérations de particules argileuses dans le sol d'infrastructure

En addition aux vides, la quantité d'argile séchée dans le laboratoire a été insuffisante. Comme l'échéancier de construction de la structure était très serré, l'argile manquante en fin de construction de couche n'a pu être séchée adéquatement comme il a été fait précédemment. Cette quantité de sols à teneur en eau plus élevée a été difficile à compacter à cause de sa sensibilité élevée au remaniement. Elle a été déposée aux 2 extrémités de la fosse où il y avait absence d'instrumentation. Ces zones étaient particulièrement molles suite à la construction.

L'échéancier serré a amplifié l'effet des deux difficultés liées à la nature du sol, car il n'a pas été possible de laisser reposer l'argile remaniée dans la fosse avant de poursuivre la construction. L'application d'une surcharge, période de repos et réhumidification du sol auraient été des étapes qui auraient permis d'éliminer les vides en plus de reconsolider et restructurer l'argile. La

construction rapide du sol d'infrastructure a engendré une diminution de la capacité portante et une instabilité qui s'est traduite par des tassements et des soulèvements lors de la suite du projet.

6.4.3 Tassements observés

Suite à la construction de la couche de fondation granulaire, un dégagement vertical de 170 mm a été prévu pour la construction de la couche d'EB. Originellement, cette épaisseur était celle prévue. Cependant, la chaussée a subi un affaissement de 10 mm à la suite de la compaction de l'EB par le rouleau compacteur vibrant. Cet affaissement a été observé lors du carottage de l'enrobé avec une épaisseur de la carotte de 180 mm au lieu de 170 mm. L'instabilité de la couche d'infrastructure, le poids additionnel du MG20, de l'enrobé, du compacteur et l'énergie dynamique de compaction sont tous des éléments qui ont pu causer des tassements au niveau du sol d'infrastructure. Ces observations permettent de croire que l'argile a été consolidée par l'ajout et la compaction des matériaux supérieurs. Ces tassements auraient sans doute été évités si l'argile avait subi une période de consolidation adéquate. Étant normalement consolidé ou peu consolidé, il est justifié de croire que le sol d'infrastructure risque de subir de l'instabilité sous la sollicitation du simulateur *ATLAS*.

6.4.4 Défectuosité du capteur de déformation n°1

Le capteur à fibre optique et électrique de déformation n°1 situé dans l'infrastructure n'a jamais fonctionné suite à la construction de la chaussée. La compaction des couches au-dessus du capteur et les tassements peuvent avoir comprimé le capteur le sortant de sa gamme de mesure admissible. Ce capteur a été vérifié à la fin du projet lors de l'excavation de la fosse et il fonctionnait très bien. Lors de l'élaboration du protocole de laboratoire, deux capteurs de déformation dans l'argile avaient été prévus pour pallier à ce type de problème.

6.5 Protocole d'essai

6.5.1 Paramètres d'essais de la fosse expérimentale et du simulateur

La fosse expérimentale et le simulateur de véhicule lourd de l'Université Laval ont permis de mesurer la performance globale de la chaussée expérimentale soumise à deux cycles saisonniers de gel. Le Tableau 29 présente les paramètres d'essais sélectionnés pour les deux cycles. Ces paramètres expérimentaux sont basés sur les limitations des instruments jumelés à des considérations pratiques.

Pour les deux cycles d'essais, la vitesse du chariot a été de 9 km h⁻¹ soit près de la vitesse maximale admissible par le simulateur. La pression de gonflement des pneus jumelés (315/80R22.5) a été de 710 kPa, soit une pression fréquente pour les camions circulant sur les routes du Québec et de l'Alberta. L'étude du comportement mécanique de la chaussée a été réalisée à l'aide de charges de 4550, 5000, 5500 et 6250 kg sur le demi-essieu monté sur le chariot. Celles-ci permettent de couvrir une gamme de surcharges réalistes en respectant les législations en vigueur de l'Alberta et du Québec dont les charges légales sur un demi-essieu sont respectivement de 4550 (Alberta Government, 2015) et 5000 kg (Code de la sécurité routière, 2017). Dans le cadre de ce document, la charge légale considérée a été celle du Québec (5000 kg). Pour les deux cycles de gel, une température de -10 °C à la surface de l'enrobé bitumineux et une température de 1 °C à la base de la chaussée ont permis d'induire un gel axial. Dans les deux cas, la température en surface a été de 18 °C et de 1 °C à la base avant l'application des températures de surface sous zéros. La principale différence entre les deux cycles de gel est le niveau de la nappe phréatique. Au cours du premier cycle, elle a été maintenue constante à une profondeur de 1500 mm par rapport à la surface alors qu'elle a été de 800 mm pour le second cycle. La faible profondeur de 800 mm a permis de vérifier la réponse mécanique d'une chaussée soumise à des conditions de niveaux de nappe phréatique élevés.

Tableau 29 : Paramètres des essais des cycles de gel

Paramètre	Unités	Cycle gel no°1	Cycle gel no°2
		Valeur	Valeur
Vitesse du chariot	km h ⁻¹	9	9
Pression de gonflement	kPa	710	710
Type de pneu		315/80R22.5	315/80R22.5
Charge sur le demi-essieu	kg	4550, 5000 (légale), 5500 et 6250	4550, 5000, 5500 et 6250
Température de l'air	°C	-10 °C (surface), 1 °C (base)	-10 °C (surface), 1 °C (base)
Profondeur de la nappe phréatique	mm	1500	800

L'ensemble de ces paramètres expérimentaux permet de documenter précisément la variation de la réponse mécanique de la chaussée selon la charge d'un essieu simple et la profondeur de gel. Les essais ont été réalisés périodiquement afin de mesurer les contraintes et déformations à différents niveaux dans la chaussée en fonction du niveau de charge et de la pénétration du gel. La méthodologie des essais est présentée à la section 6.5.2.

6.5.2 *Fonctionnement du simulateur et acquisition des données*

Le simulateur de véhicule lourd de l'Université Laval a été utilisé pour reproduire le trafic. La mise en marche du simulateur est réalisée à l'aide de commandes manuelles. Pour diminuer la variabilité des essais, une procédure a été formulée. La procédure suivie est :

1. Application de la charge de 4550 kg, mise en marche du chariot jusqu'à la vitesse de 9 km/h et début de l'acquisition des données après un minimum de 5 aller-retour du chariot;
2. Enregistrement des contraintes et déformations avec les systèmes d'acquisition ProSens et National Instruments pour 5 passages consécutifs du chariot dans une même direction;
3. Arrêt complet du chariot, augmentation de la charge sur le chariot jusqu'à la prochaine valeur et répétition des étapes précédentes pour chaque niveau de chargement;
4. Fermeture du simulateur et poursuite de la période de gel.

La fréquence d'acquisition quotidienne a varié selon la profondeur de gel puisque la progression du front de gel est plus rapide à faible profondeur (Côté & Konrad, 2005a, 2005b). Pour les profondeurs de gel allant de 0 à 350 mm, les essais ont été réalisés à une fréquence de 4 fois par jours pour chacune des charges. De 350 à 650 mm, la fréquence a été d'environ 2 répétitions par jour. Elle a été d'une fois par jour ou moins pour les profondeurs supérieures à 650 mm.

6.5.3 *Frise chronologique des essais avec le simulateur*

La frise chronologique des essais expérimentaux impliquant le simulateur de charge est présentée à la Figure 44. La construction de la chaussée a été finalisée le 27 novembre 2015 alors que le premier cycle de gel n'a débuté que le 22 février 2016. Cette première période de temporisation réalisée à une température de 18 °C en surface et de 1 °C à la base de la chaussée a permis la stabilisation des conditions mécaniques, hydriques et thermiques. Mis à part les essais de calibration du simulateur de véhicules lourds, aucune charge n'a été appliquée durant cette période. Les essais expérimentaux du premier cycle de gel ont été réalisés du 22 février au 24 mars 2016. La profondeur maximale de gel atteinte a été de 1150 mm. Le premier cycle de dégel de la chaussée a débuté le 24 mars 2016 et le dégel complet de la chaussée a été atteint le 6 avril.

Une deuxième période de conditionnement d'environ 19 jours a ensuite été réalisée entre la fin du dégel et le début du deuxième cycle de gel. Durant celle-ci, la nappe phréatique a été augmentée à 800 mm sous le niveau de la surface le 13 avril 2016 soit près de 2 semaines avant le début du deuxième cycle de gel. Le second cycle de gel a été réalisé du 13 juin au 12 juillet 2016 avec

l'obtention d'une profondeur de gel maximale d'environ 930 mm. Finalement, le deuxième dégel a été réalisé de 13 juin au 12 juillet 2016.

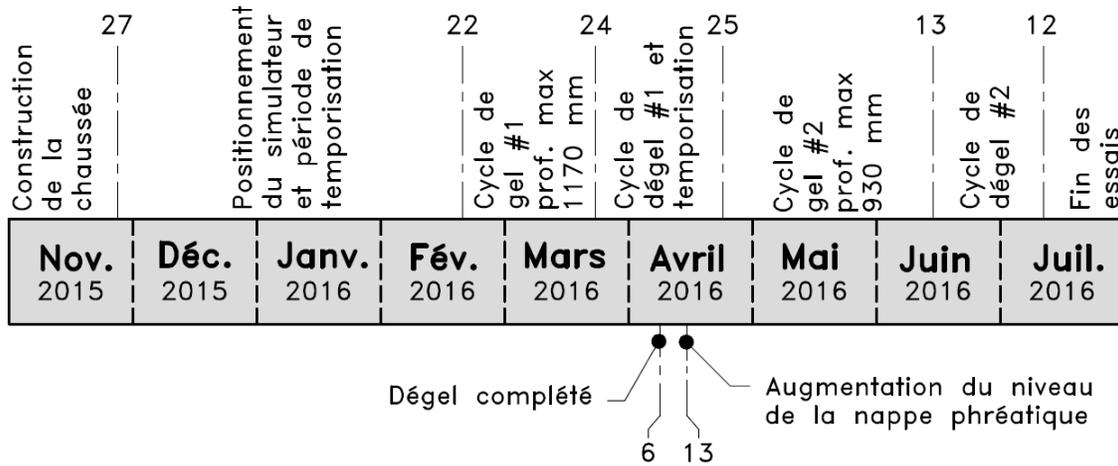


Figure 44 : Frise chronologique des essais réalisés au simulateur de véhicules lourds



7 PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS DU SIMULATEUR

Le présent chapitre traite de la présentation et de l'analyse des résultats expérimentaux obtenus avec le simulateur de véhicule lourd *ATLAS*. Le comportement thermique, les soulèvements aux gels, les tassements aux dégels, le comportement hydrique et le comportement mécanique de la chaussée soumise au gel et aux différentes charges y sont d'abord présentés. L'objectif principal est de documenter le comportement mécanique d'une chaussée flexible durant le gel saisonnier.

Ensuite, les mesures expérimentales sont comparées à celles d'un projet similaire réalisé de 2014 à 2016. Le projet de 2014 à 2016 a été réalisé avec l'*ATLAS* et la fosse expérimentale de l'Université Laval. Les conditions expérimentales ont été semblables au présent projet, mais une structure de chaussée bien différente a été étudiée, soit une chaussée typique du réseau de Transports Québec. Cette comparaison permet d'élargir l'étendue des mesures expérimentales.

Finalement, des calculs linéaires élastiques sont réalisés avec le logiciel WinJULEA. Ces calculs permettent de valider les mesures expérimentales selon des modèles théoriques et de vérifier si une telle analyse peut être considérée pour approximer la réponse mécanique des chaussées flexibles soumises au gel hivernal.

7.1 Comportement thermique

Préalablement aux cycles de gel, la chaussée expérimentale a été conditionnée à une température en surface de 18 °C et une température à la base de 1 °C. Ces conditions thermiques représentent les conditions de référence au temps initial ($t = 0$ h). Pour induire un gel axial, une température de -10 °C à la surface du pavage a été appliquée et maintenue. La Figure 45 présente les régimes thermiques mesurés dans la chaussée durant les deux cycles de gel à l'aide des thermistances positionnées à différentes profondeurs (section 4.2.2). Les régimes thermiques présentés correspondent aux mesures enregistrées aux temps indiqués aux légendes des figures.

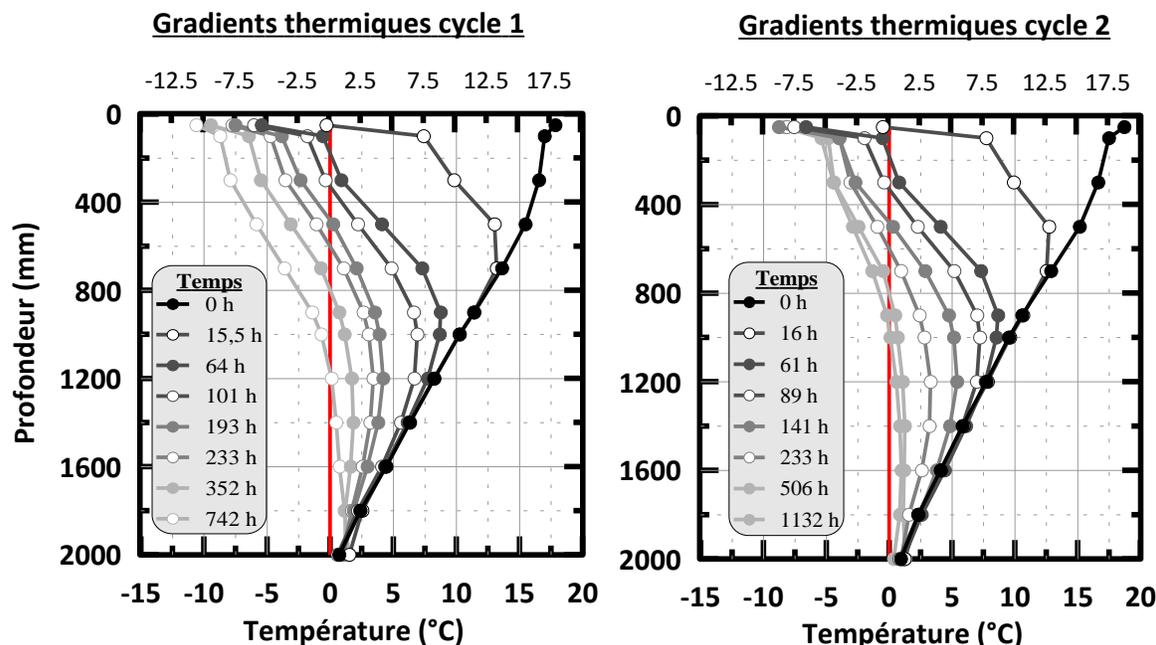


Figure 45 : Régimes thermiques dans la fosse pour les cycles de gel 1 et 2

Les changements rapides de la température en début de cycle de gel ainsi que la diminution du taux de pénétration du gel suivant le refroidissement de la chaussée sont apparents. La profondeur de gel maximale atteinte lors des deux cycles a été respectivement de 1170 et 930 mm pour les cycles 1 et 2. Somme toute, les résultats présentés sont très similaires entre les deux cycles de gel. Toutefois, à la fin du 2^e cycle, les températures en partie supérieure de la chaussée ont été plus chaudes que celles du premier cycle. Au printemps, lorsque les températures extérieures sont supérieures à 0 °C et que l'humidité de l'air augmente, le fonctionnement du système de refroidissement du simulateur est moins efficace. Pour tempérer les laboratoires, un système de ventilation avec une prise d'air extérieur est utilisé. En saison hivernale, l'air sec et froid extérieur permet de maintenir des conditions idéales dans les laboratoires ce qui assure le bon fonctionnement des systèmes de refroidissement du simulateur. Ces conditions optimales correspondent à une température d'environ 18 °C avec un faible taux d'humidité. À l'inverse, au printemps, l'humidité extérieure très élevée est envoyée directement dans les locaux. De plus, le simulateur produit beaucoup de chaleur ayant comme effet néfaste d'augmenter la température jusqu'à 30 °C dans les locaux. Sous ces conditions chaudes et humides, de la glace s'accumule rapidement sur les condensateurs et bouche la circulation de l'air froid. Quand ce phénomène se produit, la température à la surface de la chaussée augmente jusqu'à environ 1 °C. Pour dégeler les condensateurs, il faut les chauffer jusqu'à 20 °C durant 40 minutes ce qui réchauffe temporairement la température en partie supérieure de la chaussée. Pour les essais réalisés à partir

de la mi-mai, il a été nécessaire d'effectuer quatre cycles de dégel par période de 24 h comparativement à aucun ou un pour le premier cycle. Pour ces raisons, lors du 2^e cycle, les températures en surface de la chaussée ont été supérieures à celles du premier, le taux de pénétration du front de gel a été inférieur et la profondeur de gel maximale a été limitée à 930 mm contrairement à 1150 mm. L'évolution du front de gel, de dégel, des soulèvements, des tassements et des teneurs en eau pour chacun des cycles sont présentés aux sections 7.2 et 7.3.

7.2 Soulèvements et tassements

L'effet du gel et du dégel dans une chaussée entraîne des variations dans les propriétés mécaniques et physiques des sols. Comme il a été rapporté dans la revue de littérature, les sols fins sont généralement sensibles aux cycles de gel et dégel, car ils sont à risque de subir des soulèvements et des tassements différentiels considérables. Également, lorsque les sols d'infrastructure fins sont soumis au gel pour la première fois, ils sont sujets à se déstructurer et à se compresser (Chamberlain, 1981). C'est particulièrement le cas des dépôts argileux de la mer Champlain où des sections de route construites en déblai sur l'autoroute 40, entre Montréal et Québec, ont subi d'importants dommages après seulement un cycle de gel et dégel (Létourneau, 2012). Étant donné que l'argile utilisée provient de la province pédologique des basses terres du Saint-Laurent (mer Champlain), que l'argile n'a jamais été exposée au gel en condition naturelle et qu'elle a été remaniée, il est pertinent, avant même d'effectuer les essais, de croire que le sol d'infrastructure utilisé dans le cadre de ce projet est instable au gel et au dégel.

Les tassements et soulèvements ont été mesurés périodiquement durant les essais à l'aide du capteur de déflexion ancré à la couche d'enrobé bitumineux (Figure 46). Les niveaux de la surface de la chaussée, mesurés en référence au niveau fixe du fond de la fosse, ont été enregistrés selon la même fréquence que les essais expérimentaux du simulateur *ATLAS*. À la Figure 46, les fronts de gel et de dégel sont présentés par les zones blanches et les traits pointillés bleus. Ils sont présentés selon le temps (h). Les courbes noires indiquent les soulèvements au gel alors que les courbes rouges indiquent les tassements au dégel toujours en fonction du temps (h). Les flèches bleues et noires indiquent respectivement le moment où le gel atteint la partie supérieure de la fondation et le sommet du sol d'infrastructure.

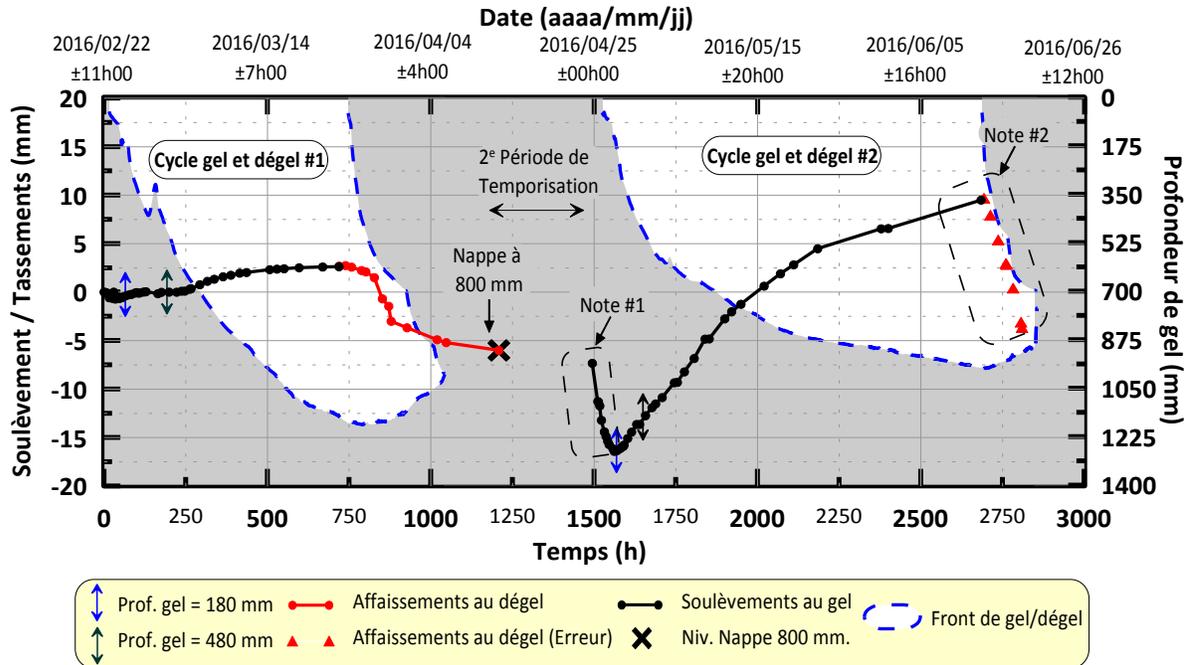


Figure 46 : Soulèvements et affaissements de la chaussée lors des essais expérimentaux

Lors du premier cycle, un soulèvement maximal de 2,6 mm a été observé durant le gel alors qu’au dégel, les tassements cumulatifs ont été de 8,7 mm soit 6,1 mm inférieurs au niveau de référence de la chaussée. Ces tassements peuvent avoir été générés par la déstructuration, la consolidation du sol et l’élimination des vides créés par l’agglomération des particules argileuses telles que décrites précédemment (Figure 43, section 6.4).

Au début du 2^e cycle, à la suite du dégel complet et à l’augmentation du niveau de la nappe phréatique, les sollicitations mécaniques ont généré des déformations verticales permanentes importantes (ϵ_p) dans les couches de la chaussée. Ces déformations permanentes sont montrées à la Figure 46, note #1. À cet endroit, un affaissement permanent de la chaussée a été observé à la suite de chaque passage de la roue. Pour mieux comprendre ces déformations, les valeurs réelles de déflexion de surface (courbe noire) et de déformation verticale dans la fondation (courbe rouge) et l’infrastructure (courbe bleue) ont été tracées à la Figure 47. Ces mesures correspondent au premier essai réalisé lors du 2^e cycle de gel. Chaque pallier correspond à une passe du demi-essieu au niveau du capteur. Les données présentées à la figure correspondent à un enregistrement en continu sur 30 secondes.

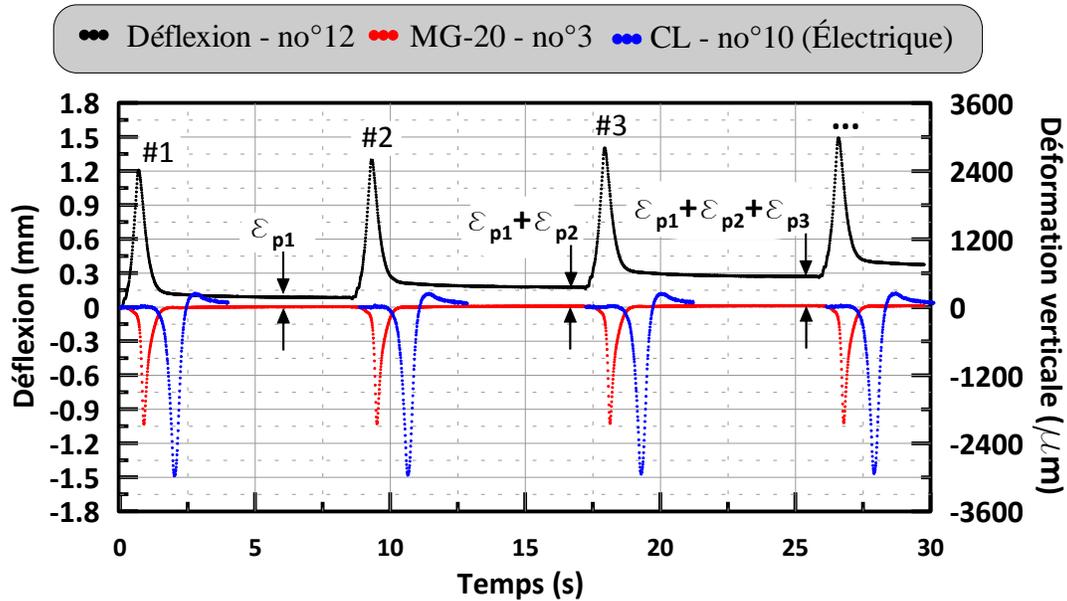


Figure 47 : Déflexions de surface et déformations verticales dans la fondation granulaire et le sol d'infrastructure générées par le passage du demi-essieu (5000 kg), 2016-04-25, 8h00

Sur cette figure, des paliers sont observables sur la courbe du capteur de déflexion de surface. Ces différents paliers de déformation exposent le comportement élastoplastique de la chaussée sous chargement tel que montré dans la revue des connaissances (Figure 6, section 2.3). La portion plastique est la déformation permanente (ϵ_p) mesurée par le capteur de déflexion en référence au niveau initial. Après chaque passage du demi-essieu, la déformation permanente s'accroît et accroît les tassements dans la chaussée. Ces déformations permanentes (paliers) ne sont pas mesurées par les capteurs de déformation verticale dans la fondation granulaire et au sommet du sol d'infrastructure. Ainsi, les dommages permanents dans la chaussée proviennent vraisemblablement de la compression du sol d'infrastructure sous les capteurs. Étant donné que la rigidité des matériaux non liés est principalement associée à leurs degrés de saturation (Bilodeau & Doré, 2012; Richter, 2006), il est pertinent de croire que l'augmentation de la nappe phréatique a engendré une diminution importante de la capacité portante du sol d'infrastructure. Suivant le refroidissement de l'enrobé bitumineux, donc l'augmentation de son module dynamique et le gel des matériaux non liés, la rigidité de la chaussée augmente et les contraintes transmises au sol d'infrastructure diminuent. Cette augmentation de rigidité cause la diminution rapide des déformations permanentes mesurées dans la chaussée.

À la suite de ces tassements, les soulèvements du second cycle ont été d'environ 3 mm durant le gel de la fondation et de 23,1 mm additionnels lors du gel du sol d'infrastructure. Le soulèvement

total a été d'environ 26,1 mm. Ces soulèvements sont 867 % plus élevés que ceux mesurés lors du premier cycle. Durant le dégel, les tassements mesurés ont été de ± 4 mm après le dégel complet de la fondation granulaire et de $\pm 6,65$ mm additionnels à la suite du dégel du sol d'infrastructure selon les profondeurs de dégel de 480 à 672 mm. Au-delà des profondeurs de dégel de 672 mm, il n'a pas été possible de suivre l'évolution des tassements dus à des problèmes rencontrés avec le capteur de déflexion (note #2). Sous l'action des soulèvements et des tassements, l'enrobé bitumeux en partie supérieure de la chaussée s'est déformée. En se déformant, le trou de carottage dans lequel était positionné le capteur de déflexion s'est ovalisé et s'est déplacé par rapport à la tige de référence ancrée au fond de la fosse. À ce moment, le capteur de déflexion ne pouvait plus être positionné adéquatement sur la tige de référence pour assurer l'enregistrement en continu des tassements. Le deuxième cycle de dégel a été très rapide étant donné que les températures dans la chaussée étaient plus chaudes que lors du premier cycle (Figure 45).

De ces observations, il peut être déduit que l'influence des cycles de gel et dégel sur la chaussée expérimentale a été déterminante. Comme mentionné à la section 6.4 (Difficultés rencontrées lors de la construction), les vides créés par les agrégats de particules argileuses ont probablement contribué à l'affaissement de cette couche à la suite de l'augmentation de la nappe phréatique et l'application des sollicitations. Également, le comportement variable des soulèvements et des tassements entre les deux cycles ont mené à l'hypothèse que le sol d'infrastructure peut avoir subi une déstructuration et une consolidation lors du premier gel. Chamberlain (1981) a modélisé le comportement mécanique des argiles de la mer Champlain soumis à un cycle de gel et dégel. Le modèle permet de démontrer qu'un sol soumis au gel pour la première fois peut subir des changements significatifs de structure et de masse volumique. Effectivement, la succion au front de gel provoque la consolidation du sol sous-jacent. La succion, qui peut atteindre des valeurs supérieures à 500 kPa (Chamberlain, 1981), excède généralement de beaucoup la pression de préconsolidation du sol entraînant d'importants tassements au dégel. La faible capacité portante de l'argile, la déstructuration du matériau lors de la construction, la présence de vides entre les particules et la première exposition du sol au gel sont toutes des facteurs qui ont pu contribuer à l'accumulation des tassements et des déformations permanentes dans la chaussée expérimentale. Au cours du 2^e cycle, il est possible de supposer que le sol d'infrastructure, préalablement consolidé par le premier cycle de gel et le simulateur ATLAS, a mieux résisté à la succion au front de gel. Ceci s'est traduit par des soulèvements nettement supérieurs.

7.3 Comportement hydrique

Le comportement hydrique des matériaux non liés durant le gel a été obtenu à l'aide des sondes ThetaProbes qui mesurent des teneurs en eau volumétriques. Les teneurs en eau volumétriques ont été converties en teneurs en eau massiques selon l'équation (22) qui découle des relations de phase des sols.

$$w (\%) = \frac{\theta (\%)}{G_s * (1 - n)} \quad (22)$$

où

w : Teneur en eau massique équivalente (%)

θ : Teneur en eau volumétrique mesurée par les ThetaProbes (%)

G_s : *Specific Gravity of soil solids* équivalent à la densité brute des granulats mesurés lors des essais de caractérisation sur le MG20 et la densité relative ($D_r = 2,765$) mesurée sur l'argile

n : Porosité calculée selon l'équation (23) (décimal)

Pour utiliser l'équation (22), la détermination de la porosité de chacun des matériaux est requise et nécessite de déterminer leur masse volumique sèche. En l'absence de mesures précises de la masse volumique sèche du MG20 telle que construite dans la fosse, l'hypothèse d'un matériau aux conditions similaires à celles optimales est considérée. Pour l'argile, la porosité est calculée selon les valeurs obtenues aux essais de cône de sable réalisés au cours de la construction de la chaussée (Tableau 27). Le Tableau 30 présente les valeurs de la teneur en eau massique lors de la construction ($w_{initial}$) et les teneurs en eau saturées mesurées lors des essais de caractérisation (w_{sat}). Selon les relations de phases des sols, les indices des vides (e) et la porosité (n) sont calculés selon l'équation (23) et les teneurs en eau saturées (w_{sat}) sont calculées selon l'équation (24).

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad \text{et} \quad n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (23)$$

$$w_{sat} = \frac{e}{\rho_s} \quad (24)$$

où

ρ_s : Masse volumique des grains solides

ρ_d : Masse volumique du sol sec

Tableau 30 : Teneurs en eau massique mesurée lors de la construction de la chaussée

Conditions hydriques mesurées en laboratoire						
	e	ρ_d	D_{gb} et D_r	n	$w_{initial}$	w_{sat}
	-	kg/m ³	-	%	%(m)	%(m)
MG20 cycle 1	0,196	2249	2,69	16,4	4,7	7,2
Argile Sommet	0,975	1400	2,765	49,3	14,8	35,2

Les teneurs en eau volumétrique non gelée mesurées lors de la pénétration du front de gel ont été converties en teneurs en eau massique %(m) et sont présentées à la Figure 48 selon la racine carrée du temps. Les courbes pointillées bleues et rouges présentent respectivement la profondeur de gel et de dégel en fonction de la racine carrée du temps. Les teneurs en eau de l'argile sont présentées par la courbe noire et celles de la fondation granulaire par la courbe verte.

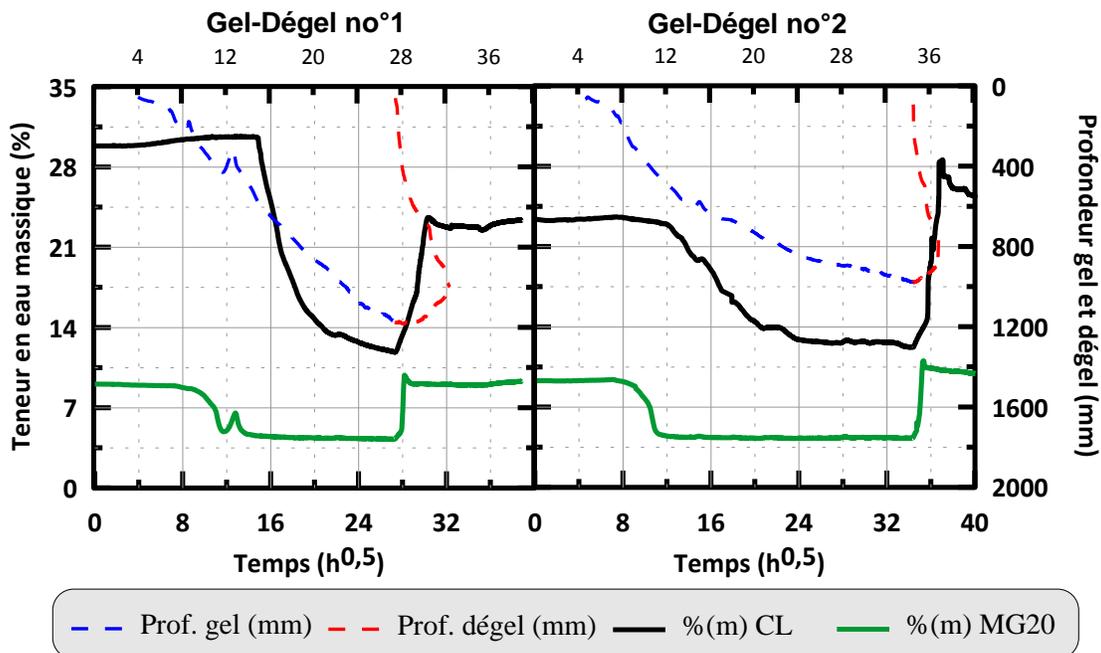


Figure 48 : Profondeur de gel et teneurs en eau volumétrique mesurées lors des cycles de gel

Les teneurs en eau sont relativement stables lorsque les températures sont supérieures à 0 °C. Dès que le front de gel atteint la profondeur du capteur, les teneurs en eau non gelée diminuent en fonction de la température jusqu'à l'atteinte d'un nouvel équilibre peu influencé par la température. Ces observations sont en accord avec ceux de Bigl & Berg (1996a) présentées dans la revue de connaissance. Lors du 1^{er} cycle, un problème mécanique temporaire du système de refroidissement a causé une légère diminution du front de gel aux environs de 12 h^{0,5}. Ce réchauffement partiel de la chaussée a engendré une augmentation des teneurs en eau dans la fondation granulaire.

Outre la variation des teneurs en eau, il importe de valider les mesures effectuées par les capteurs en les comparant aux mesures de teneurs en eau réalisées en laboratoire. Au temps de référence ($t = 0$ h), la teneur en eau mesurée dans la couche de MG20 a été de ± 9 % pour le 1^{er} cycle de gel et de $\pm 9,3$ % pour le deuxième cycle de gel. Ces valeurs sont supérieures à celle de la teneur en eau saturée dans le MG20 (7,2 %), mais correspondent à une valeur optimale typique pour la fraction sableuse du MG20. Cette différence est attribuable au fait que le capteur n'est pas réellement enfoncé dans le MG20, mais plutôt dans un matériau similaire à un sable, puisque le matériau près de la sonde est écrêté au tamis de 5 mm pour faciliter la mise en place du capteur. Sachant que la teneur en eau d'un sable est supérieure à celle d'un gravier (Holtz & Kovacks, 1991), il n'est pas étonnant d'obtenir des résultats plus élevés que celle de la teneur en eau saturée du MG20. Malgré tout, les résultats permettent d'apprécier le comportement hydrique de la chaussée durant le gel.

Les teneurs en eau mesurées dans le sol d'infrastructure ont été de 29,9 % au début du 1^{er} cycle et de 23,4 % au début du 2^e. Il est important de rappeler que, à la suite du gel-dégel de la chaussée, plusieurs tassements sont survenus influençant les propriétés physiques du matériau (Indice des vides, porosité, teneur en eau, etc.). Il est également fort possible qu'il y ait eu un mauvais contact entre les sondes et l'argile étant donné que l'insertion des sondes dans le sol est une opération délicate. Le moindre mouvement du capteur peut générer des vides entre les tiges et le sol diminuant sa précision. Le compactage au-dessus de l'instrument, les soulèvements, les tassements et les sollicitations du demi-essieu sont tous des facteurs qui peuvent avoir engendré un déplacement des sondes. Tout compte fait, les résultats montrent bien l'évolution des conditions hydriques des matériaux d'une chaussée soumise au gel.

7.4 Comportement mécanique

Préalablement au gel de la chaussée, des essais de références ont été effectués aux charges de 4550kg (Charge légale de l'Alberta) et 5000 kg (charge de référence) et à une température en surface de 18 °C. Les contraintes (σ) et déformations (ε) obtenues avec la charge de 5000 kg représentent les valeurs de référence au temps initial ($\sqrt{t} = 0 \text{ h}^{0.5}$) et expriment le comportement de la chaussée en conditions typiques estivales. Les surcharges de 5500 kg et 6250 kg n'ont pas été appliquées au temps de référence de manière à éviter d'induire des déformations permanentes à la chaussée et d'endommager l'instrumentation.

La Figure 49 a), b) et c) présente les contraintes (en rouge) et déformations verticales (en bleu) mesurées dans les matériaux non liés de la chaussée durant le 1^{er} cycle de gel. Les mesures sont présentées pour la charge de référence (5000 kg) et les profondeurs de gel de 0 mm ($t = 0 \text{ h}$) et 180 mm ($t \approx 70 \text{ h}$). La Figure 49 d) présente les mesures de déformations horizontales à la base de l'enrobé bitumineux (EB) et les déflexions de surface. Sur l'ensemble des graphiques présentés, la diminution des contraintes, déformations et déflexions selon la profondeur de gel est observée dès le refroidissement de l'EB. Cette diminution représente une réduction supérieure à 45 % pour l'ensemble des mesures. La couche de fondation granulaire est celle qui est la plus affectée par le gel de l'EB avec une réduction des valeurs de $\pm 77 \%$ pour le capteur n°3 et de $\pm 83 \%$ pour le capteur n°7. Ce qui est d'autant plus remarquable est que cette diminution de contraintes et de déformations a été générée suite au gel de la couche d'EB seulement.

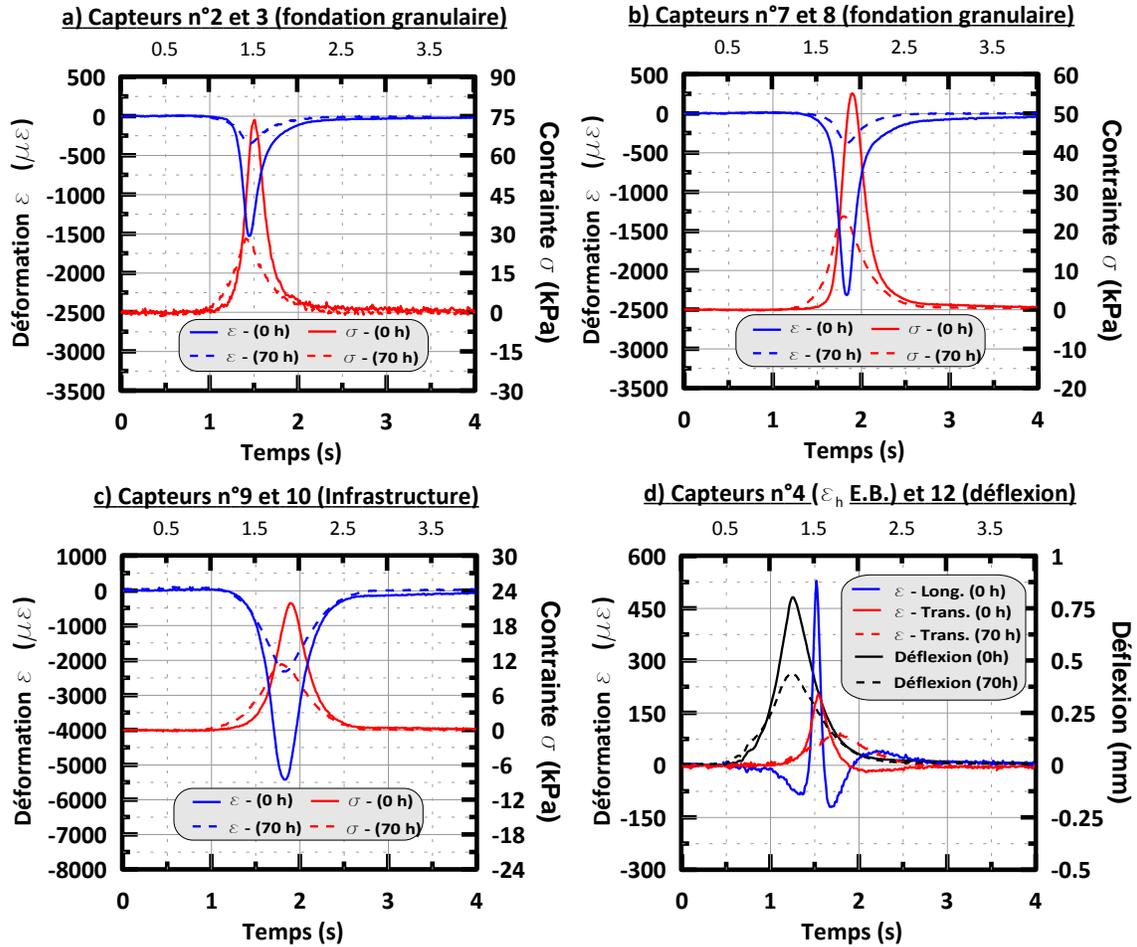


Figure 49 : Déflexions, déformations et contraintes générées par le passage du demi-essieu dans les couches non liées (a, b et c) et à la base et au sommet de l'EB (d)

À l'exception de l'amplitude des mesures, les réponses mécaniques de la chaussée lors du passage des roues jumelées semblent adéquates selon la littérature et l'expérience antérieure des chercheurs de l'Université Laval avec ce type de capteurs (Badiane et coll., 2014; Doré, 2012; Grellet et coll., 2012; Yi et coll., 2016). À la suite de nombreuses mesures, Grellet et coll. (2009) a démontré que la déformation longitudinale à la base de l'EB est caractérisée par deux phases en compression et une phase en extension alors que celle transversale ne présente qu'une phase en extension. Dans ce projet, le capteur transversal a présenté une phase en compression de très faible amplitude en début de cycle seulement et le capteur longitudinal a mesuré une phase maximale en compression à la fin du passage des roues jumelées, soit l'inverse de Grellet et coll. (2009). Ces mesures peuvent être le résultat d'un centrage inadéquat du capteur sous l'axe des roues jumelées altérant le signal mesuré. Également, de nombreux problèmes ont été rencontrés avec le capteur longitudinal jusqu'à la perte totale du signal peu de temps après le début des

essais, limitant significativement les données acquises. Ces mesures n'ont pu être analysées dans cette étude, mais les déformations longitudinales à la base de l'EB durant le gel ont été quantifiées lors des essais de Badiane et coll. (2014) et sont présentés par Yi et coll. (2016).

Malgré que l'instrumentation ait été calibrée en début de projet, son installation et son utilisation dans les matériaux de chaussée engendrent des variations. Pour des essais similaires réalisés dans la fosse du laboratoire, Badiane et coll. (2014) ont remarqué que les valeurs de déformation mesurées par l'instrumentation étaient jusqu'à $\pm 0,46$ à 2,26 fois plus élevées que les valeurs calculées par le logiciel de calcul multicouche élastique linéaire WinJULEA. Pour les contraintes, c'était plutôt de l'ordre de 1,66 à 4,31 fois plus élevé que le logiciel de calcul. Dans le cadre de ce projet, les valeurs de déformations verticales sont anormalement élevées soit de l'ordre de 5450 $\mu\epsilon$ au sommet du sol d'infrastructure et 2325 et 1526 $\mu\epsilon$ dans la couche de fondation granulaire. Ces valeurs ont été comparées aux valeurs calculées par le logiciel WinJULEA pour une structure similaire et sont nettement supérieures. Par exemple, pour des conditions thermiques similaires, le logiciel calcule une valeur de l'ordre de 577 $\mu\epsilon$ au sommet de la couche d'infrastructure soit 9,4 fois moins élevée que les valeurs mesurées dans la chaussée expérimentale. WinJULEA calcule également des déformations verticales supérieures dans la couche d'infrastructure comparativement à celles au centre de la fondation granulaire. Cette dernière observation est plausible puisque la structure de chaussée est mince et le module de la couche d'infrastructure est très faible. Les calculs selon le logiciel WinJULEA sont présentés à la Figure D.1 (Annexe D).

Diverses problématiques peuvent avoir généré les valeurs élevées mesurées par les capteurs tels que la compaction inadéquate du sol autour des capteurs, le nivellement inadéquat du sol sous le capteur, les tassements et soulèvement du sol d'infrastructure et les difficultés rencontrées lors de la construction de la chaussée. Tel qu'observé précédemment dans le projet de Badiane et coll. (2014), il semble que la problématique principale réside du fait que la calibration des capteurs en laboratoire n'est pas représentative des conditions réelles in situ. Ces hypothèses s'appliquent également aux différences observées entre les mesures des capteurs de déformations (n°3 et 7) et de contraintes (n°2 et 8) à des profondeurs similaires (Figure 49). Une compaction différente des matériaux autour des capteurs peut générer une variation de la densité et de la rigidité des matériaux localisés près des capteurs. C'est-à-dire qu'un matériau mieux compacté autour du capteur subira une déformation plus faible.

Pour pallier à ces différences, les contraintes et déformations dans la chaussée sont calculées et présentées en valeurs relatives (VR) par rapport à la charge de référence de 5000 kg au temps de

référence ($t = 0$ h) selon chacun des cycles de gel. Cette représentation des mesures permet également de quantifier la variation de la réponse mécanique selon l'effet climatique. L'équation générale (25) est utilisée :

$$VR (\%) = \frac{\text{Valeur au temps } t}{\text{Valeur à } t = 0\text{h avec une charge de } 5000 \text{ kg}} * 100 \quad (25)$$

7.4.1 Contraintes (σ) dans les couches non liées

Les contraintes mesurées au centre de la couche de fondation granulaire (FG) et au-dessus du sol d'infrastructure (Infra) sont présentées en VR pour le premier cycle de gel à la Figure 50. La profondeur de gel en fonction de la racine carrée du temps y est également illustrée en bleue. Puisque la profondeur de gel est souvent exprimée en fonction de la racine carrée du temps (\sqrt{t}), permettant d'obtenir une relation linéaire (Andersland & Ladanyi, 2004), cette représentation a été retenue. Un problème mécanique temporaire du système de refroidissement a causé une légère diminution du front de gel aux environs de $12 \text{ h}^{0,5}$, soit à une profondeur de gel d'environ 400mm. Ce problème est visible sur la courbe de la profondeur de gel. Les régimes thermiques de ce dégel partiel sont présentés à la Figure C.4 (Annexe C). Durant ce dégel partiel, aucun essai n'a été enregistré pour éviter d'endommager la chaussée et l'instrumentation.

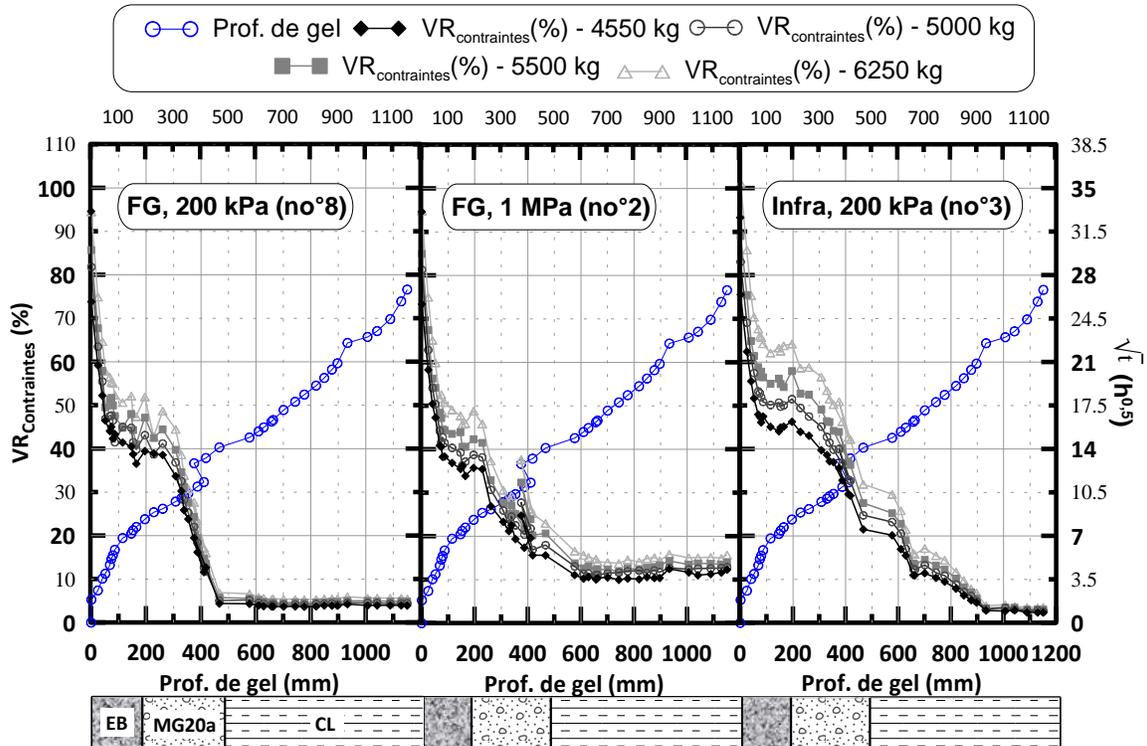


Figure 50 : Mesures des contraintes en valeurs relatives pour le cycle de gel no°1

Selon les graphiques obtenus, la diminution des contraintes avec l'augmentation de la profondeur de gel est évidente et rapide pour tous les capteurs. À une profondeur de gel de seulement 180 mm ($\sqrt{t} = 8 \text{ h}^{0.5}$), donc résultant du refroidissement de l'EB, les contraintes pour la charge de référence (5000 kg) diminuent en moyenne de 60 % dans la fondation et de 50 % dans le sol d'infrastructure. Cette rigidification de la chaussée est causée uniquement par le refroidissement de la couche d'EB dont le module varie de 1516 MPa ($T = 17,3 \text{ °C}$) à 11 476 MPa ($T = -2,5 \text{ °C}$) à une fréquence de 1,6 Hz. Ces modules sont calculés avec une température au tiers de l'EB correspondant au temps de référence ($t = 0 \text{ h}$) et au moment où le gel atteint 180 mm de profondeur. Les modules dynamiques ont été calculés selon le modèle de Witczak présenté à la section 5.2. L'augmentation de la rigidité de la couche supérieure disperse les contraintes sur une surface supérieure au niveau des couches inférieures diminuant significativement les contraintes avec l'augmentation de la profondeur.

Lorsque le gel progresse dans les matériaux non liés, les particules se cimentent entre elles et la diminution des contraintes se poursuit à un taux relativement constant selon la profondeur de gel. Plus la température diminue dans la fondation et plus les modules réversibles augmentent (Berg et coll., 1996; Simonsen & Isacsson, 2001). Lorsque le sol est bien gelé autour d'un capteur, les

contraintes mesurées sont très faibles et démontrent que le sol est très rigide. Dans l'ensemble, le comportement mécanique mesuré est semblable et les contraintes relatives se stabilisent en moyenne à $\pm 5\%$ dans la couche de fondation et à $\pm 3\%$ dans la couche d'infrastructure respectivement à des profondeurs de $\pm 600\text{ mm}$ et $\pm 930\text{ mm}$.

Les contraintes mesurées lors du deuxième cycle, toujours exprimées en valeurs relatives de la contrainte obtenue à la charge de référence pour ce cycle, présentent un comportement similaire à celles du premier cycle malgré les conditions de niveaux de nappe phréatique élevées dans la chaussée (Figure 51). La principale différence est le comportement du capteur no°3 situé dans le sol d'infrastructure. Ce capteur présente un comportement anormal comparativement aux autres mesures. Il a été démontré que la chaussée a subi des soulèvements importants lors de ce cycle. Il est plausible de croire que ce capteur a été perturbé par les tassements et soulèvements importants au sein de la chaussée. Les soulèvements peuvent, par exemple, engendrer un déplacement ou un effet de soulèvement entre les plateaux du capteur justifiant les variations soudaines des contraintes entre 500 et 700 mm de profondeur de gel. Les mesures du capteur no°3 n'ont pas été considérées dans la suite du projet dû à ces variations anormales.

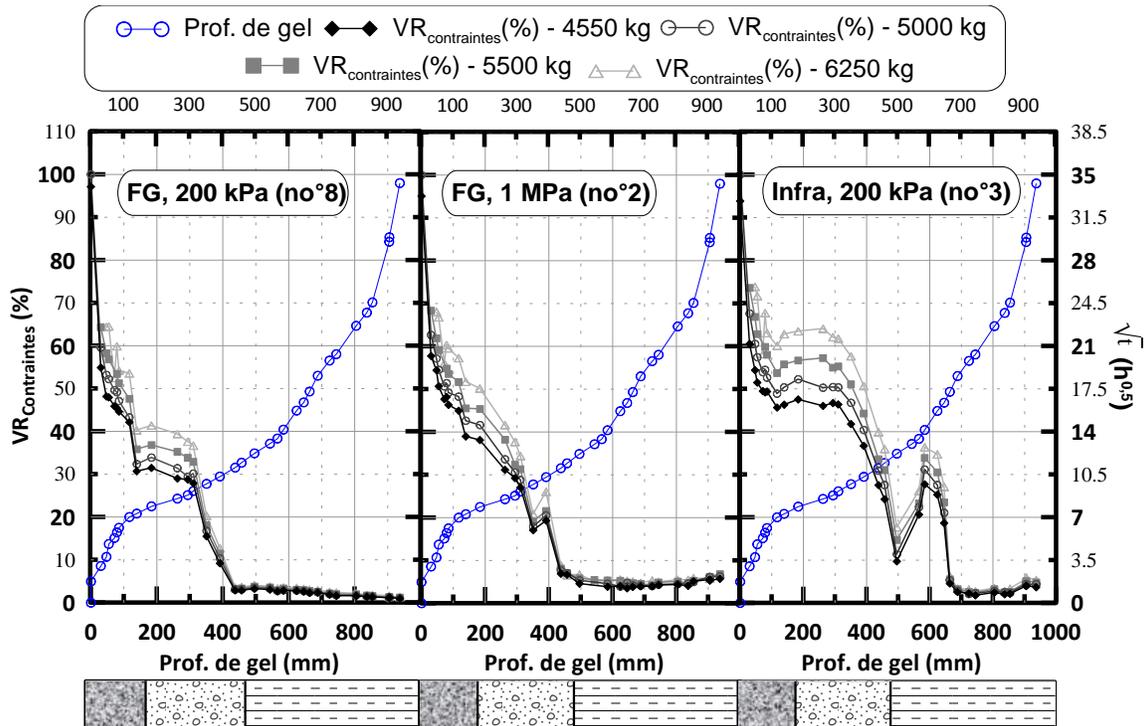


Figure 51 : Mesures des contraintes en valeurs relatives pour le cycle de gel no°2

L'ensemble des résultats démontre que les contraintes dans le sol d'infrastructure diminuent principalement selon deux pentes relativement constantes, soit celle correspondant au refroidissement de l'E.B et celle du gel des matériaux non liés. Ces deux phases sont associées d'abord au refroidissement de l'enrobé pour une profondeur de gel allant jusqu'à 180 mm. Le refroidissement de l'EB associé à ce niveau de gel engendre une augmentation du module dynamique de 1516 (t = 0 h) à 11 476 MPa. Ensuite, le gain de rigidité des matériaux non liés varie selon un taux différent de celui de l'EB tel que présenté dans la revue des connaissances (section 2.3). Finalement, la différence entre les contraintes générées par les surcharges et celle de référence diminue tout au long de la progression du gel.

7.4.2 Déformations verticales optiques (ε_z)

Étant donné que les modules réversibles sont définis par le ratio de la contrainte (σ) sur la déformation (ε) (Richter, 2006), il est pertinent de croire, à priori, que les comportements des déformations verticales dans les différentes couches seront semblables à ceux des contraintes. Les déformations verticales relatives dans la fondation granulaire et dans le sol d'infrastructure mesurées lors du 1^{er} cycle de gel sont présentées à la Figure 52 en fonction de la profondeur de gel présentée en bleu.

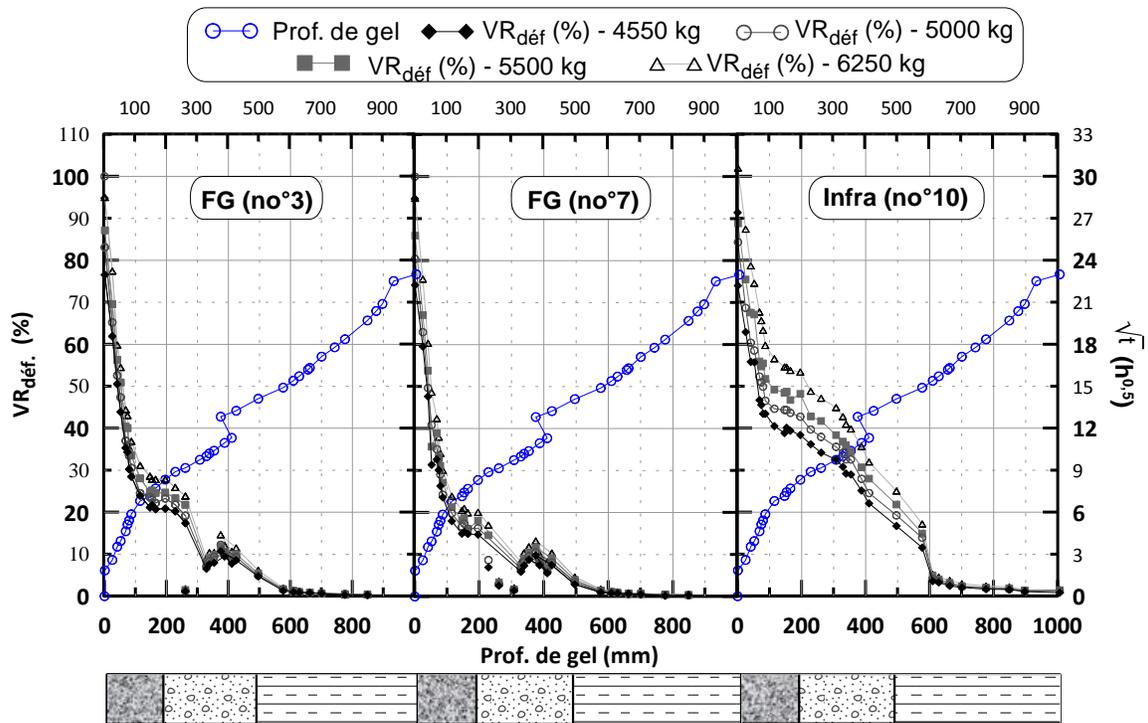


Figure 52 : Déformations verticales dans la fondation et le sol d'infrastructure, gel no°1

Tout comme la diminution des contraintes, le taux de diminution des déformations est significatif dès le refroidissement de l'enrobé bitumineux. Considérant la charge légale (5000 kg), le gel de la couche de l'enrobé bitumeux engendre une diminution d'environ 80 % des déformations verticales au centre de la fondation et d'environ 56 % au sommet de l'infrastructure. Ces mesures montrent que la diminution des déformations est substantielle dans la chaussée suite au refroidissement de l'EB. Subséquemment au refroidissement de l'EB, la diminution des déformations progresse suivant le gel des matériaux non liés. Lorsque tout le sol avoisinant un capteur est gelé, les déformations mesurées sont minimales, soit de l'ordre 3 à 5 % de la valeur de référence. Ces mesures démontrent que les matériaux non liés subissent peu de déformations lorsqu'ils sont bien gelés selon les sollicitations considérées. Par exemple, dans le cadre des essais expérimentaux, la base des capteurs situés dans la fondation granulaire a été positionnée à une profondeur d'environ 400 mm. Lorsque la profondeur de gel a atteint environ 600 mm, les déformations mesurées ont été minimales. À cette profondeur, le sol avoisinant le capteur est considéré comme étant bien gelé, car la température à 500 mm est de $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$. Ces mesures démontrent bien que la déformation des matériaux gelés est une fraction de celle en condition non gelée.

Dans l'ensemble, la variation des déformations verticales présente trois phases distinctes. Premièrement, le refroidissement et le gel de la couche d'EB engendrent une première diminution importante des valeurs relatives. Deuxièmement, la rigidité des matériaux non liés augmente selon le gel et le refroidissement des températures sous $0\text{ }^{\circ}\text{C}$. Cette augmentation progressive induit une dissipation des pressions transmises aux niveaux inférieurs diminuant les déformations selon un taux relativement constant. Finalement, lorsque le gel atteint 600 mm de profondeur, l'effet des charges sur la déformation verticale est non significatif et relativement constant. À noter que certaines mesures obtenues par les capteurs 3 et 7 dans la fondation granulaire semblent anormales. Ces mesures sont présentées par les points non liés aux courbes et ils n'ont pas été considérés dans l'analyse. Il n'a pas été possible d'identifier les causes de cette anomalie.

La Figure 53 présente les valeurs relatives des déformations verticales mesurées lors du deuxième cycle. Malgré les conditions hydriques différentes imposées à la chaussée, le comportement mécanique de la chaussée soumise au gel est, somme toute, semblable à celui du premier cycle. En raison des conditions de niveaux de nappe phréatique élevés, la capacité portante de l'infrastructure a été nettement insuffisante ce qui s'est traduit par des déformations permanentes importantes (Figure 47, section 7.2). Pour cette raison, les surcharges n'ont pas été appliquées en début de cycle.

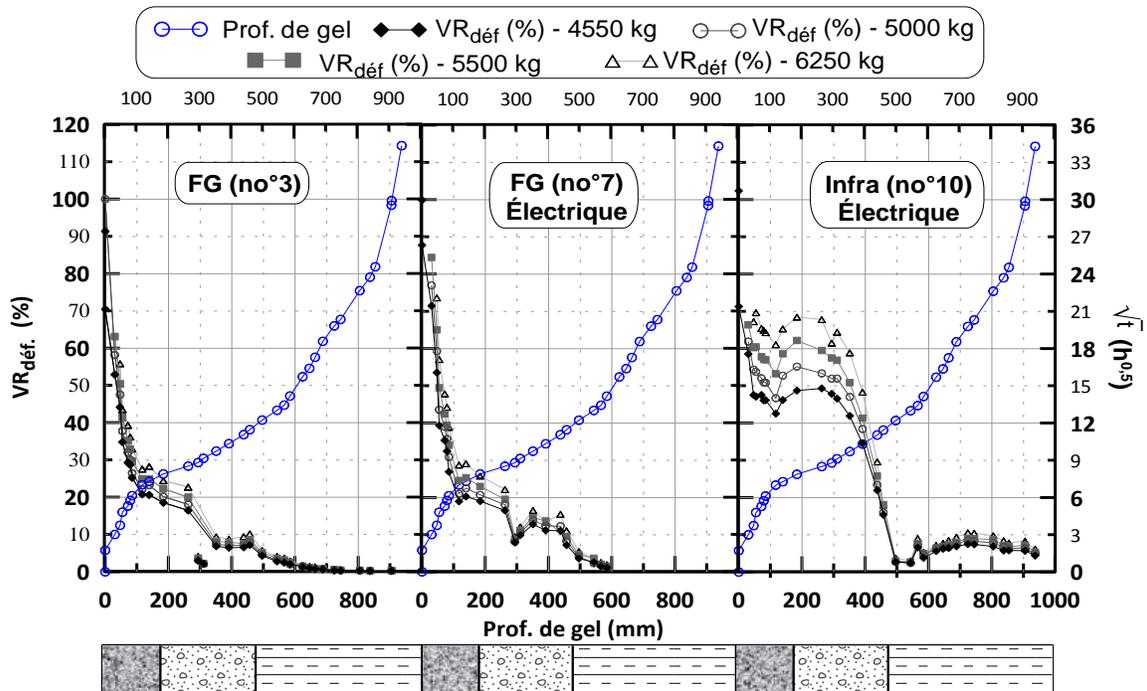


Figure 53 : Déformations verticales dans la fondation et le sol d'infrastructure, gel no²

En addition aux déformations permanentes, quelques difficultés ont été rencontrées lors du deuxième cycle de gel. La perte des capteurs à fibre optique no⁷ (MG20) et no¹⁰ (Argile) a nécessité l'utilisation des capteurs de remplacement électrique. Ces capteurs ont été calibrés à partir des mesures effectuées lors du premier cycle. C'est-à-dire que les mesures électriques et optiques pour un capteur durant le 1^{er} cycle ont été tracées respectivement en abscisse et en ordonnée (Annexe C). Une relation linéaire a été obtenue. Tout comme les mesures des contraintes du deuxième cycle de gel, les mesures des déformations dans le sol d'infrastructure semblent anormales. Ces mesures peuvent être expliquées par les déformations permanentes dans la chaussée et les soulèvements. Ces mouvements importants peuvent avoir déséquilibré et désaxé le capteur par rapport à la verticale modifiant considérablement les mesures en cours de cycle.

D'après les résultats des deux cycles, la couche de fondation granulaire est la couche qui subit la diminution la plus rapide des déformations durant le gel.

7.4.3 Déformations horizontales (ϵ_H) à la base de l'enrobé

L'EB bitumineux est un matériau visqueux dont la rigidité varie considérablement selon la température et la vitesse de sollicitation. Il constitue généralement la couche la plus rigide d'une chaussée flexible. D'ailleurs, il a été démontré que les contraintes au niveau des couches inférieures diminuent rapidement suivant son refroidissement (section 7.4.1). L'un des principaux mécanismes d'endommagement associé à cette couche est la propagation des fissures de la base vers la surface causée par les sollicitations en tension (Corté & Di Benedetto, 2004; Doré & Zubeck, 2009). Cette fissuration par fatigue est causée, entre autres, par la flexion répétée de la couche d'EB jumelée au vieillissement du bitume. De plus, en refroidissant et en vieillissant, l'EB durcit et devient plus fragile. Il est donc primordial de quantifier la variation des déformations à sa base selon la profondeur de gel et la surcharge. Les valeurs relatives des déformations horizontales sont présentées à la Figure 54 selon la profondeur de gel, la charge et le cycle de gel.

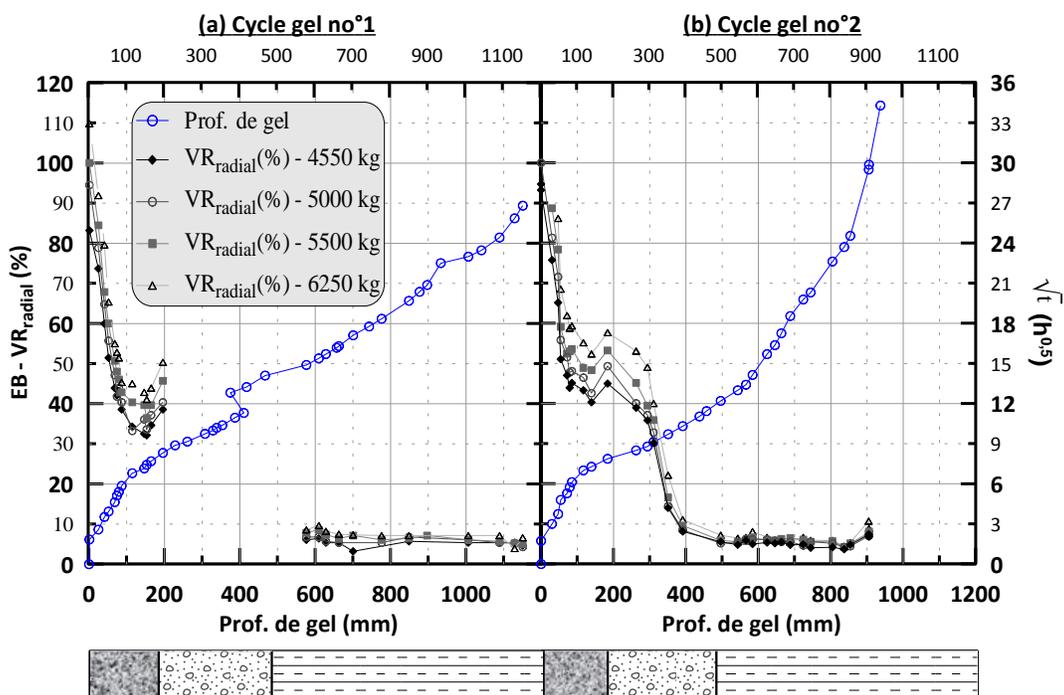


Figure 54 : Déformations transversales à la base de l'enrobé bitumineux pour le cycle de gel no°1 (a) et no°2 (b)

Des problèmes avec le capteur de déformation longitudinale ont été rencontrés dès le début du 1^{er} cycle. Ainsi, le nombre de mesures pour ce capteur est insuffisant pour pouvoir observer une tendance et les données ne sont donc pas présentées. Cependant, l'effet du gel sur la déformation longitudinale a été mesuré par Badiane et coll. (2014) et a été présentée par Yi et coll. (2016).

L'étude réalisée par Yi et coll. (2016) a démontré que le comportement des valeurs relatives de déformations longitudinales est similaire à celui des transversales. Outre les problèmes rencontrés avec le capteur longitudinal, le capteur de déformation transversale a également connu des défauts. Au cours du premier cycle, le mauvais fonctionnement du signal du capteur a entraîné une perte dans l'enregistrement des données aux profondeurs de gel de 195 à 575 mm. Lors du deuxième cycle, aucun problème majeur n'a été rencontré permettant une plus grande étendue d'acquisition.

Tout comme les contraintes dans la chaussée, les VR de la déformation transversale calculées diminuent rapidement suivant le refroidissement de cette couche. La diminution des déformations est de 60 % pour le 1er cycle et de 50 % pour le deuxième cycle. Cette diminution est associée uniquement au gain rapide du module dynamique variant de 1516 MPa ($T = 17,3 \text{ }^{\circ}\text{C}$) à 11 476 MPa ($T = -2,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$). Ensuite, lorsque le gel atteint la fondation granulaire, le taux de diminution des VR change et varie essentiellement selon le gel de la fondation granulaire et le refroidissement de l'EB. Dans la revue de connaissance, il a été démontré que le gain de rigidité des matériaux non liés augmente rapidement lorsque la température dans le matériau passe de 0 à $-4 \text{ }^{\circ}\text{C}$. En fait, dès que la fondation est bien gelée, les VR calculées sont très faibles, car les contraintes transmises à la base de l'EB sont minimales. Selon ces résultats, la diminution des déformations horizontales à la base de l'EB est principalement fonction de la thermosensibilité du matériau et du gel de la couche de fondation granulaire.

7.4.4 *Déflexion de surface*

D'après Doré & Zubeck (2009), la déflexion de surface est une mesure efficace de la réponse mécanique d'une chaussée sous une sollicitation mécanique. Elle permet, entre autres, d'évaluer la réponse globale de la chaussée. Les valeurs relatives de déflexion de surface du présent projet sont présentées à la Figure 55 pour les deux cycles de gel.

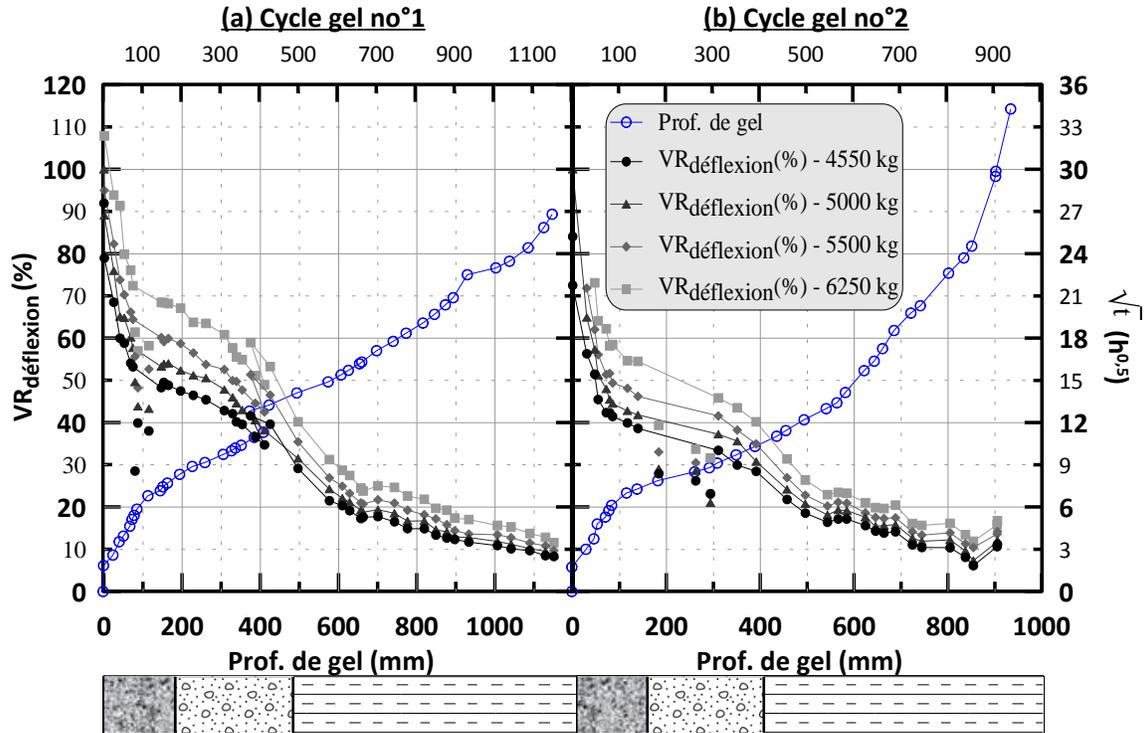


Figure 55 : Valeurs relatives de la déflexion selon la profondeur

Tout comme il a été observé pour les autres capteurs, le refroidissement et le gel de l'enrobé bitumineux induisent une diminution rapide et importante de la déflexion. Selon la charge de référence, la diminution, lorsque le gel atteint la base de l'enrobé bitumineux, est de 47 % (cycle 1) et 57 % (cycle 2). La diminution des valeurs relatives (%) est plus importante lors du 2^e cycle, car la déflexion de référence ($t=0$ h) est nettement supérieure. Cette différence est causée par les niveaux de nappe phréatique élevés induits lors du 2^e cycle diminuant significativement la capacité portante du sol d'infrastructure. Suivant la progression du front de gel, la diminution des déflexions est relativement constante de 180 à 600 mm de profondeur de gel, peu importe le type de matériau non lié. À des profondeurs de gel supérieures, le taux de diminution des déflexions est faible. Ces observations sont raisonnables puisque l'augmentation de la rigidité des couches de la chaussée augmente la dissipation des contraintes, donc diminue les déformations à tous les niveaux. La déflexion de surface est le seul paramètre de déformation de la chaussée dont les VR continuent de décroître au-delà d'une profondeur de gel de 600 mm. Contrairement aux capteurs de déformation verticale, ce capteur mesure la réponse mécanique de l'ensemble des couches gelées et non gelées constituant la chaussée. Pour une profondeur de gel de 600 mm, les VR sont d'environ 20 % pour la charge de référence et d'environ 13 % à des profondeurs de 900 mm.

Des problèmes avec le capteur de déflexion ont engendré des mesures erronées aux profondeurs de gel avoisinantes 100 mm pour le 1^{er} cycle et 220 mm pour le 2^e cycle. Puisque l'enrobé est un matériau thermosensible, il subit du retrait thermique lorsque sa température diminue (Doré & Zubeck, 2009). Comme le capteur est ancré dans l'enrobé, les vis d'ancrage nécessitent d'être serrées fréquemment afin de le maintenir ancré fermement à l'enrobé. Les points non liés aux courbes de la Figure 55 sont des mesures où il a été observé que l'ancrage du capteur était déficient. Ces données n'ont pas été considérées dans la suite du projet.

7.4.5 Synthèse des résultats en valeurs relatives

L'analyse des différentes mesures a permis de documenter le comportement mécanique de la chaussée selon les différents paramètres étudiés. Afin de simplifier la présentation et l'analyse des résultats, les mesures de déformations (capteurs n°3, 4 et 10) et les mesures de déflexion de surface (capteur n°12), pour le premier cycle de gel, sont présentées conjointement à la Figure 56. L'analyse conjointe permet de visualiser la réponse mécanique globale de la chaussée selon la profondeur de gel. Les données sont présentées suivant les charges de 4550 à 6250 kg. Les déformations verticales mesurées par le deuxième capteur de déformation dans la fondation (n°7) ne sont pas présentées dû aux grandes similarités avec celles du capteur n°3. Pour les données du 2^e cycle, les résultats présentés précédemment montrent qu'ils sont similaires à ceux du premier cycle malgré les conditions hydriques différentes et les difficultés rencontrées avec l'instrumentation. Les VR des déformations, déflexions et contraintes du 1^{er} et 2^e cycle de gel sont présentées selon la profondeur de gel et la charge de 5000 kg à la Figure C.6 et à la Figure C.7 (annexe C). Cette représentation des mesures permet de mettre en évidence les similarités des résultats des deux cycles.

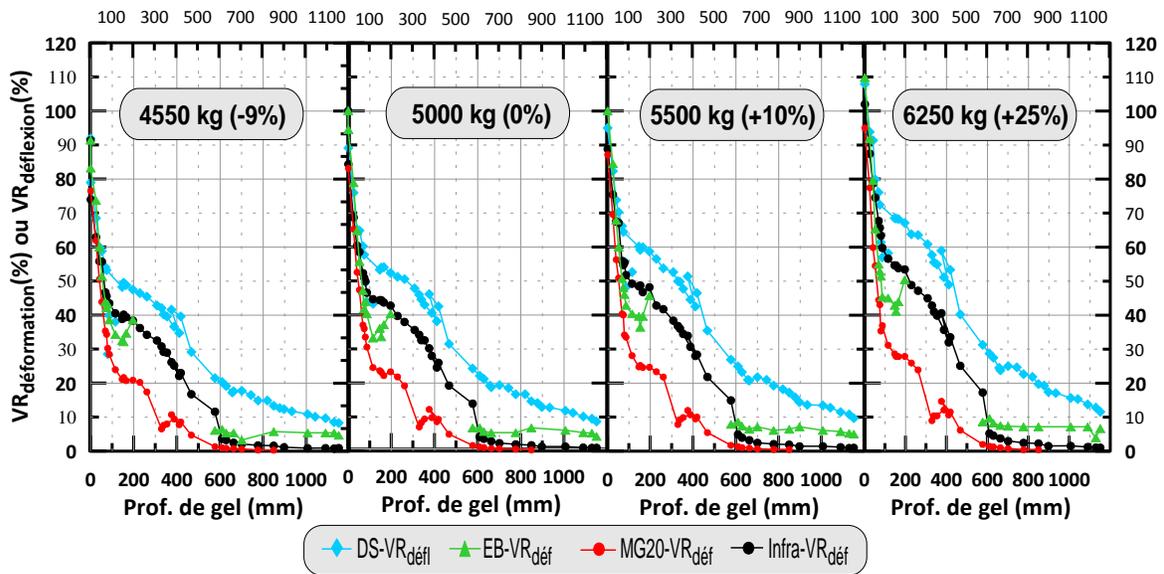


Figure 56 : Réponse mécanique en valeurs relatives (VR) selon la profondeur de gel et la charge, 1^{er} cycle de gel

D’après les résultats présentés, le seul paramètre de réponse de la chaussée qui est influencée par les conditions hydriques est la déflexion de surface qui est d’environ 3 à 10 % moindre en VR pour le deuxième cycle. Cette déflexion plus faible est causée par la diminution importante de la capacité portante de référence du sol d’infrastructure à la suite de l’augmentation de la nappe phréatique. Puisque les mesures sont calculées en VR, l’augmentation de la rigidité de la chaussée résultant du gel engendre une diminution plus rapide de la déflexion de surface. Mis à part ce décalage vertical des déformations, les taux de déflexion entre les deux cycles sont similaires, donc le comportement mécanique de la chaussée expérimentale est le même, peu importe la profondeur de la nappe phréatique. Puisque les réponses mécaniques des chaussées sont similaires entre les deux cycles, les résultats cumulatifs du 2^e cycle de gel sont présentés à l’annexe C seulement.

Les déformations et déflexions sont présentées en valeurs relatives (VR) telles qu’introduites à l’équation (25). Les VR présentées sont la déflexion de surface (DS-VR_{déf}), l’extension transversale à la base de l’enrobé bitumineux (EB-VR_{déf}), la déformation verticale dans la fondation granulaire (MG20-VR_{déf}) et la déformation verticale au sommet du sol d’infrastructure (Infra-VR_{déf}). Tel que mentionné dans les sections précédentes, la perte des données de EB-VR_{déf} entre les profondeurs de gel de 200 à 580 mm a été causée par le mal fonctionnement de la jauge de déformation. De plus, un problème mécanique du système de refroidissement du simulateur a causé une légère diminution du front de gel à 12 h^{0.5}, soit à une profondeur de gel avoisinante 400

mm. Le dégel partiel a généré une légère augmentation des déformations. De manière à éviter l'endommagement de la chaussée et de l'instrumentation, les sollicitations mécaniques n'ont pas été appliquées durant ce dégel partiel jusqu'au regel de l'enrobé bitumineux et de la fondation.

Selon l'ensemble des mesures, l'impact structural significatif de la couche d'EB est constaté par la diminution rapide des déflexions et déformation dès le refroidissement de celle-ci. Une fois que le gel atteint la base de la couche liée (180 mm), les valeurs relatives maximales sont celles de déflexion de surface, soit de 48, 53, 59 et 68 % respectivement pour les charges de 4550 à 6250 kg. Les déflexions de surfaces sont les VR qui demeurent les plus élevées par rapport à la valeur de référence tout au long du gel. Comme il peut être observé sur les graphiques, la couche de fondation granulaire est celle qui subit la réduction maximale de la déformation relative, soit de 29 % pour l'augmentation de charge maximale (6250 kg). Ensuite, la diminution des déformations et déflexions se poursuit selon la diminution des températures dans l'enrobé et la profondeur de gel. Lorsque la structure de chaussée et la partie supérieure du sol d'infrastructure sont complètement gelées (environ 600 mm), les déformations dans toutes les couches sont très petites. À l'inverse, les déflexions de surface sont les seules qui décroissent suivant la progression du gel. À 600 mm, les valeurs relatives maximales de déflexion sont de 20 à 28 % pour les charges de 4550 kg à 6250 kg et négligeables pour les autres paramètres. Le comportement mécanique de la chaussée soumise au gel est similaire à celui observé par Ovik & Siekmeier (2004) et Simonsen et coll. (1997). Ces études sont présentées dans la revue de connaissance. Également, l'effet des charges diminue selon la profondeur de gel. Une analyse détaillée de l'effet de ce paramètre est présentée à la section suivante.

7.4.6 Effet de la variation de la charge sur la réponse de la chaussée

Afin d'établir un lien entre le gain de portance résultant du gel des couches de la chaussée et l'endommagement, il est primordial de définir l'effet de la variation des charges durant le gel de la chaussée. L'effet des charges sur la déflexion de surface, les déformations horizontales et les déformations verticales est présenté à la Figure 57. Les VR sont tracées selon la charge et la profondeur de gel pour chacun des paramètres considérés. Les résultats en VR permettent de comparer la réponse de la chaussée par rapport aux conditions de référence. La variation des VR selon la charge est décrite par une relation linéaire.

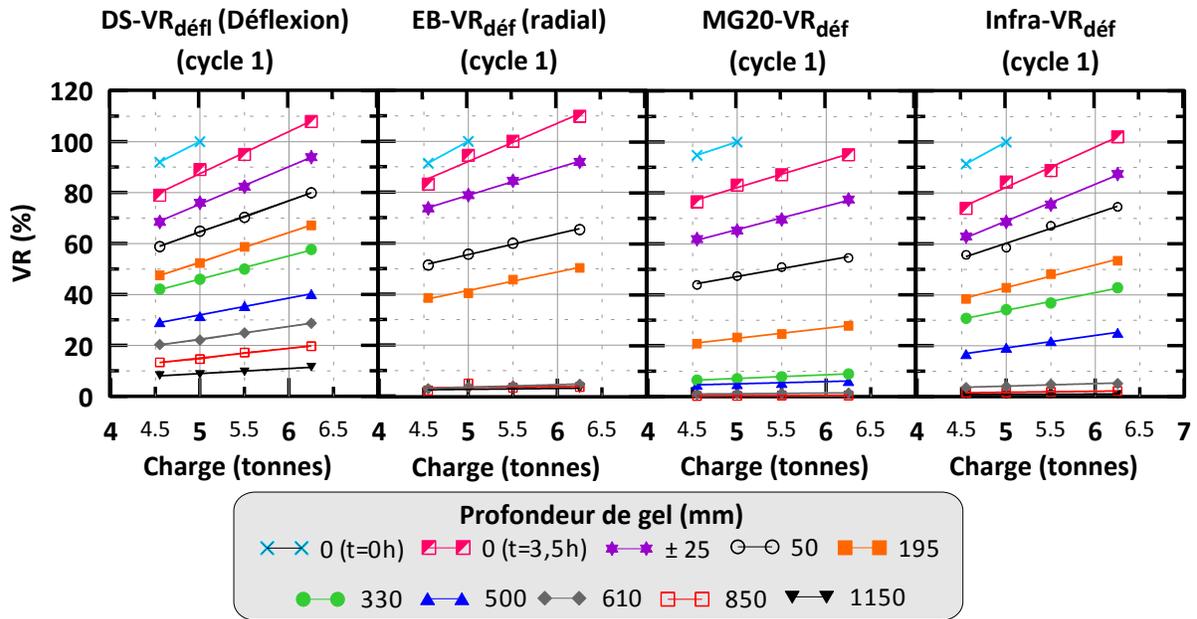


Figure 57 : Effet des surcharges sur la réponse en valeurs relatives de la chaussée

Aux conditions de référence, la variation de la charge de 4550 kg à 6250 kg peut engendrer une augmentation de la réponse mécanique de la chaussée de plus de 30 %. Ensuite, pour tous les paramètres considérés, la pente de la droite mettant en relation les VR selon la charge diminue selon la profondeur de gel. Cette diminution est associée à l'augmentation de la capacité portante de la chaussée. Alors que la capacité augmente, l'effet des surcharges devient moins significatif pour tous les paramètres étudiés. Lorsque la profondeur de gel atteint 600 mm, l'effet de la charge est négligeable pour tous les paramètres considérés. Pour la déflexion de surface, l'augmentation des VR associée aux charges de 5500 kg et 6250 kg est respectivement de 2,8 et 6,6 %. Cependant, bien que le 6,6 % semble élevé, la déflexion générée par la charge de 6250 kg est tout de même 70 % inférieure à celle générée par la charge de référence en condition estivale typique. Il s'agit d'une déformation très faible comparativement à celles générées en conditions estivales.

La couche de fondation granulaire est la couche la plus influencée par le gel de la chaussée étant donné que le taux de diminution des VR observé est le plus rapide selon la pénétration du gel. Dès qu'une profondeur de gel de 330 mm est atteinte, l'effet des charges dans la fondation est pratiquement nul et les valeurs relatives sont inférieures à 10 % pour toutes les charges. À une profondeur de gel équivalente, les VR des autres critères sont au moins supérieures à 30 % et augmentent linéairement selon la charge appliquée.

Puisque la charge et les déformations relatives sont connues, il est possible d'établir que la pente m (%/tonnes) est définie par l'équation linéaire (26) où b est l'ordonnée à l'origine de chaque droite tracée à la Figure 57. À partir de la pente m , l'équation (27) permet d'estimer la variation des déformations relatives (ΔVR) induites par une surcharge (SC) pour une profondeur de gel où la pente m varie selon la profondeur de gel.

$$m = \frac{VR(\%) - b}{5 \text{ tonnes}} \quad (26)$$

$$\Delta VR = m * (SC - 5 \text{ tonnes}) \quad (27)$$

La Figure 58 présente les résultats du facteur m (%/tonnes) calculés pour les déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure et dans la fondation, les déformations transversales à la base de l'enrobé bitumineux et la déflexion de surface en fonction de la profondeur de gel. Cette représentation montre la diminution rapide de l'effet des variations des charges en fonction de la profondeur de gel. Lorsque le gel atteint 600 mm dans la chaussée, la pente m équivaut à 1 %/tonnes ou moins dans les couches d'enrobé bitumineux, de fondation granulaire et du sol d'infrastructure. Cela signifie que pour une augmentation de charge de 1 tonne, la déformation relative (VR) augmente de moins de 1 % sauf pour la déflexion. Cette augmentation de déformation est somme toute négligeable sur la chaussée. Des études d'endommagement permettront de vérifier si cette augmentation est négligeable sur la durée de vie d'une chaussée.

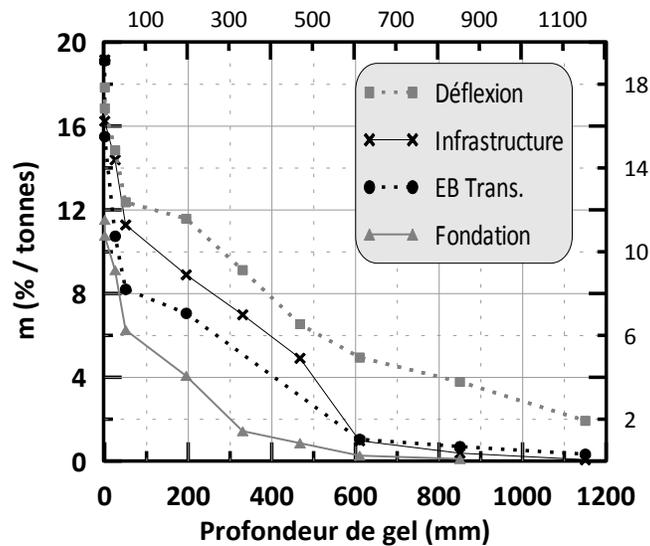


Figure 58 : Relation entre la pente m selon la profondeur de gel

En jumelant les VR mesurées en laboratoire (Figure 56) aux résultats de la pente m (Figure 58), il est possible de réaliser un calcul simple pour déterminer la déformation réelle générée par une surcharge selon la profondeur de gel. Le Tableau 31 présente un exemple de calcul de déformation verticale au centre de la fondation ($\varepsilon_{z,320}$) et au sommet du sol d'infrastructure ($\varepsilon_{v,480}$) pour une profondeur de gel de 500 mm et une surcharge de 1,25 t.

La première étape consiste tout d'abord à déterminer les propriétés des matériaux de la chaussée étudiée selon les conditions typiques estivales. Ces conditions représentent les conditions de références dans le calcul des valeurs relatives. Pour le cas présent, les propriétés physiques des matériaux sont présentées à la section 5. Le module de l'enrobé pour une fréquence de 10 Hz et une température de 20 °C est d'environ 2500 MPa (Figure 36). Le M_R pour l'état de contrainte associé à une charge de 5000 kg est d'environ 212 MPa. Ce module a été déterminé par rétrocalcul à l'aide de WinJULEA et la courbe du module réversible non gelé de ce matériau (Figure 38). Le M_R moyen du sol d'infrastructure a été approximé à 30 MPa considérant les essais de caractérisation réalisés.

Une fois que les propriétés des couches sont définies précisément, les contraintes, déformations et déflexions de surface théoriques peuvent être calculées à l'aide d'un logiciel tel WinJULEA. Pour la chaussée expérimentale et les propriétés préalablement définies (section 7.4), la déformation verticale théorique de référence au centre de la fondation est approximativement de 295 $\mu\epsilon$ alors qu'elle est de 577 $\mu\epsilon$ au sommet du sol d'infrastructure. Ces déformations correspondent à celles mesurées expérimentalement au temps de référence ($t = 0$ h). La feuille de calcul WinJULEA est présentée à la Figure D.1 (Annexe D).

La troisième étape consiste à déterminer les valeurs relatives selon la profondeur de gel et le comportement étudié (Figure 56). Par exemple, pour une profondeur de gel de 500 mm, les valeurs relatives de la déformation verticale au centre de la fondation granulaire et au sommet du sol d'infrastructure sont respectivement de ± 5 et ± 18 %. Pour une charge de 5000 kg, les déformations correspondantes sont donc de 14,75 $\mu\epsilon$ au centre de la fondation et 103,86 $\mu\epsilon$ au sommet de l'infrastructure. Ce calcul permet d'apprécier la diminution des déformations durant le gel.

Finalement, la Figure 58 et l'équation (27) permettent de calculer l'augmentation de la déformation causée par une surcharge (ΔVR). Selon les conditions de l'exercice, la pente m est de 0,8 %/tonnes pour la fondation et d'environ 4 %/tonnes au sommet du sol d'infrastructure. À partir de ces données, la déformation équivalente peut être calculée telle que montrée à l'étape 4

de l'exemple du Tableau 31. Ainsi, une augmentation de la charge de 5000 kg à 6250 kg (+ 1,25 t) pour une profondeur de gel de 500 mm induit des augmentations des déformations de 0,15 $\mu\epsilon$ et de 5,19 $\mu\epsilon$ respectivement selon la déformation au centre de la fondation et au sommet de l'infrastructure. Ce calcul théorique simple démontre bien que l'augmentation de la déformation générée par une surcharge de 25 % est négligeable lorsque la partie supérieure de la chaussée est bien gelée. L'exercice peut être réalisé pour la déflexion de surface et la déformation transversale.

Tableau 31 : Exemple de calcul des déformations selon la profondeur de gel et le facteur m

Étape	Déformation verticale, fondation granulaire	Déformation verticale, sol d'infrastructure
1	Déterminer les propriétés des matériaux pour des conditions estivales typiques	
2	$\epsilon_{z,320} = 295 \mu\epsilon$	$\epsilon_{z,480} = 577 \mu\epsilon$
3	Déterminer les VR (%) selon la profondeur de gel (exemple pour 500 mm de gel) De la Figure 56, $\Delta VR(\%) = 5 \%$ d'où $\epsilon_{z,320}$ avec 500 mm de gel est : $\epsilon_{z,320,gelé} = 295 \mu\epsilon * 5 \% = 14,75 \mu\epsilon$	De la Figure 56, $\Delta VR(\%) = 18 \%$ d'où $\epsilon_{z,320}$ avec 500 mm de gel est : $\epsilon_{z,320,gelé} = 577 \mu\epsilon * 18 \% = 103,86 \mu\epsilon$
4	Calculer l'augmentation de la valeur relative (ΔVR) selon la surcharge (SC) (exemple pour SC = 1,25 t) De la Figure 58, $m = 0,8 \% t^{-1}$ $\Delta VR = 0,8 \% t^{-1} * (6,25 t - 5 t) = 1 \%$ $\epsilon_z = 295 * 1,01 * 0,05 = 14,90 \mu\epsilon$	De la Figure 58, $m = 4 \% t^{-1}$ $\Delta VR = 4 \% t^{-1} * (6,25 t - 5 t) = 5 \%$ $\epsilon_z = 577 * 1,05 * 0,18 = 109,05 \mu\epsilon$

À la lumière de ces résultats, l'effet des charges sur la chaussée diminue rapidement suivant la profondeur de gel jusqu'à atteindre un moment où l'augmentation de la charge n'est plus significative sur la réponse de la chaussée. En effet, pour des profondeurs de gel supérieures à 600 mm, la valeur de m est inférieure à 1 % à l'exception de la déflexion de surface. Cette dernière est différente, car, pour des profondeurs de gel de 1100 mm, environ 650 mm de sol d'infrastructure est toujours non gelé dans la fosse et influence la déflexion en surface. Toutefois, comparativement à la valeur de référence, la déflexion de surface est minimale et l'effet des charges sur la chaussée est négligeable.

Étant donné que la structure de chaussée expérimentale est typique du réseau de transports de l'Alberta, cet outil de calcul simple pourrait être intégré par les décideurs pour évaluer l'effet des surcharges sur le réseau. Une profondeur de gel selon la tolérance du gouvernement pourrait être établie à partir de ces calculs.

7.5 Comparaison des mesures avec Yi et coll. (2016)

Entre 2014 et 2016, un projet de recherche orienté sur l'affaiblissement au dégel d'une chaussée flexible a été réalisé dans les laboratoires de l'Université Laval (Badiane et coll., 2014; Badiane et coll., 2015). Tout comme le présent projet, des essais expérimentaux ont été réalisés à l'aide de la fosse expérimentale et du simulateur de chargement accéléré. La chaussée flexible étudiée a été construite selon une structure typique du réseau de Transports Québec (MTMDET), soit bien différente de celle de ce projet. Pour analyser le comportement en dégel, les auteurs ont d'abord induit un gel axial sur une profondeur maximale de 1500 mm. Durant ce gel, des sollicitations mécaniques ont été induites pour quantifier la variation du comportement mécanique en fonction de différentes profondeurs de gel jusqu'à 950 mm de gel (Yi et coll., 2016). Les données acquises permettent de comparer la réponse de cette chaussée à celle du présent projet.

Cette analyse comparative a comme objectif principal de déterminer l'influence de la structure d'une chaussée sur la réponse mécanique durant le gel. La présentation et les comparaisons des résultats des deux projets sont effectuées selon les paramètres de réponse typiquement utilisés lors d'une conception mécaniste-empirique. Ces paramètres sont les déformations transversales à la base de l'EB et verticales au sommet du sol d'infrastructure (Carpenter, 2007; Mallick & El-Korchi, 2013).

7.5.1 Méthodologie des deux projets

La chaussée expérimentale de 2014 et celle du projet actuel ont été construites dans les mêmes laboratoires sous des conditions similaires. Dans le présent document, la chaussée du projet réalisé entre 2014 et 2016 est identifiée par A_{2014} alors que celle du présent projet est identifiée par B_{2017} . La structure A_{2014} est typique de celles du réseau de Transports Québec. C'est-à-dire qu'elle est constituée de 100 mm d'EB (EB-10, PG 58-28), 200 mm de fondation granulaire (MG20) et 450 mm de sous-fondation granulaire (MG112). La structure d'une épaisseur totalisant 750 mm repose sur un sol d'infrastructure de type sable silteux (SM).

Tout comme la chaussée actuelle, la chaussée A_{2014} a été instrumentée de capteurs à fibre optique et électriques permettant de mesurer la réponse mécanique de toutes les couches. La description complète de l'instrumentation et des matériaux de la chaussée A_{2014} est présentée dans Badiane et coll. (2014) et Yi et coll. (2016). Bien que les mesures de tous les capteurs soient très pertinentes, les comparaisons effectuées entre les deux projets ont été orientées vers les paramètres de réponse typiquement utilisés en conception mécaniste-empirique seulement. Ces paramètres sont les

déformations transversales mesurées à la base de l'EB et verticales au sommet du sol d'infrastructure respectivement. Dans la littérature, il existe plusieurs modèles qui permettent de lier ces paramètres à des lois d'endommagement.

Les principales conditions expérimentales pour les deux projets sont énumérées au Tableau 32. Le simulateur de chargement accéléré (ATLAS) a été utilisé pour solliciter les deux chaussées. La profondeur de la nappe phréatique de la chaussée A₂₀₁₄ a été de 1600 mm. Cette profondeur est similaire à celle du premier cycle de gel de la chaussée B₂₀₁₇, soit 1500 mm. Pour cette raison, les données du 1^{er} cycle de gel sont considérées aux fins de la comparaison des réponses mécaniques. Pour chaque structure, une température de -10 °C a été induite à la surface des structures de manière à induire un gel axial. Préalablement au gel, des mesures de références ont été prises (t = 0 h). Durant la progression du gel, des essais ont été réalisés périodiquement selon différents niveaux de chargements. Les principales différences entre les essais de A₂₀₁₄ et B₂₀₁₇, sont la vitesse du chariot, les charges et la dimension des pneus. Ces différences sont présentées au Tableau 32.

Tableau 32 : Caractéristiques principales des essais expérimentaux

Paramètre	Unités	A ₂₀₁₄	B ₂₀₁₇
		Données	Données
Température de gel	°C	- 10	- 10
Profondeur de la nappe phréatique	mm	1600	1500
Vitesse du demi-essieu	km/h	5	9
Chargement sur le demi-essieu	kg	5000 et 5500	4550, 5000, 5500 et 6250
Dimension du pneu		305/70R/22,5	315/80R22.5
Pression des pneus	kPa	710	710

7.5.2 Régimes thermiques et indices de gel

Les profils thermiques des deux chaussées ont été mesurés à l'aide de thermistances. La Figure 59 présente les régimes thermiques mesurés pour chacune des chaussées selon différentes profondeurs de gel. Les temps d'enregistrement associés à chacun des régimes thermiques sont indiqués en heures. Les réponses thermiques des deux chaussées sont similaires pour une même profondeur de gel. Néanmoins, quelques légères variantes peuvent être attribuées aux différences entre les deux projets tels les matériaux, structures de chaussée, niveaux de compactations et teneur en eau des matériaux. Il est important de mentionner que les températures de référence (t = 0 h) à

50 mm dans l'EB sont de 17,8 °C pour le présent projet et 11,8 °C pour Yi et coll. (2016). Ainsi, les régimes thermiques de référence des deux chaussées sont différents.

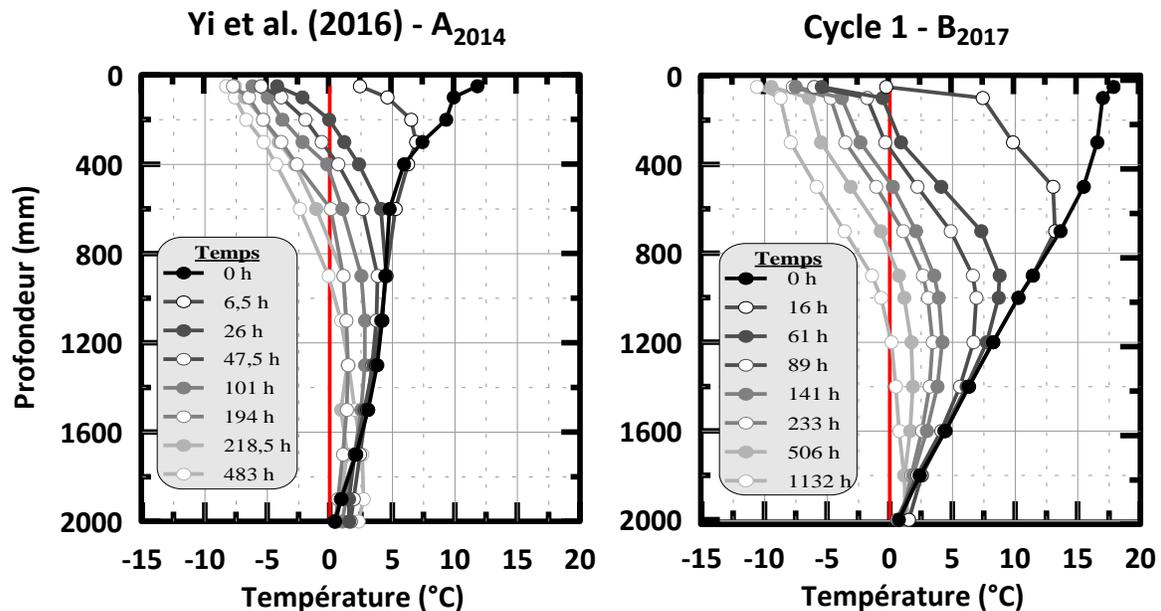


Figure 59 : Régimes thermiques de la chaussée A₂₀₁₄ et B₂₀₁₇

Dans la revue des connaissances (Tableau 14, section 2.11), les caractéristiques des programmes d'octroi de primes de charge en période hivernale (OPCH) de l'Amérique du Nord ont été décrites. Certains États et certaines provinces utilisent directement les profondeurs de gel comme critère de départ et de fin pour l'OPCH. Étant donné que la profondeur de gel n'est pas toujours mesurée sur le réseau routier, il est pertinent de définir un second paramètre qui permet de l'approximer rapidement.

L'indice de gel (IG) est fréquemment utilisé en pratique à cause de la facilité à le mesurer. Il exprime la sommation des températures moyennes journalières sous 0 °C durant la période de gel qui s'étant typiquement de novembre à mars selon la région (St-Laurent, 2006). Cet indice quantifie l'intensité et durée globale de l'hiver et permet d'approximer les profondeurs de gel. Plusieurs modèles mathématiques existent pour calculer la profondeur de gel à partir de cet indice. L'équation de Stefan, développée en 1980, a été l'une des premières formules théoriques connues permettant d'effectuer un tel calcul (Dysli, 1991; Saarelainen, 1992). Ensuite, plusieurs modèles ont été développés afin d'en améliorer la précision en développant, notamment, des modèles de conductivité thermique pour déterminer les propriétés thermiques des différents types de sol. De nos jours, le modèle CREIG (Côté & Konrad, 2005b) est reconnu pour estimer ces propriétés

essentielles aux analyses de transferts de chaleur. Pour les chaussées, il existe des modèles d'approximation simples et plus complexes qui permettent de calculer la profondeur de gel selon le niveau de précision désiré (Duffy et coll., 2016; Huen et coll., 2006; Soliman et coll., 2008).

Pour les deux chaussées expérimentales, les températures de l'air à la surface des chaussées n'ont pas été mesurées. Cependant, les températures ont été enregistrées à toutes les heures à une profondeur de 50 mm dans l'EB. Les profondeurs de gel de chacune des structures et la profondeur moyenne sont présentées à la Figure 60 selon la racine carrée de l'indice de gel calculé à 50 mm de profondeur (IG_{50mm}). La racine carrée de l' IG_{50mm} permet d'obtenir une représentation linéaire des données.

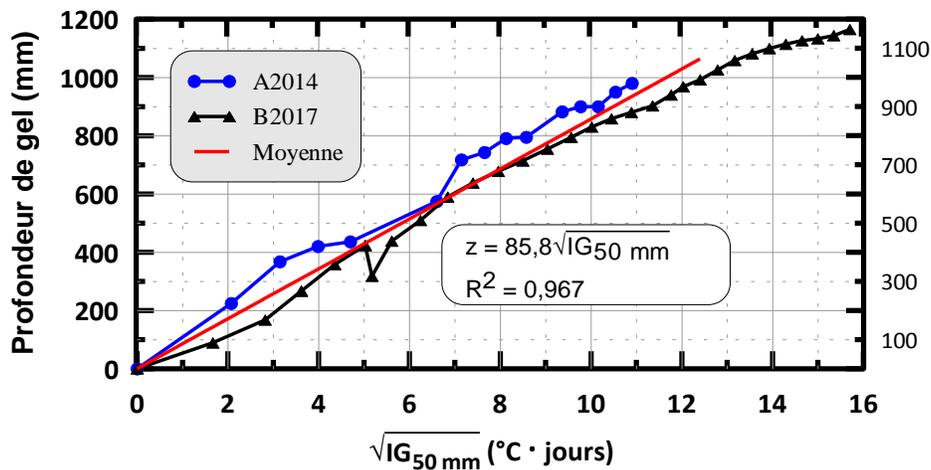


Figure 60 : Profondeur de gel selon la racine carrée de l'indice de gel à 50 mm dans l'EB

Le décalage observé entre les profondeurs de gel des deux chaussées est attribué aux différentes structures, matériaux et teneurs en eau des chaussées flexibles. La profondeur de gel dans un sol dépend de plusieurs facteurs, dont la conductivité thermique des sols, la teneur en eau et la température (Côté & Konrad, 2005b). Dans l'ensemble, la profondeur de gel (z) entre les deux chaussées est similaire et est décrite par une fonction puissance exposant 0,5 représentée par la droite rouge et l'équation (28). Pour une profondeur de gel de 600 mm, l' IG_{50mm} mesuré est d'environ 49 °C·jours. Dans la littérature, certains projets ont enregistré des profondeurs de gel sur des chaussées réelles selon l'IG à la surface. C'est notamment le cas des projets de Huen et coll. (2006) et Soliman et coll. (2008) qui ont réalisé respectivement des mesures sur une route de l'Ontario et du Manitoba. L'IG obtenu pour une profondeur de gel de 600 mm a été respectivement de 112 et 156 °C·jours, soit bien au-delà des mesures expérimentales.

$$z = 85,8 * \sqrt{IG_{50mm}} \quad (28)$$

où

z : profondeur de gel (mm)

IG_{50mm} : Indice de gel à 50 mm de profondeur dans la chaussée expérimentale (°C·jours)

De ces observations, l' IG_{50mm} mesuré expérimentalement n'est pas représentatif de la réalité et ne doit pas être considéré dans l'analyse des données expérimentales. L'importante disparité peut être causée par les conditions de gel expérimental qui ne considèrent pas la radiation solaire, les précipitations, la chaleur de la terre, etc., et qui sont en conditions stationnaires. Les conditions expérimentales accélèrent substantiellement le gel de la chaussée. Dans la réalité, en l'absence de mesures directes de la profondeur de gel, les équations de prédictions peuvent être utilisées. Le niveau de précision et la complexité du calcul varient selon la tolérance au risque d'une administration. Pour ces raisons, les résultats du présent projet sont présentés uniquement selon la profondeur de gel. La corrélation des résultats selon l'IG est laissée à la discrétion du lecteur.

7.5.3 Résultats et comparaison des réponses mécaniques

La Figure 61 illustre les déformations transversales à la base de l'EB (EB-VR_{def}) et les déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure (Infra-VR_{def}). Les comportements mécaniques des chaussées sont présentés selon la profondeur de gel et selon les charges de 5000 et 5500 kg. Les VR de la chaussée A₂₀₁₄ sont présentées en bleues alors que celles de la chaussée B₂₀₁₇ sont présentées en noires. Pour la déformation EB-VR_{def} de B₂₀₁₇, les données du 2^e cycle de gel ont été considérées dues aux problèmes rencontrés avec ce capteur lors du 1^{er} cycle. Il est possible d'utiliser ces données, car il a été démontré que les EB-VR_{def} calculées sont très similaires entre les deux cycles (section 7.4.3). Les déformations Infra-VR_{def} sont analysées en utilisant les données du 1^{er} cycle de gel. Ce choix est justifié par les conditions hydriques similaires entre les deux projets (profondeurs de nappes de 1500 mm et 1600 mm).

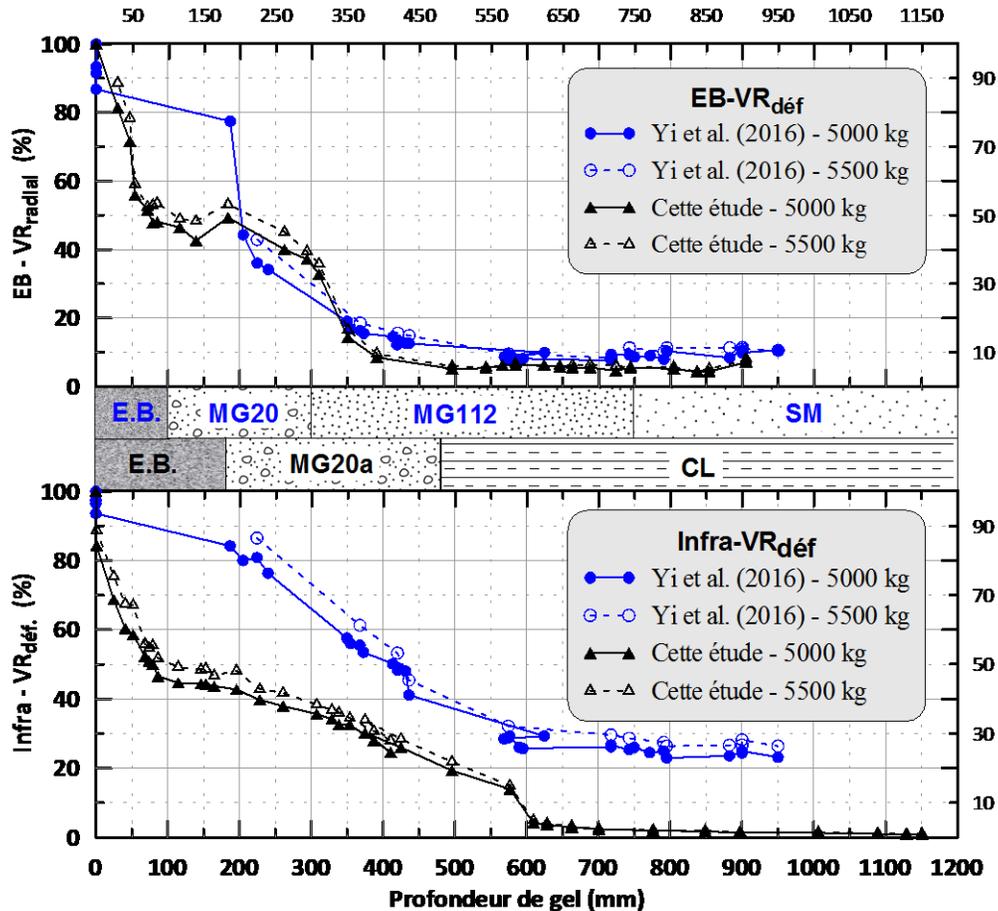


Figure 61 : Déformations transversales relatives à la base de l'EB et déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure pour les deux chaussées (A_{2014} et B_{2017})

Malgré les différentes structures, les chaussées expérimentales ont un comportement mécanique similaire durant le gel. Dès le refroidissement de l'EB, les valeurs relatives calculées diminuent substantiellement. Toutefois, les VR sont nettement inférieures pour la chaussée constituée de la couche d'EB la plus épaisse (B_{2017}). L'enrobé bitumineux est généralement la couche la plus rigide d'une chaussée et, en refroidissant, son module dynamique accroît rapidement (Figure 36, section 5.2.4). Il est donc tout à fait logique qu'une couche d'EB plus épaisse engendre une diminution plus importante des contraintes et déformations durant son refroidissement. Cette différence est observée sur Figure 61 où la diminution des déformations est nettement supérieure pour la chaussée constituée de 180 mm d'EB (B_{2017}). De plus, comme mentionnée précédemment, la température de référence dans la chaussée A_{2014} a été inférieure à celle de B_{2017} . Selon la courbe maîtresse de l'EB définie dans Badiane et coll. (2014), le module dynamique de l'enrobé à 11 °C et 18 °C est respectivement de 2800 MPa et 1145 MPa pour une fréquence de 1 Hz. Les

différentes épaisseurs et températures de référence peuvent expliquer, en partie, la diminution plus faible des VR suivant le refroidissement de l'enrobé.

Suivant la progression du gel dans les matériaux non liés, la diminution des déformations se poursuit. Pour l'EB, l'extension à la base est significativement réduite dès que 300 mm de matériaux non liés est gelé. Il a été démontré (Figure 52) que les matériaux non liés subissent très peu de déformation lorsqu'ils sont gelés. Sous ces conditions, l'EB est supporté par une couche très rigide empêchant celui-ci de fléchir sous la sollicitation de la roue en mouvement.

Pour la déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure, le taux de diminution est relativement constant durant la progression du front de gel dans les matériaux non liés. Peu importe le type de sol et la structure de chaussée, la diminution est relativement constante jusqu'à la profondeur de 600 mm. Dans la chaussée A₂₀₁₄, la base inférieure du capteur de déformation vertical est localisée à une profondeur de gel de 900 mm. Ce capteur montre qu'il n'y a plus de réduction substantielle des déformations au-delà d'une profondeur de gel de 600 mm, et ce malgré que le capteur ne soit pas situé dans une couche de sol gelé.

Peu importe la structure et la charge considérée, les déformations transversales à la base de l'EB et les déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure sont minimales ou atteignent un minimum à une profondeur maximale de gel de 600 mm. À cette profondeur, l'augmentation de charge semble avoir un effet non significatif sur le comportement mécanique des chaussées par rapport aux déformations de référence. Le comportement mécanique de la chaussée dépend à la fois du refroidissement de l'EB et du gel des matériaux granulaires.

7.6 Prédiction de la réponse mécanique avec WinJULEA

Les essais expérimentaux ont permis de documenter la réponse mécanique de deux chaussées expérimentales durant le gel hivernal. Il est pertinent de vérifier l'exactitude de ces mesures en les comparant à des résultats théoriques calculés à l'aide du logiciel de calculs multicouches linéaires élastiques WinJULEA. Cette analyse permet de valider si un tel logiciel peut être utilisé pour évaluer la réponse mécanique d'une chaussée durant le gel. De multiples simulations ont été réalisées suivant les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux de chaussée. Le choix des propriétés est basé sur les divers essais de caractérisation présentés au chapitre 5. Certaines approximations ont été nécessaires pour assurer une méthodologie de calcul rationnelle, dont la définition du module réversible des matériaux non liés gelés.

Toutes les approximations et les propriétés mécaniques des matériaux gelés et non gelés de la chaussée sont présentées dans les sous-sections suivantes. La méthodologie de calcul préconisée y est expliquée précisément. Les résultats obtenus sont comparés aux mesures expérimentales à l'aide de figures. Ces comparaisons permettent de démontrer la fiabilité des mesures expérimentales et la validité d'un logiciel de calculs linéaires élastiques.

7.6.1 Caractérisation des matériaux lors de la déconstruction (DCP et teneurs en eau)

L'étape préliminaire à la réalisation des calculs linéaires élastiques est de définir précisément les propriétés mécaniques des matériaux de la chaussée. En addition aux essais de caractérisation présentés au chapitre 5, un essai au pénétromètre dynamique (DCP) a été réalisé à la fin des essais expérimentaux. Le DCP permet de mesurer et d'estimer les propriétés in situ des matériaux non liés à l'aide de relations empiriques. Jumelés au DCP, des échantillons ont été prélevés dans la fondation granulaire et le sol d'infrastructure lors de la déconstruction de la chaussée flexible pour effectuer des essais de teneur en eau.

Le pénétromètre dynamique est un appareil géotechnique qui permet d'obtenir un profil de résistances et de déduire rapidement les propriétés mécaniques in situ des matériaux. La méthode consiste à enfoncer par battage un cône de 20 mm de diamètre fixé sur une tige munie d'une enclume. Le battage est réalisé avec une masse et une hauteur de chute normalisée. Après chaque impact, la profondeur de la tige est notée et les profils sont tracés sur un graphique (mm/coups). Les résultats pour la chaussée du présent projet sont montrés à l'aide de la courbe d'indice de pénétration (DCPI) en fonction de la profondeur (Figure 62). L'indice de pénétration moyen (DPI) est ensuite calculé pour chaque couche et des équations empiriques permettent d'approximer le module réversible selon le type de sol.

Pour la chaussée expérimentale, les essais DCP ont été réalisés au centre de la fosse lors du démantèlement du simulateur, soit le 2016-09-08. Les essais ont été réalisés environ 1,5 mois suivant le drainage de l'eau dans la fosse. Le M_R des matériaux granulaires a été calculé selon la méthode indirecte proposée par le MEDPG qui relie le DCP au CBR selon les équations (29) et (30). Le M_R et la résistance au cisaillement non drainée (c_u) des matériaux cohérents (CL) ont été calculés selon les modèles de corrélation de Boutet et coll. (2007) qui calculent le module équivalent mesuré au deflectomètre à masse tombante (E_{LWD}), équations (31) et (32). Les paramètres des équations sont définis préalablement dans ce mémoire.

$$CBR = \frac{292}{DPI^{1,12}} \quad (29)$$

$$M_R (psi) = 2555 * (CBR)^{0,64} \quad (30)$$

$$\log(E_{LWD}) = -2,78 * \frac{\log(DPI)}{\sqrt{IP * \rho_d}} + 2,82 \quad (31)$$

$$\log(cu) = -20 * (\sqrt{IP} * (\rho_d))^{1/4} * \log(DPI) + 2,39 \quad (32)$$

Les mesures et les résultats sont présentés à la Figure 62 et au Tableau 33. Le DPI du MG20 obtenu est de 5,77 mm/coups et celui du sol d'infrastructure est de 101,20 mm/coups. Les M_R calculés respectivement dans la fondation et l'infrastructure sont de 189,8 et 27,2 MPa.

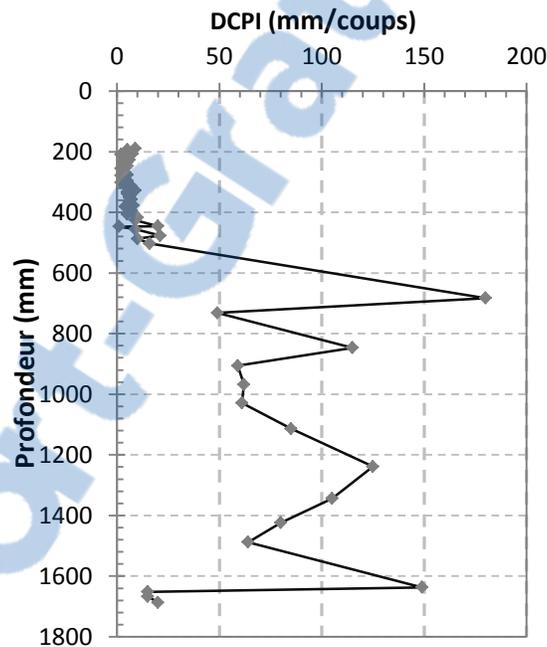


Figure 62 : Essai au DCP, fosse expérimentale

Tableau 33 : Résultats des essais au DCP

Couche	DPI (mm/coups)	CBR équivalent (%)	M_R ou E_{LWD} MPa	Cu kPa
Fondation granulaire	5,77	41 %	189,8	n/a
Infrastructure (CL)	101,20	n/a	27,2	45,8

Au cours de l'excavation de la fosse, cinq teneurs en eau ont été prélevées soit trois dans la fondation granulaire et deux dans le sol d'infrastructure. Cependant, les teneurs en eau ont été

mesurées 1,5 mois suivant le retrait de la nappe phréatique dans la fosse, donc les conditions hydriques ont varié durant ce temps. D'ailleurs, les teneurs en eau massique mesurées dans la fondation sont inférieures à celles mesurées au cône de sable lors de la construction de la chaussée. À l'inverse, dans l'infrastructure, les teneurs en eau sont supérieures, car, à la suite de la construction, la nappe phréatique a augmenté la teneur en eau dans cette couche. Le Tableau 34 présente les teneurs en eau obtenues selon la profondeur de l'échantillonnage. Malgré la période de séchage, ces données permettent de mieux approximer les teneurs en haut des matériaux.

Tableau 34 : Teneurs en eau dans la chaussée lors de la déconstruction

Profondeur (mm)	Couche	Teneurs en eau, construction (cône de sable) (% massique)	Teneurs en eau, déconstruction (% massique)
200	Fondation granulaire	4,6	3,22
300	Fondation granulaire		3,37
400	Infrastructure		3,54
500	Infrastructure	21,15	21,42
600	Infrastructure		21,97

7.6.2 Paramètres de calcul

Maillage de calcul de la chaussée expérimentale

Plusieurs éléments ont été considérés pour établir le maillage de calcul de WinJULEA illustré à la Figure 63. Au total, treize couches ont été définies, soit une dans l'enrobé bitumineux, quatre dans la fondation granulaire, 6 dans l'infrastructure, 1 pour la couche de gravier concassée à la base de la fosse et une pour le béton au fond de la fosse. Les points d'analyses de la réponse mécanique sont localisés aux profondeurs de 0 mm pour la déflexion de surface, 180 mm pour les déformations horizontales à la base de l'enrobé bitumineux et 540 mm pour les déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure. Ces points d'analyse sont présentés par les symboles « X ». Les pneus jumelés du demi-essieu ont été considérés comme étant deux surfaces égales situées à une distance de 360 mm centre à centre.

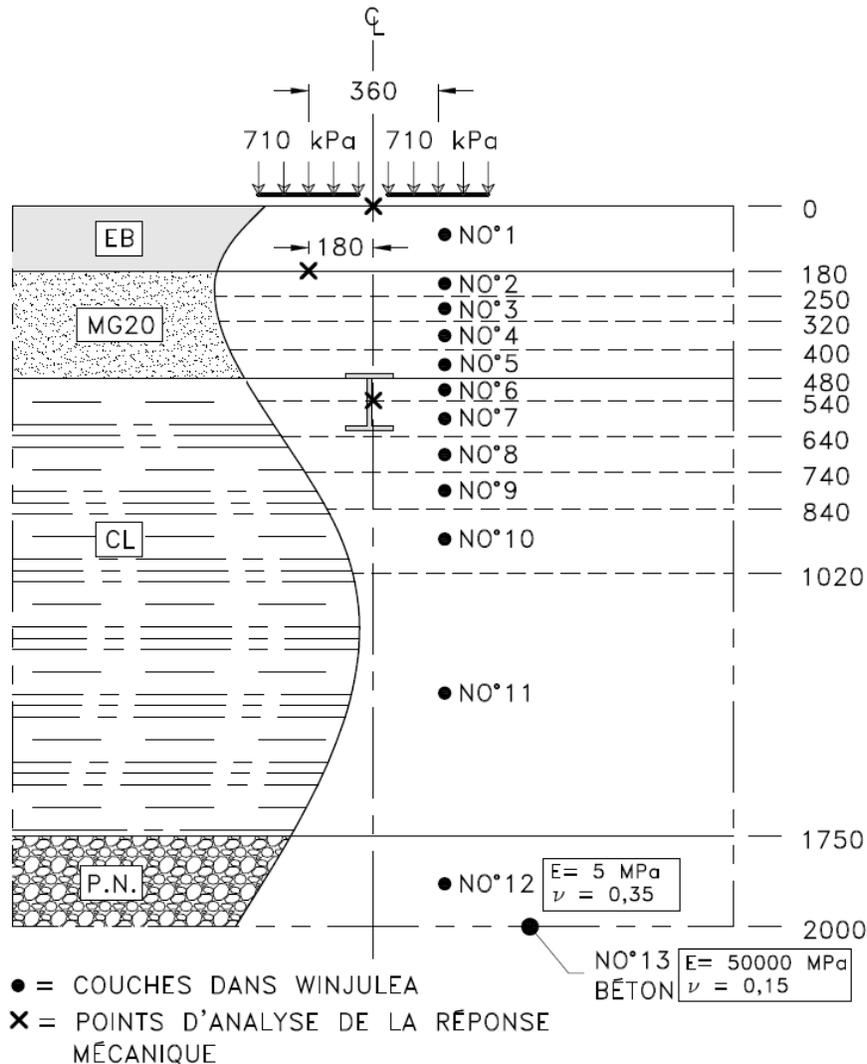


Figure 63 : Maillage de calcul programmé dans WinJULEA

L'équilibre entre la précision et la rapidité de calcul est considéré dans le choix du maillage. Les propriétés mécaniques de chacune des couches sont présentées dans les sous-sections suivantes. La couche supérieure, soit L'EB, est définie comme une couche homogène de 180 mm d'épaisseur dont le coefficient de poisson varie selon le module dynamique (modèle MEPDG). Le module dynamique est calculé selon le modèle de Witczak, présenté à la section 5.2.2. La moyenne du module de la couche de base et de surface est considérée. En partie supérieure, le maillage serré dans la fondation granulaire permet à la fois de considérer la variation des contraintes générée par le passage de la charge, de simuler plusieurs profondeurs de gel et de varier la température au sein des couches. La variation des températures permet de reproduire le régime thermique selon la profondeur de gel (Lemieux, 2001). Dans la revue de connaissance, il a

été démontré qu'en condition gelée, le module réversible d'un matériau non lié augmente rapidement lorsque la température passe de 0 à -4 °C (Berg et coll., 1996; Simonsen et coll., 2002). Également, les essais expérimentaux ont montré qu'un gain de rigidité substantiel de la chaussée est observé dès le gel de l'EB et de la fondation granulaire. Le maillage serré en partie supérieure est prévu pour reproduire progressivement ces variations rapides en début de gel. Suivant la profondeur, les épaisseurs des couches augmentent dans le sol d'infrastructure, car les mesures expérimentales ont montré que la variation des contraintes et déformations est très faible dès qu'une profondeur de gel de 600 mm est atteinte.

Les points d'analyses du comportement mécanique (représentés par des X) correspondent aux coordonnées des différents capteurs installés dans la chaussée expérimentale. L'analyse est réalisée selon les paramètres de réponse typiquement considérés lors d'une conception mécaniste-empirique, soit la déformation transversale à la base de l'EB et la déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure (Asphalt Institute, 1982; Carpenter, 2007), car des lois d'endommagement bien documentées sont disponibles. En addition à ces deux paramètres, une analyse selon la déflexion de surface a également été réalisée en utilisant la loi d'endommagement proposée par Doré et Zubeck (2009). Tout comme il a été mesuré dans la chaussée expérimentale, les déformations horizontales à la base de l'EB sont calculées sous le centre d'une des roues jumelées (180 mm du centre de la chaussée). Les analyses de déflexion et de déformation verticale sont réalisées au centre des roues jumelées. Les déflexions sont calculées en surface tandis que les déformations verticales au sommet de l'infrastructure sont calculées à 60 mm de profondeur à partir du sommet de cette couche. Cette profondeur a été considérée puisqu'elle représente le centre du capteur de déformation verticale, soit l'épaisseur moyenne de sol qui est compressée lors d'une mesure expérimentale.

De manière à augmenter la précision et la représentativité des simulations, la couche de 250 mm d'épaisseur de pierre nette (P.N.) et le béton armé au fond de la fosse ont été intégrés dans les calculs. Les propriétés de ses couches sont présentées à même la Figure 63 et sont restées inchangées durant tous les calculs.

Définition de la charge

Les simulations WinJULEA ont été réalisées pour des charges de 5000 et 6250 kg en considérant les conditions thermiques mesurées durant le 1^{er} cycle de gel. Les pressions et les aires de contact ont été mesurées à l'aide de l'équipement TekScan tel que présenté précédemment (section 4.2.7). Dans le logiciel WinJULEA, deux surfaces circulaires, égales et espacées de 360 mm c/c ont été

utilisées pour les calculs. L'espacement correspond à celui des pneus jumelés du demi-essieu expérimental. Les surfaces circulaires représentent une approximation de la surface réelle.

Contraintes statiques

Il est bien connu qu'un remblai routier génère des contraintes statiques dans les sols. Ces contraintes verticales et horizontales doivent être considérées dans les calculs puisque le module réversible des matériaux non liés dépend à la fois des contraintes de confinement et des contraintes verticales générées par les véhicules lourds. Les contraintes de confinement n'ont pas été mesurées précisément durant les essais expérimentaux, mais il existe des relations simples pour les approximer. Les contraintes verticales statiques (σ_v) sont calculées selon l'équation (33) par la sommation du poids volumique (γ) de chaque couche de matériau ou sol multiplié par leur épaisseur respective (z). Les poids volumiques considérés dans les calculs sont indiqués au Tableau 35 et ont été obtenus à partir des essais de caractérisation (Chapitre 5).

$$\sigma_v = \sum_i^n \gamma_i * z_i \quad (33)$$

Les contraintes horizontales (σ_h) peuvent être approximées à l'aide du coefficient des terres au repos (K_0) qui est défini par le ratio de la pression horizontale sur la pression verticale ($K_0 = \sigma_h / \sigma_v$). Le MEPDG, NCHRP I-37A (ARA Inc., 2004) propose deux modèles pour estimer le K_0 d'un sol non gelé selon sa nature. Pour les sols pulvérulents, le modèle proposé est :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (34)$$

alors que pour les sols cohérents le modèle est :

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \quad (35)$$

Selon le MEPDG, le K_0 varie généralement de 0,4 à 0,6 pour les matériaux granulaires non liés, les sols d'infrastructure et le socle rocheux. Ainsi, le K_0 utilisé pour les calculs des contraintes horizontales statiques dans les couches non gelées a été de 0,5 pour la fondation et l'infrastructure.

Tableau 35 : Poids volumique (γ) des matériaux considérés pour les simulations WinJULEA

Matériau	Unités	Poids volumique γ
Enrobé bitumineux (EB10S)	kN/m ³	24
Fondation granulaire (MG20)	kN/m ³	20,8
Sol d'infrastructure (CL)	kN/m ³	15,9

Récemment, certains projets de recherche ont tenté de déterminer le K_0 des matériaux gelés (Lee et coll., 2016; Yao et coll., 2014). Lee et coll. (2016) ont réalisé un programme expérimental orienté sur l'analyse de la variation des K_0 selon différentes températures inférieures à zéro. Des essais triaxiaux, de cisaillements directs et œdométriques ont été menés sur divers échantillons de sable ayant des teneurs en silts (sc) différentes. Pour de faibles états de contraintes (contrainte verticale effective de 143 kPa), les résultats ont démontré que les K_0 étaient faibles ($\approx 0,1$). Suivant l'augmentation des contraintes, les K_0 croissent, car les liens de glaces commencent à se briser. Plus les contraintes augmentent et plus le K_0 s'approche de sa valeur à l'état non gelé. Ces résultats démontrent que les liens de glace «cimentent» les particules et diminuent le transfert des contraintes verticales vers des contraintes horizontales. Des valeurs de K_0 mesurés selon différentes contraintes verticales effectives sont présentées à la Figure 64 pour un sable ayant différentes densités relatives (D_R) et teneurs en silt.

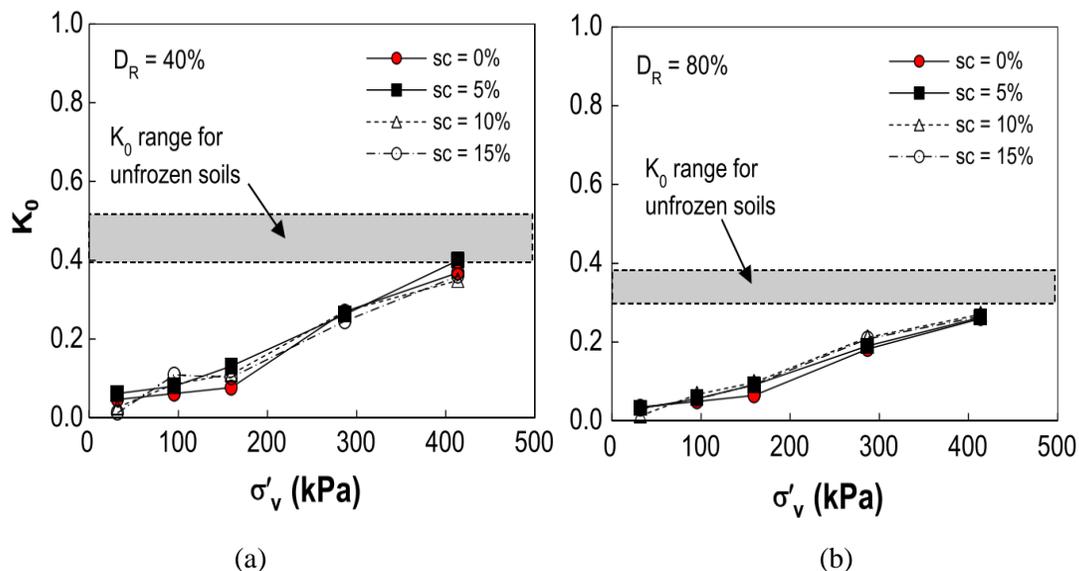


Figure 64 : Valeurs de K_0 mesurées pour un sable de (a) $D_R = 40 \%$ et (b) $D_R = 80 \%$ (Modifiées de Lee et coll. (2016))

Dans les chaussées, le niveau de contraintes est généralement de faible amplitude. Pour le présent projet, les mesures expérimentales ont montré des amplitudes de contraintes très faibles lorsque la

chaussée est gelée. Pour cette raison, le K_0 qui a été choisi pour les matériaux gelés dans la chaussée est d'environ 0,1.

Également, la compaction des matériaux d'une chaussée peut induire des contraintes largement supérieures à celles que la chaussée subira durant sa vie utile (Tutumluer & Thompson, 1997). Ces contraintes incluent les effets de confinement et d'imbrication des particules générées lors du compactage. Selon Tutumluer & Thompson (1997), plusieurs chercheurs sont d'avis que les contraintes résiduelles devraient être considérées dans l'évaluation des contraintes d'une chaussée et dans le calcul des M_R . Dans le cadre de ces calculs, ce niveau de précision n'a pas été jugé nécessaire puisqu'il s'agit d'une vérification approximative des mesures en utilisant WinJULEA.

Coefficients de poisson

Le coefficient de poisson (ν) est un intrant requis dans les modèles de calcul de la réponse mécanique des chaussées flexibles bien que son effet soit peu significatif (MEPDG). Le coefficient de poisson pour l'enrobé bitumineux est calculé selon la méthode du MEPDG et varie selon le module dynamique de cette couche (équation (36)).

$$\nu = 0.15 + \frac{0.35}{1 + e^{(-12.452 + 2,291 * \log |E^*|)}} \quad (36)$$

Pour les matériaux non liés et non gelés, les valeurs typiques sont utilisées (MEPDG), soit 0,33 pour la fondation granulaire et 0,45 pour le CL. Pour les matériaux gelés soumis à de faibles contraintes, il faut s'attendre à ce que les valeurs de ν soit inférieure à celles du sol non gelé dû aux faibles mesures de K_0 (Lee et coll., 2016). Dans la littérature, il y a peu de projets de recherche orientés sur le coefficient de poisson des matériaux gelés. Néanmoins, quelques projets ont démontré que le coefficient de poisson diminue lors du gel et avec la diminution des températures. Sous ces conditions, la rigidité des sols est principalement influencée par l'eau non gelée (Hu et coll., 2013; Sheng et coll., 2003; Zhankui et coll., 1998).

Malgré qu'ils soient rares, il est possible de trouver quelques projets de recherche qui documentent la variation du coefficient de poisson. La variation de ce coefficient pour un silt à teneur en eau de 25 % et une masse volumique sèche de 1,57 g/cm³ est présentée à la Figure 65. Les essais ont été réalisés à l'aide de techniques ultrasoniques sur un échantillon provenant des dunes de Loess en Chine. La variation du coefficient de poisson pour un dépôt marin ($w = 63,05$ %), de silt ($w = 33,57$ %) et de granite extrêmement faible (EWD) est présentée à la Figure 66. Ces valeurs ont été obtenues à partir d'essais de compression uniaxiale (Hu et coll., 2013).

Malgré que ces matériaux soient différents de ceux utilisés dans la chaussée expérimentale, ils permettent tout de même d'observer que le coefficient de poisson varie relativement linéairement durant l'abaissement des températures. Dans la littérature, il n'a pas été possible de trouver des résultats sur des matériaux similaires à ceux de la chaussée.

Aux fins des calculs élastiques linéaires, le coefficient de poisson à l'état non gelé est utilisé pour tous les calculs, peu importe la température de la couche. Cependant, des calculs avec $\nu = 0,1$ pour la fondation et $\nu = 0,2$ pour l'argile (Tableau 36) ont aussi été réalisés. Ces calculs permettent de déterminer l'influence de la variabilité de ce paramètre sur les calculs théoriques du comportement mécanique d'une chaussée gelée.

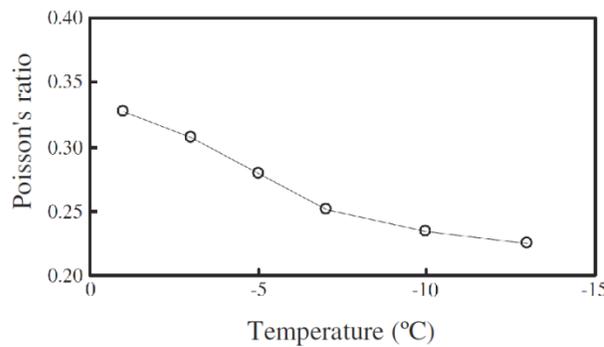


Figure 65 : ν selon la température pour le dépôt de silt des dunes de Loess, Chine (Sheng et coll., 2003)

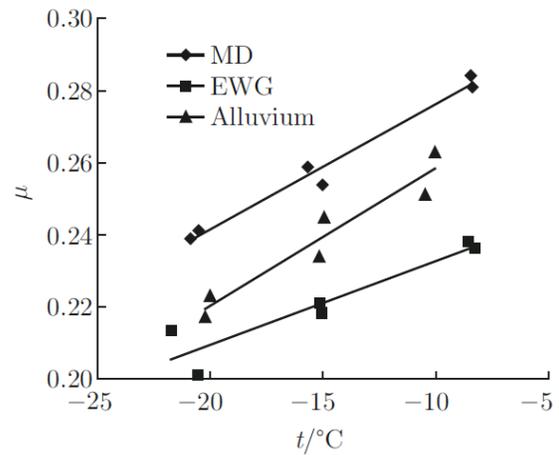


Figure 66 : ν selon la température pour un dépôt marin (MD), alluvions (silt) et un granite extrêmement faible (EWD) (Hu et coll., 2013)

Tableau 36 : Coefficients de poisson des matériaux non liés

Matériel	$\nu_{\text{(non gelé)}}$	$\nu_{\text{(gelé)}}$
Fondation granulaire	0,33	0,1 et 0,33
Sol d'infrastructure (CL)	0,45	0,2 et 0,45

Modules réversibles et dynamiques des matériaux de chaussée

Les propriétés des matériaux varient grandement selon l'état solide ou liquide de l'eau. De manière à réussir les simulations WinJULEA, il est primordial de définir les propriétés de résistance des matériaux selon l'état non gelé ou gelé des matériaux.

Les propriétés mécaniques et physiques des matériaux non gelés ont été présentées à la section 5. L'équation de Witezak permet de calculer le module dynamique moyen de la couche d'enrobé bitumineux. Généralement, en condition thermique stable, la température au tiers supérieur de l'enrobé équivaut à la température moyenne dans toute la couche (Minnesota Department of Transportation, 2012). Cette approximation a été considérée dans les calculs. La température à 60 mm de l'EB est calculée en extrapolant linéairement les mesures des thermistances aux profondeurs de 50 et 100 mm pour toutes les profondeurs de gel désirées. Tous les paramètres de l'équation du module dynamique sont définis à la section 5. La moyenne du module entre la couche de surface et celle de base a été considérée dans les calculs.

Pour la fondation granulaire, les équations obtenues selon les essais de la méthode LC 22-400 ont été privilégiées aux mesures du DCP. La méthode LC 22-400 est privilégiée, car, contrairement au module calculé par le DCP, l'état de contrainte est considéré dans le calcul du M_R . Les équations utilisées pour le M_R sont celles de l'échantillon saturé à 58 %, car il s'agit de la teneur en eau la plus similaire à celle de la chaussée. L'état de contrainte dans les matériaux non gelés a été rétrocalculé à l'aide de WinJULEA en considérant le poids des terres et les contraintes verticales générées par le simulateur. Selon les essais de caractérisation, le poids volumique de l'EB est de 24 kN/m^3 , celui du MG20 est de $20,8 \text{ kN/m}^3$ et celui de l'argile est de $15,9 \text{ kN/m}^3$.

Pour le sol d'infrastructure, les essais CBR et DCP ont permis de caractériser la résistance mécanique du matériau. Les résultats au DCP ont été retenus, car ils permettent d'évaluer la résistance du matériau en conditions in situ. Le M_R obtenu avec les équations empiriques est de 27 MPa et ne varie pas selon l'état de contrainte. Ce module réversible a été utilisé pour l'ensemble des calculs non gelés. Pour cette raison, le coefficient des terres au repos et le calcul de l'état de contrainte dans cette couche n'ont pas été requis.

Dans la revue des connaissances, il a été démontré qu'en condition gelée, les matériaux non liés subissent un gain de rigidité significatif suivant l'abaissement des températures sous zéro. Ce gain de rigidité est principalement causé par le gel de l'eau interstitielle qui «cimente» les particules entre elles (Berg et coll., 1996; Bigl & Berg, 1996a, 1996b, 1996c; Li et coll., 2010a; Li et coll., 2010b; Simonsen et coll., 2002). À ce jour, il n'y a toujours pas de consensus sur un modèle de calcul permettant d'approximer de façon fiable le M_R d'un sol gelé selon sa nature. Cependant, certains chercheurs s'entendent sur les facteurs principaux influant les M_R gelés soit les températures et la teneur en eau non gelée d'un sol (Berg et coll., 1996; Bigl & Berg, 1996c; Simonsen et coll., 2002). Pour une fondation granulaire, les M_R présentés dans la revue littéraire

varient de $\approx 27\ 500$ MPa à ≈ 3000 MPa pour une température de -4 °C. Boudali (1997) a obtenu des valeurs inférieures, mais la température de l'échantillon et la procédure de l'auteur ne sont pas fournies. Selon le *Guide for Mechanistic-Empirical Design* (ARA Inc., 2004), les valeurs moyennes du module réversible des matériaux non liés gelés (M_{Rf-moy}) dans la littérature sont

- $M_{Rf-moy} \approx 20\ 600$ MPa pour des matériaux granulaires grossiers;
- $M_{Rf-moy} \approx 13\ 800$ MPa pour des matériaux granulaires fins (silt et sable silteux);
- $M_{Rf-moy} \approx 6\ 900$ MPa pour des argiles.

À la lumière de ces résultats, il est difficile de déterminer des M_R fiables et représentatifs des matériaux utilisés dans la chaussée expérimentale. Cependant, en addition aux projets cités dans la revue de connaissance, Badiane (2016) a réalisé des essais au déflectomètre à masse tombante (FWD) sur deux structures de chaussée partiellement gelée. Les structures sont situées au Site Expérimental Routier de l'Université Laval (SERUL). Elles sont constituées de 450 mm de sous fondation granulaire de type MG112 (SF), 200 mm de fondation granulaire de type MG20 (F) et de 100 mm ou 200 mm d'enrobé bitumineux (EB). Les deux structures reposent sur un sol d'infrastructure de type SM. Les couches de F et de SF du site sont très semblables puisqu'elles proviennent du même dépôt de sol. Les bassins de déflexions ont été mesurés par des géophones à une distance de 0, 200, 300, 450, 900, 1200, 1500 et 1800 mm et d'une plaque circulaire de 300 mm de diamètre. Les charges utilisées ont été 32, 40, 53 et 71 KN. Pour quantifier la capacité portante des différentes couches constituant les chaussées, des rétrocalculs ont été réalisés avec le logiciel ELMOD. Étant donné que les essais ont été réalisés sur des chaussées partiellement gelées, il a été possible d'obtenir des valeurs de M_R gelé pour la F et SF. Les résultats de ces rétrocalculs, réalisés en 2014 et 2015, sont présentés à la Figure 67 et la Figure 68 alors que les fronts de gel et dégel associés à chaque année sont présentés à la Figure D.2 (Annexe D). L'amplitude des M_R de la fondation granulaire varie de ± 200 (dégel) à ± 3000 MPa (gelé) selon l'état gelé ou non gelée de la couche. Pour la sous-fondation, les mesures sont semblables soit de 100 MPa (dégel) à 3500 MPa (gelé). Jong et coll. (1998) ont également réalisé des rétrocalculs sur une chaussée partiellement gelée. Le M_R mesuré au début de l'hiver (2 décembre) pour une fondation granulaire gelée a été de ± 2400 MPa. Ils n'ont pas été en mesure de réaliser plusieurs essais en hiver, car la rigidité de la chaussée surpassait les capacités de l'appareil FWD.

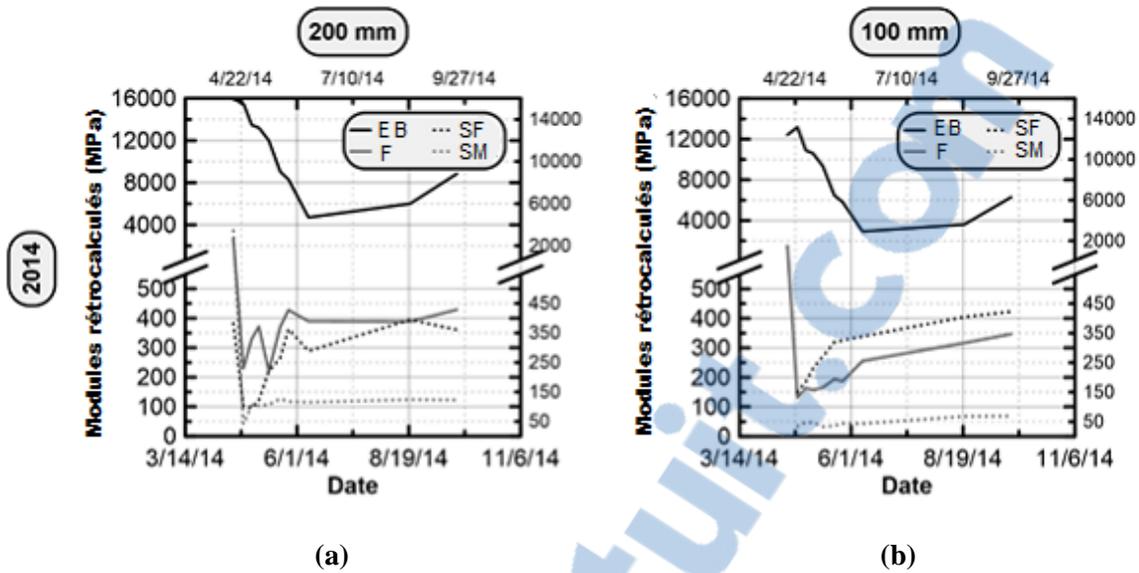


Figure 67 : Résultats des modules élastiques rétrocalculés en 2014 en fonction de la date et pour les deux chaussées (a) 200 mm d'EB et (b) 100 mm d'EB

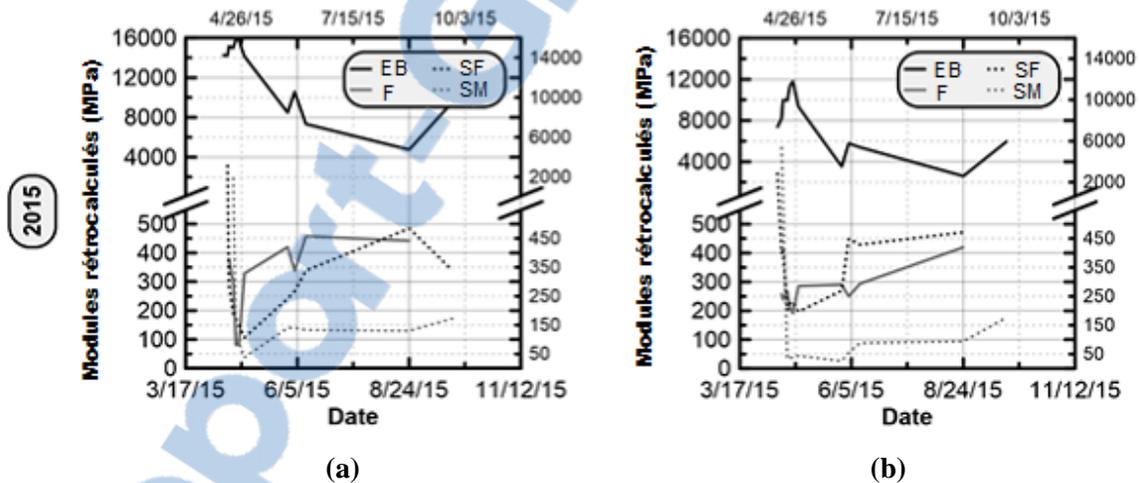


Figure 68 : Résultats des modules élastiques rétrocalculés en 2015 en fonction de la date et pour les deux chaussées (a) 200 mm d'EB et (b) 100 mm d'EB

Considérant ces résultats et ceux des études citées précédemment, il semble raisonnable et justifié d'utiliser un module réversible de l'ordre de 3000 MPa pour les calculs théoriques. Sous ces observations, le modèle de Simonsen et coll. (2002), présenté à la section 2.8.3, semble être le plus approprié, car le modèle considère la température dans le calcul du M_R et le M_R maximal est d'environ 3200 MPa. Il aurait été pertinent de mesurer les M_R gelés des matériaux de la chaussée

expérimentale en cellules triaxiales, mais il n'a pas été possible de le réaliser au cours de ce projet dû à un manque de temps et une inaccessibilité des équipements triaxiaux.

Pour un sol d'infrastructure argileux gelé, les valeurs mesurées par Berg et coll. (1996) et Simonsen et coll. (2002) sont bien différentes (voir section 2.8). Les deux études ont observé des modules inférieurs pour les matériaux argileux (CL et argile marine) à ceux des matériaux pulvérulents. Berg et coll. (1996) ont mesuré des valeurs supérieures à celles de Simonsen et coll. (2002). Il est pertinent de rappeler que les échantillons de Berg et coll. (1996) ont été saturés suite à la compaction. Tel que mentionné dans la revue de littérature, un échantillon saturé présente un M_R supérieur en condition gelé, car il y a davantage de glace qui se forme dans le matériau. Pour être consistants, les M_R qui sont considérés dans les calculs doivent être inférieurs à ceux de la fondation granulaire, car toutes les études ont démontré que les M_R d'un sol cohérent sont inférieurs à ceux des sols pulvérulents. Ainsi, les modules réversibles moyens entre Simonsen et coll. (2002) et Berg et coll. (1996) ont été considérés pour le sol de type CL. Bien entendu, cette approximation représente une simplification d'une donnée très complexe et c'est la raison pour laquelle le M_R considéré est la valeur la plus faible présentée dans la revue de connaissance. Néanmoins, la comparaison des calculs avec les mesures expérimentales permettra de valider l'amplitude des valeurs et l'effet de la variation du M_R sur le comportement mécanique de la chaussée. Les propriétés mécaniques des différentes couches de la chaussée sont présentées au Tableau 37.

Tableau 37 : Récapitulatif des modules élastiques considérés dans les calculs

Couche	Modèle	Modules (MPa) et coefficient de poisson (ν)	Remarque	Section
EB	Witczak	$\log E^* = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}}$ $\nu = \text{équation (36)}$	Température calculée au 1/3 de l'épaisseur	5.2.2
MG20 non gelé	LC 22-400	$M_R = c1 \cdot \theta + c2 + c3 \cdot \tau_{oct}$ $\nu = 0,33$	$c1 = 125$ $c2 = 0,98$ $c3 = -0,795$	5.3.5
MG20 gelé	Simonsen et coll. (2002)	$M_R = e^{k1+k2/T}$ $\nu = 0,1 \text{ et } 0,33$	$k1 = 8,17$ $k2 = 0,9$ $T < -0,5 \text{ } ^\circ\text{C}$	2.8.3
Argile Non gelée	DCP	$M_R = 27 \text{ MPa,}$ $\nu = 0,45$	M_R constant	7.6.1
Argile gelée	Simonsen et coll. (2002)	Selon : Figure 11 (b) et Figure 10 $\nu = 0,2 \text{ et } 0,45$	Varie selon la température de la couche	2.8.3

7.6.3 Méthodologie de calcul

La méthodologie de calcul préconisée dans WinJULEA est schématisée à la Figure 69 et expliquée dans les paragraphes suivants.

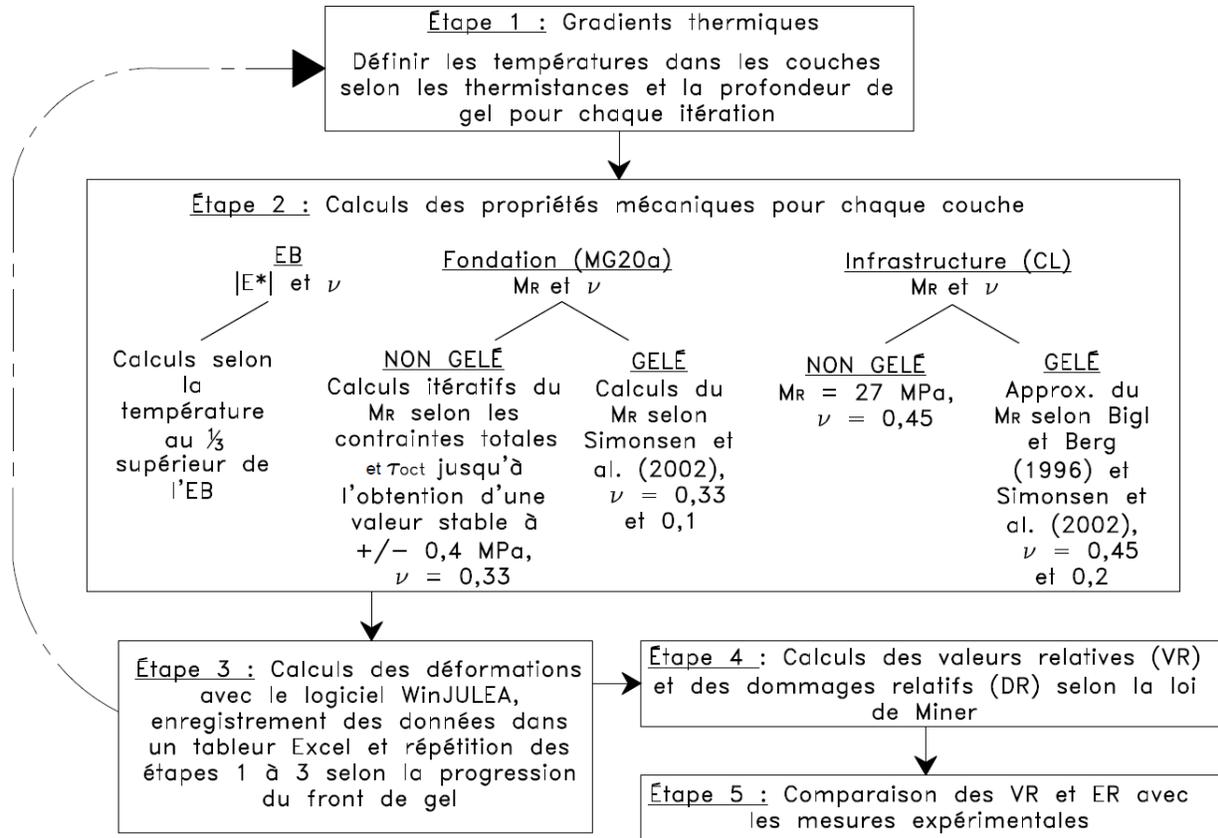


Figure 69 : Méthodologie de calcul typique, étape par étape

La première étape consiste à définir la température au sein des douze sous-couches de la chaussée. Dans le cas de la chaussée expérimentale, les températures sont obtenues à l'aide de thermistances. Sinon, les profondeurs de gel peuvent être approximées suivant différents modèles (Côté & Konrad, 2005b; Duffy et coll., 2016)

La première itération des calculs est réalisée selon des conditions thermiques estivales typiques afin de déterminer le comportement mécanique de référence de la chaussée. Ensuite, les calculs sont réalisés selon différentes températures au sein de l'EB et des matériaux non liés. Au total, 10 conditions thermiques ont été nécessaires pour calculer efficacement le comportement mécanique de la chaussée expérimentale B₂₀₁₇ durant le gel. Outre les conditions estivales typiques, les profondeurs de gel considérées ont été de 15, 60, 180, 250, 330, 466, 645, 800 et 1020 mm. Les

températures au centre de chacune des couches pour toutes les itérations de calcul sont présentées au Tableau D.1 (Annexe D).

Lorsque les températures dans toutes les couches sont établies, l'étape no°2 peut débuter. Cette étape consiste à approximer les propriétés mécaniques des matériaux. Les paramètres et équations sont présentés au Tableau 37. En condition non gelée, le M_R de la fondation granulaire varie selon les contraintes totales et octaédriques. Les états de contraintes ont été calculés par itérations à l'aide de WinJULEA selon la profondeur de gel. La tolérance acceptée a été de $\pm 0,25$ MPa pour chaque sous-couche. Pour l'infrastructure non gelée, le M_R a été défini à 27 MPa et ne varie pas selon l'état des contraintes. En condition gelée, les M_R ont été approximatés par l'équation de Simonsen et coll. (2002) et sont calculés selon la température au centre de chaque sous-couche. Les M_R calculés sont présentés au Tableau D.2 (Annexe D). Puisque les coefficients de poisson des matériaux non liés gelés sont mal définis dans la littérature, des calculs pour deux coefficients ont été réalisés. À la fin des calculs, les déformations et contraintes pour chaque coefficient sont comparées et permettent de vérifier l'influence de ce paramètre.

Une fois que les propriétés mécaniques de toutes les sous-couches sont connues et que les M_R de la fondation non gelées sont stables (itérations), la section *Input Layers* du logiciel WinJULEA est complétée et les calculs sont lancés (étape 3). Tous les résultats associés aux *Input Calculation Depths*, définis à la Figure 63, sont enregistrés dans un tableur Excel. Ensuite, les étapes 1 à 3 sont réalisées de nouveau suivant le taux de progression du front de gel désiré.

Lorsque les calculs sont terminés, les valeurs relatives des paramètres d'analyse considérés (déformations, contraintes et déflexions) sont calculées comme il a été fait pour les mesures expérimentales (section 7.4). Le comportement mécanique de la chaussée et l'endommagement sont finalement tracés graphiquement selon la profondeur de gel et sont comparés aux mesures expérimentales. Ces graphiques permettent de comparer, documenter et d'analyser le comportement mécanique théorique calculé avec celui mesuré expérimentalement.

7.6.4 Résultats et analyse comparative avec les données expérimentales

Les valeurs relatives théoriques et expérimentales du comportement mécanique de la chaussée selon la profondeur de gel sont présentées à la Figure 70, Figure 71 et Figure 72. Le comportement expérimental est délimité par les zones grises. La limite inférieure de la zone représente les valeurs relatives selon la charge de référence (5000 kg) tandis que la limite supérieure représente les mesures effectuées selon la surcharge de 25 % (6250 kg). Les résultats

des simulations WinJULEA sont présentés selon les différentes courbes colorées où la bleue équivaut à la charge de référence et la rouge équivaut à la surcharge de 25 %. Les résultats présentés sont la déflexion de surface (Figure 70), les déformations transversales à la base de l'EB (Figure 71) et la déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure (Figure 72). Les calculs de la déformation longitudinale à la base de l'EB ont également été réalisés, mais comme les résultats sont très similaires à ceux de la déformation transversale, ils sont présentés à l'annexe D seulement.

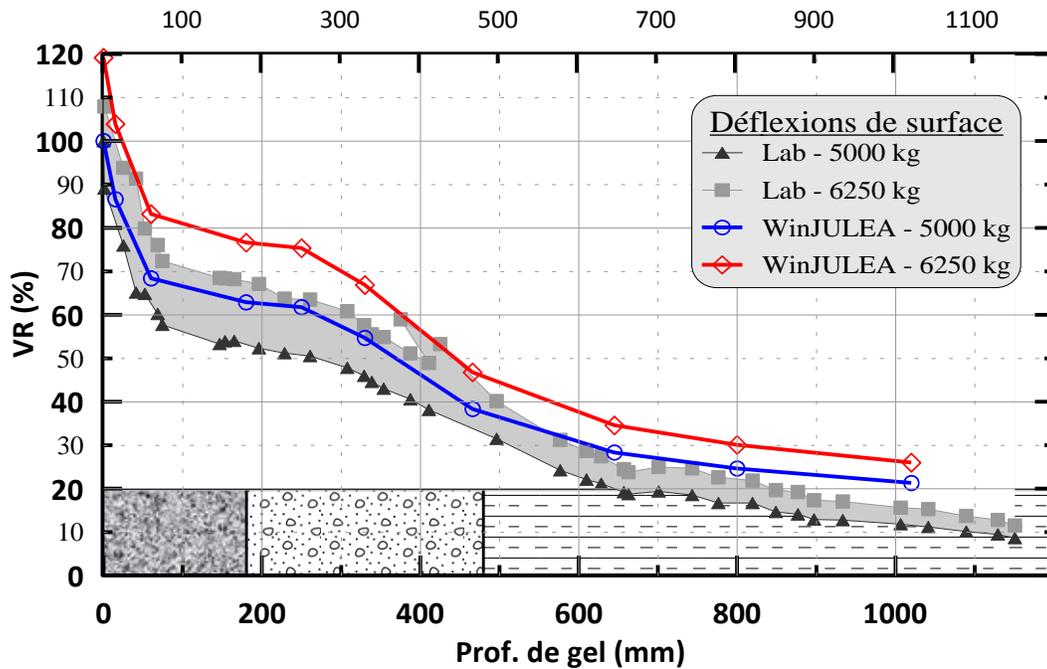


Figure 70 : Déflexions de surface théoriques et expérimentales, structure B2017

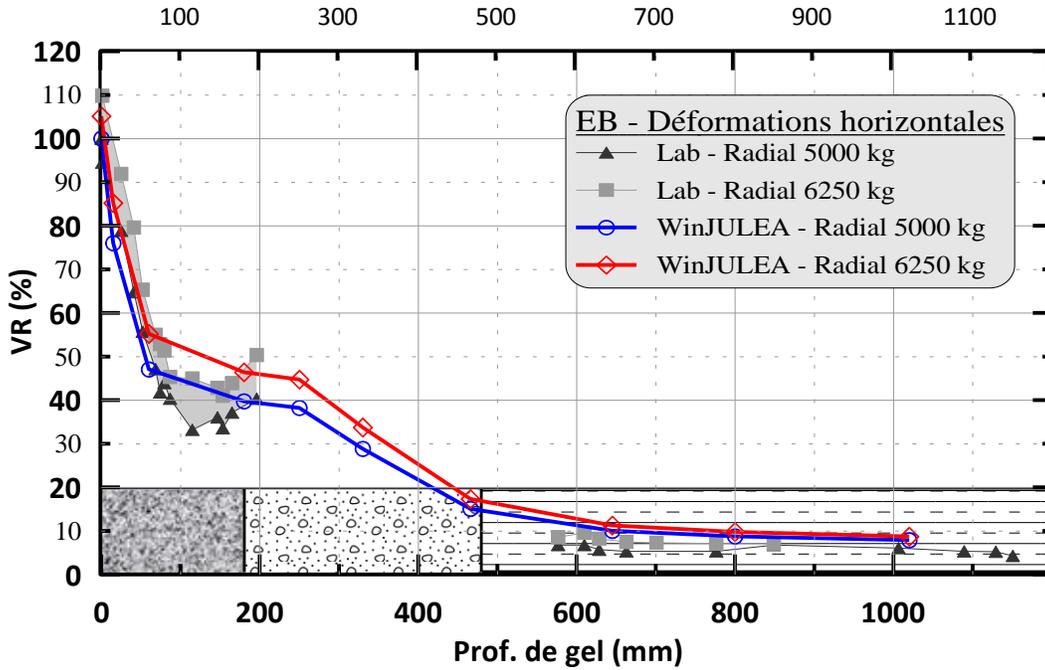


Figure 71 : Déformations horizontales à la base de l'EB théoriques et expérimentales ($z = 180$ mm), structure B2017

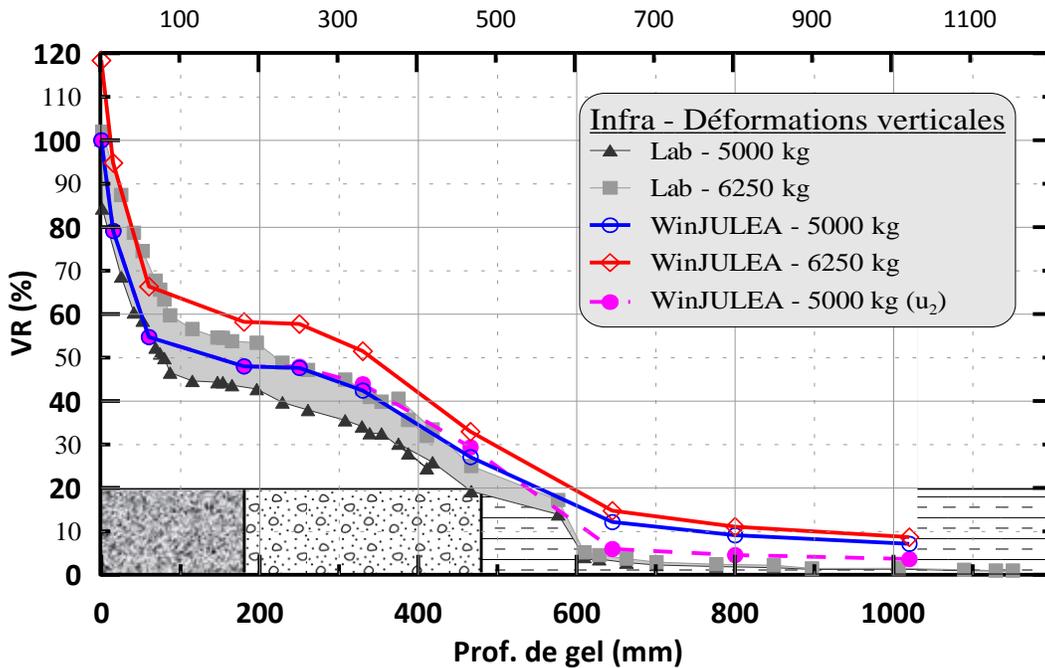


Figure 72 : Déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure théoriques et expérimentales ($z = 520$ mm), structure B2017

Pour l'ensemble des résultats présentés, les valeurs relatives mesurées expérimentalement et calculées théoriquement sont similaires. D'abord, dès le refroidissement de l'EB, une diminution importante des VR se produit. Il s'agit en fait de la diminution la plus rapide pour l'ensemble des mesures. Ensuite, selon la progression du gel dans les matériaux de la chaussée, la diminution des déformations se poursuit selon un taux relativement constant jusqu'à la profondeur de 600 mm. À partir de cette profondeur, les diminutions des VR sont très lentes pour tous les paramètres considérés. Somme toute, les changements de pente et les taux de diminution des VR sont très similaires à ceux des mesures expérimentales.

La principale différence est le décalage vertical des VR selon la progression du front de gel entre les deux méthodes d'analyse. Les calculs WinJULEA montrent des VR supérieures à celles expérimentales. Ce décalage des courbes peut être attribué aux nombreuses approximations nécessaires aux calculs WinJULEA. D'abord, les propriétés physiques et mécaniques des matériaux modélisés peuvent différer de la chaussée expérimentale et induire une variation de son comportement mécanique. Ce phénomène est particulièrement important lors du calcul des déformations et des contraintes de références ($t = 0$ h) puisque ces valeurs sont utilisées pour l'ensemble des calculs de VR. Ensuite, le nombre d'applications de charge, l'historique des contraintes, la pression de confinement, l'état de contraintes appliqué et la densité des matériaux d'une chaussée font partie des principaux facteurs qui influencent la réponse mécanique des matériaux granulaires (Poupart, 2013). Le logiciel WinJULEA ne permet pas de reproduire parfaitement cet historique, ce qui induit forcément une certaine variation dans les calculs.

De plus, le simulateur *ATLAS* permet de considérer la rotation des contraintes générées par une roue en mouvement contrairement à WinJULEA. La rotation des contraintes a une répercussion négative importante sur le comportement de la chaussée puisqu'elle provoque une sollicitation plus agressive que celle d'un chargement axial. Lekarp et coll. (2000b) ont observé que la déformation permanente mesurée en considérant la rotation des contraintes est d'environ deux fois supérieures à celle engendrée par un chargement axial sur des matériaux non gelés. Durant le gel, la rigidité des couches supérieures de la chaussée augmente significativement diminuant les contraintes au niveau des couches inférieures. Donc, l'effet de la rotation des contraintes est atténué par cette diminution des sollicitations dans les couches. Ainsi, si la valeur de référence ($t = 0$ h) est nettement supérieure lorsque la rotation des contraintes est considérée, il va sans dire que les VR calculées par la suite seront inférieures.

En addition à ces calculs, l'effet de la variation du coefficient de poisson en fonction de la température des matériaux granulaires non liés a été vérifié. Les calculs ont été réalisés en utilisant des coefficients approximatifs de 0,1 et 0,2 pour la fondation granulaire et l'infrastructure en condition gelée. Aucune variation des VR n'a été observée pour les paramètres de déformation horizontale à la base de l'EB et la déflexion de surface. Pour la déformation au sommet de l'infrastructure, la variation observée est présentée par la courbe pointillée magenta (Figure 72). La variation du coefficient de poisson de la fondation granulaire n'est pas significative sur la déformation verticale de l'infrastructure puisqu'elle génère une très faible variation des déformations verticales. Cependant, la variation du coefficient de poisson à même l'infrastructure engendre une diminution maximale d'environ 6 % des VR. Cette variation est très faible et montre que la variation du coefficient de poisson est peu significative pour les calculs linéaires élastiques.

Malgré ces différences, les résultats obtenus entre les deux méthodes d'analyse sont similaires et permettent de montrer que les mesures expérimentales sont fiables. La fiabilité des calculs pourrait être améliorée en utilisant des propriétés des matériaux plus précis tels que la mesure des M_R en conditions gelées à l'aide d'une cellule triaxiale. Une analyse similaire de la structure de Yi et coll. (2016) a été réalisée. Les propriétés mécaniques des sols sont décrites dans Badiane et coll. (2015) et Soto (2016). Un tableau résumé des propriétés considérées pour les calculs est présenté à l'Annexe D (Tableau D.3 et Tableau D.6). Puisque les résultats sont similaires à ceux de la structure du présent projet, ils sont uniquement présentés à l'annexe D (Figure D.5 à Figure D.9). Cette analyse permet de conclure qu'un logiciel élastique linéaire comme WinJULEA peut être utilisé pour approximer convenablement la variation du comportement mécanique d'une chaussée durant le gel hivernal. La précision des calculs dépend notamment des caractérisations physiques et mécaniques des matériaux de chaussée et de la considération de la rotation des contraintes.

7.6.5 Effet de l'enrobé bitumineux

Sur un réseau routier, la composition structurale des chaussées flexibles varie grandement à l'aide de différentes conditions telles les sols rencontrés, les profils, etc. Au cours des essais expérimentaux, deux structures de chaussée bien différentes ont été testées et ont démontré l'influence de la couche d'enrobé bitumineux sur la réponse mécanique de la chaussée. Les mesures expérimentales et les calculs théoriques de la variation relative des réponses mécaniques des chaussées A_{2014} et B_{2017} semblent démontrer qu'une épaisseur d'enrobé bitumineux supérieure engendre une diminution plus rapide des valeurs relatives dans la chaussée lors du début du gel. Pour valider ces observations, une troisième chaussée a été modélisée dans le logiciel WinJULEA.

Cette chaussée est identique à la chaussée A₂₀₁₄ à l'exception que 100 mm de sous fondation a été converti en 100 mm d'EB. La Figure 73 présente les deux structures considérées aux fins de comparaison.

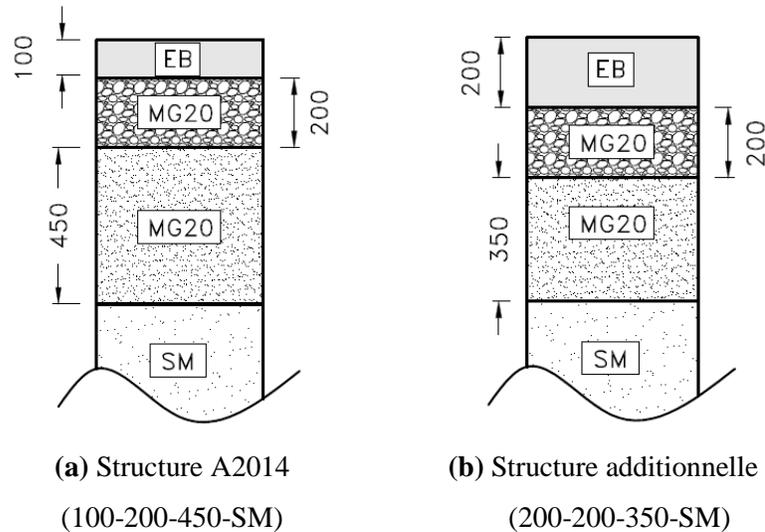


Figure 73 : Structures de chaussée considérées

Les calculs de la réponse mécanique de la chaussée additionnelle ont été réalisés selon WinJULEA suivant la méthodologie de calcul présentée aux sections 7.6.1 à 7.6.3. Les propriétés mécaniques considérées dans les calculs de la chaussée additionnelle sont les mêmes que ceux de la chaussée A₂₀₁₄ (Annexe D). Ces propriétés identiques permettent de quantifier l'effet de l'épaisseur de l'EB sur la réponse mécanique des deux chaussées d'épaisseurs structurales équivalentes. Les températures dans les différentes couches ont été déterminées à partir des régimes thermiques mesurés dans la chaussée A₂₀₁₄ et B₂₀₁₇. Les résultats de la déformation transversale à la base de l'EB sont présentés à la Figure 74. Les résultats de la déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure sont présentés à la Figure 75. Les VR sont présentées selon la profondeur de gel et la structure de chaussée. Une température de référence de 17,7 °C au tiers de l'EB est considérée pour les deux structures. La charge d'analyse est 5000 kg seulement.

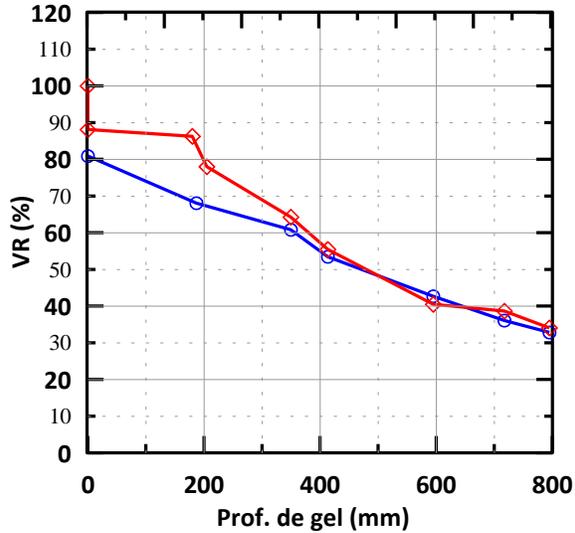


Figure 74 : Déformations transversales à la base de l'EB selon la profondeur de gel et la structure

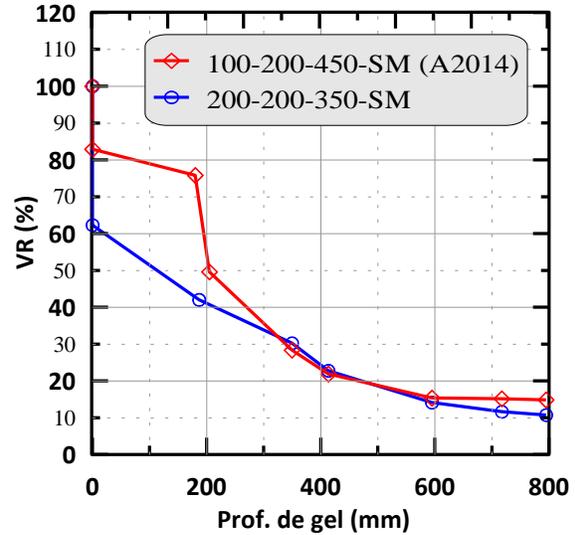


Figure 75 : Déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure selon la profondeur de gel et la structure

Tout comme il a été démontré à la section 7.5, l'effet de l'épaisseur de l'EB sur la réponse mécanique des chaussées flexibles est remarquable au début du cycle de gel. Pour la chaussée A_{2014} et la chaussée additionnelle, une augmentation de 100 mm d'EB réduit significativement les déformations lors des premiers 175 mm de gel. À 175 mm de gel, les VR de la déformation transversale à la base de l'EB et la déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure sont respectivement de 42 et 68 % pour la chaussée additionnelle. Ces déformations sont 33 et 10 % inférieures à celles de la structure similaire constituée de 100 mm d'enrobé bitumineux (A_{2016}). Ces résultats démontrent l'impact important de l'EB en début de gel qui est la couche la plus rigide de la chaussée.

Durant la progression du gel, cette différence des réponses est réduite rapidement. À 400 mm de gel, la variation de la réponse mécanique des chaussées A_{2014} et la chaussée additionnelle sont similaires. À cette profondeur de gel, l'effet de la structure est atténué par le gel des matériaux non liés et les VR deviennent équivalentes. Peu importe la structure considérée, les déformations transversales calculées à la base de l'EB et les déformations verticales calculées au sommet du sol d'infrastructure sont une fraction des déformations de référence lorsque le gel atteint une profondeur de 600 mm. Ces résultats démontrent que de telles analyses peuvent être réalisées pour étudier d'autres cas structuraux.

8 ANALYSE DE L'ENDOMMAGEMENT CAUSÉ PAR L'OPCH

Les analyses d'endommagement des chaussées sont utilisées par les professionnels afin de concevoir les structures de chaussées selon différents facteurs, dont le trafic, les conditions météorologiques et la durée de vie désirée pour une route. Ce type d'analyse peut être utilisé pour analyser les dommages générés dans une chaussée par les véhicules hors normes. Dans la littérature, plusieurs lois d'endommagement existent pour établir la durée de vie d'une chaussée selon le niveau de sollicitation mécanique. Dans le cadre de ce projet, une analyse d'endommagement relative selon la loi de Miner, décrite aux sections 0 et 8.4, a été complétée à partir des différentes mesures expérimentales de la réponse mécanique de la chaussée. Cette analyse a été réalisée selon les paramètres de performance couramment utilisés en pratique, soit l'extension transversale à la base de l'enrobé bitumineux (fatigue) et la déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure (déformation permanente). Les modèles utilisés pour le calcul du nombre de chargements avant la fin de la durée de vie sont ceux de l'Asphalt Institute pour les critères de fatigue et de déformation permanente (Asphalt Institute, 1982; Carpenter, 2007). Une analyse de la performance de la chaussée selon un critère de la déflexion de surface a également été complétée en utilisant le modèle développé par Loudon & Partners (1995) et adaptée par le MTMDET (Doré & Zubeck, 2009). Ces différents critères sont définis dans les sous-sections suivantes.

Bilodeau et coll. (2014) ont calculé l'augmentation de la vie consommée pour un octroi de primes de charge de 10 % en hiver selon la loi de Miner. Les résultats sont présentés à la section 2.9.2 et ont démontré une augmentation non significative du dommage sur un cycle annuel. L'analyse d'endommagement réalisée dans le cadre de ce projet a pour objectif d'établir un lien entre le gain de portance résultant du gel des couches de la chaussée et l'endommagement.

8.1 Critère de fatigue

Comme décrit dans la revue de connaissance (section 2.2.2), la détérioration des EB par l'action du trafic est généralement causée par les fissures générées à la base de l'EB qui se propagent vers la surface. Cette fissuration se crée, entre autres, par la flexion répétée de la couche d'EB et la diminution de son élasticité (durcissement). Étant donné que ce matériau est thermosensible, sa rigidité et par association son dommage varient selon les températures, donc les saisons. Quelques modèles de performance existent pour quantifier la durée de vie selon le critère de fatigue comme

celui de l'Asphalt Institute. Ce modèle, présenté en unités anglo-saxonnes à la section 2.6, a été transformé en unités internationales aux équations (37) et (38).

$$N_f = 0,001135 * K_{F1} * (\varepsilon_t)^{-3,291} * (|E^*|)^{-0,854} \quad (37)$$

$$K_{F1} = 10^{4,84 * \left(\frac{V_{be}}{V_v + V_{be}} - 0,69 \right)} = 1,245 \quad (38)$$

où

N_f = Nombre d'application de charges admissibles selon le critère de fatigue pour que 20 % du sentier de roue soit fissuré

K_{F1} = Paramètre dépendant de la teneur en vide, V_v (%) et en bitume, V_{be} (%) de l'enrobé bitumineux (pourcentages volumétriques)

ε_t = Déformation transversale maximale à la base de l'enrobé bitumineux générée par le passage d'un véhicule lourd (m/m)

$|E^*|$ = Module dynamique de l'enrobé bitumineux (MPa)

Étant donné que les pourcentages volumétriques de V_v et V_{be} n'ont pas été mesurés précisément, le facteur K_{F1} a été approximé selon le logiciel de conception mécaniste-empirique i3c-me pour un enrobé EB10S, PG58-28 (Doré et coll., 2016). L'introduction du module dynamique dans le modèle de fatigue permet de calculer l'endommagement selon la rigidité de l'enrobé. Il a été démontré, dans la revue des connaissances, que les deux paramètres principaux influençant le module d'un enrobé sont la fréquence de chargement et la température. Ces paramètres ont été définis à la section 5.2.

8.1.1 Détermination de la fréquence de chargement

La fréquence moyenne de 1,617 Hz ne représente pas exactement celle induite à la base de l'enrobé où la fatigue est considérée. Cependant, l'influence de la fréquence sur le module est moins importante que la température et une faible variation de la fréquence induit peu de changement Garcia (2007). Ainsi, la fréquence moyenne dans toute la couche a été jugée suffisante pour le besoin de précision de ce calcul.

8.1.2 Détermination de la température

Pour estimer les modules saisonniers des enrobés bitumineux, la température au un tiers de sa profondeur est généralement utilisé (Minnesota Department of Transportation, 2012). Dans le cadre des essais expérimentaux de ce projet, les thermistances installées aux profondeurs de 50 et

100 mm permettent de mesurer les températures dans l'enrobé en continu. Puisque le modèle de fatigue calcule le nombre de passages admissibles avant la rupture à la base de l'EB, il semble non représentatif d'utiliser une température au tiers supérieur de l'enrobé. Parallèlement, les paramètres considérés dans l'analyse d'endommagement par fatigue sont ceux de la couche de base. Ainsi, il semble justifié d'utiliser la température mesurée à 100 mm pour calculer le module dynamique moyen de l'EB en partie inférieure.

8.2 Critère de déformation permanente

Le deuxième critère d'endommagement considéré est l'orniérage de grand rayon (orniérage structural). L'orniérage structural est le résultat des chargements répétés qui causent une accumulation et une augmentation des déformations permanentes dans les matériaux non liés et les sols (Mallick & El-Korchi, 2013). Dans la plupart des cas, les déformations proviennent de la densification des matériaux, donc de la diminution de l'indice des vides et du déplacement latéral progressif qui se traduit par une déformation verticale dans la chaussée. Puisque les matériaux de construction (fondation et sous-fondation) sont choisis et construits adéquatement pour résister aux sollicitations, il est considéré en pratique que la déformation permanente provient en majorité du sol d'infrastructure (Mallick & El-Korchi, 2013), soit la couche la plus faible du système.

L'utilisation du modèle de déformation permanente de l'Asphalt Institute (Asphalt Institute, 1982), défini à l'équation (39), permet de calculer le nombre d'applications de charges admissibles (N_R) selon la déformation maximale mesurée au sommet du sol d'infrastructure (ε_v). Ce modèle considère l'atteinte de la rupture lorsque la profondeur de l'ornière est supérieure à 12,7 mm.

$$N_R = 1 * 1,365 * 10^{-9} * \varepsilon_v^{-4,477} \quad (39)$$

8.3 Critère de déflexion maximale

Le critère de déflexion de surface maximale n'est pas un critère usuellement utilisé en pratique. Cependant, les essais de déflexion de surface sont des mesures efficaces et représentatives de la réponse mécanique de la structure de chaussée sous la charge d'essai (Doré & Zubeck, 2009). Dans le cadre des essais expérimentaux, la chaussée a été soumise à des charges réelles générées par le passage d'une roue jumelée. Il est donc pertinent d'analyser l'endommagement prédit par le modèle développé par Loudon & Partners (1995) et adapté par le MTMDET (Doré & Zubeck, 2009).

$$N = \sqrt{\frac{537,08}{d_{max}}} \quad (40)$$

N est l'équivalent de charge axiale simple admissible et d_{max} est la déflexion maximale mesurée lors du passage d'un véhicule. La représentation en dommages relatifs (%) selon les principes de la loi de Miner permet d'observer l'évolution des dommages causés par les charges avec la progression du front de gel.

8.4 Dommage relatif calculé avec la loi de Miner

La loi de Miner, présentée à la section 2.7, a été modifiée pour permettre de calculer le dommage en valeurs relatives selon le dommage causé par une charge légale (5000 kg) au temps de référence ($t = 0$ h). L'endommagement de référence est défini par $D_{5000, (t=0 \text{ h})}$ alors que le dommage calculé pour différentes charges et profondeurs de gel est $D(t)$. L'équation (41), qui dépend du critère de performance, est utilisée pour calculer le dommage relatif (DR) selon les déformations et déflexions mesurées dans la chaussée à chaque profondeur de gel.

$$DR(\%) = \frac{D(t)}{D_{5000, (t=0 \text{ h})}} * 100 = \left(\frac{1}{N(t)} \right) / \left(\frac{1}{N_{5000, (t=0 \text{ h})}} \right) * 100 \quad (41)$$

8.5 Résultats de l'analyse d'endommagement

La Figure 76 présente les dommages relatifs selon la profondeur de gel pour les critères de performance considérés. Les valeurs en bleues sont l'endommagement relatif pour la structure de Yi et coll. (2016) tandis que les valeurs en noires et grises sont celles du présent projet. Les dommages calculés théoriquement pour la chaussée B_{2017} pour la charge de 6250 kg sont également tracés en rouge aux fins de comparaison entre l'endommagement théorique et expérimental.

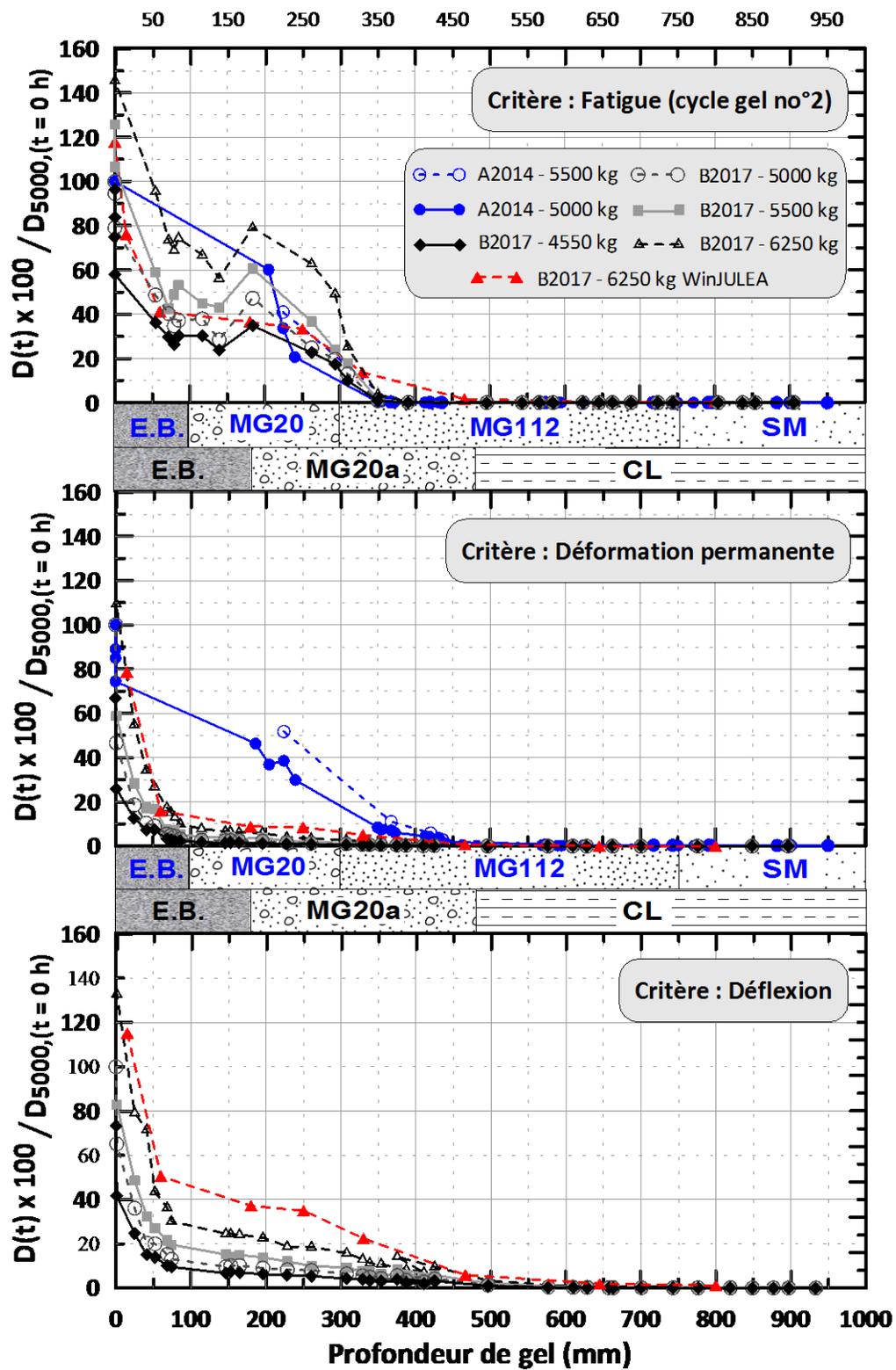


Figure 76 : Analyse des dommages relatifs selon les critères de fatigue, déformation permanente et déflexion pour les chaussées A₂₀₁₄ et B₂₀₁₇

Aux conditions de référence, le dommage induit à la chaussée augmente significativement suite à l'application des surcharges. Pour la structure du présent projet, la surcharge maximale (1150 kg) induit une augmentation d'endommagement d'environ 50, 10 et 32 % respectivement selon les critères de fatigue, de déformation permanente et de déflexion. Suivant la profondeur de gel, le dommage relatif causé par les surcharges diminue et varie selon le critère considéré.

Lorsque le gel traverse la couche d'EB, le DR en fatigue de la charge de 5000 kg diminue d'au moins 20 et 68 % respectivement pour les chaussées A₂₀₁₄ et B₂₀₁₇. L'épaisseur de la couche d'enrobé bitumineux joue un rôle primordial sur la réponse de la chaussée en début de cycle de gel. Préalablement dans ce mémoire, il a été démontré que le module dynamique de l'enrobé augmente rapidement avec la diminution des températures (Figure 36). Ainsi, le gain de rigidité de la chaussée en partie supérieure varie selon l'épaisseur d'EB et la température de l'air. Il est pertinent de remarquer qu'à la suite du refroidissement de l'EB seulement, le dommage relatif généré par les surcharges est déjà inférieur à celui aux conditions estivales. Cependant, le delta dommage en fatigue entre la charge de 6250 kg et celle de 5000 kg est tout de même 3 % supérieur à une profondeur de gel de 180 mm. Cette augmentation est considérable et montre la vulnérabilité de la chaussée sous ces conditions. De la Figure 76, la diminution des dommages relatifs selon les critères de déformation permanente et de déflexion est très rapide. Elle est principalement engendrée par le durcissement de l'EB qui diminue les contraintes au niveau des couches sous-jacentes.

Durant le gel des matériaux granulaires, la diminution des DR est proportionnelle à la progression du gel. Ce comportement est similaire à celui observé avec les mesures des contraintes, déformations et déflexions de surface. En gelant, l'eau interstitielle cimente les particules entres-elles augmentant la rigidité des couches, donc diminuant les DR. Peu importe la structure étudiée et la surcharge, le DR diminue et converge vers une valeur inférieure ou avoisinante 1 % du dommage de référence pour une profondeur de gel de 500 mm. Bien que le comportement mécanique entre les deux structures soit légèrement différent, les DR sont similaires lorsque la partie supérieure de la chaussée est bien gelée. À cette amplitude de DR, il va sans dire que l'accumulation de dommage généré par une surcharge est négligeable. Des résultats similaires ont été observés par Simonsen et coll. (1997) et Bilodeau & Doré (2013) qui ont notamment quantifié le dommage cumulatif sur un cycle annuel. Ces études sont présentées dans la revue de connaissance.

8.6 Calcul de la consommation de vie sur un cycle annuel

Les résultats expérimentaux obtenus dans ce projet ont permis de déterminer la profondeur de gel à laquelle la variation des charges n'induit pas d'augmentation significative des déformations et des dommages dans la chaussée. En considérant une profondeur de gel de 600 mm, qui est bien en dessous de la majorité des critères d'OPCH actuels (section 2.11), il est possible de réaliser une analyse de dommage saisonnier sur un cycle annuel. Selon les charges considérées, ce type d'analyse permet de calculer la consommation de vie de la chaussée attribuable à chaque saison. L'approche consiste d'abord à calculer les dommages cumulatifs selon les charges légales typiques au Québec soit 4000 kg en période de dégel et 5000 kg pour les autres saisons. Ensuite, l'analyse est réalisée en considérant une augmentation des charges à 6250 kg durant l'hiver seulement. Les calculs sont réalisés pour la structure du présent projet (B₂₀₁₇) seulement, étant donné que la structure A₂₀₁₄ a déjà fait l'objet d'une analyse similaire (Bilodeau et coll., 2014). Les résultats de cette analyse sont présentés dans la revue des connaissances à la section 2.9.2.

8.6.1 Conditions climatiques

Sur un cycle annuel, les conditions climatiques varient grandement et induisent une variation importante de la rigidité des chaussées flexibles (Figure 5). Aux fins des calculs, ces conditions ont été basées sur l'approche du logiciel mécaniste-empirique de dimensionnement des chaussées i3c-me (Doré et coll., 2016) où l'année est divisée en cinq saisons. Chaque saison est caractérisée par un nombre de jours. Selon la température de l'air moyenne, l'équation (6) de la section 2.5.3 est utilisée par le logiciel pour calculer la température au tiers supérieur de l'EB. La base de données du logiciel i3c-me permet de sélectionner les données climatiques selon la région étudiée. Pour la région de Québec, la durée en jours et la température moyenne au tiers supérieur de l'EB pour chaque saison sont indiquées au Tableau 38.

Tableau 38 : Durée des saisons et température moyenne de l'EB, Québec (Doré et coll., 2016)

	Unités	Été	Automne	Hiver	Début printemps	Fin printemps	Total
Durée de la saison	Jours	112	50	146	12	45	365
Température de l'air	°C	18,77	8,85	-7,05	1,55	9	n/a
Température au 1/3, EB..	°C	22,38	12,30	-3,84	4,89	12,46	n/a

Le logiciel i3c-me calcule l'évolution de la température et de la profondeur de gel durant l'hiver à partir d'une relation sinusoïdale. Pour les données climatiques du Québec, les températures à la

surface et la pénétration du gel ont été calculées par le logiciel et sont présentées à la Figure 77. La durée totale de l'hiver est de 146 jours, la profondeur de gel maximale est d'environ 1,27 mètre et le temps requis avant l'obtention d'une profondeur de gel de 600 mm est d'environ 32 jours. Un calcul précis de la consommation de vie nécessiterait de diviser l'hiver en plusieurs sous saisons. Cette division permettrait de simuler plusieurs profondeurs de gel, donc plusieurs rigidités de la chaussée comme il a été réalisé pour les calculs WinJULEA (section 7.6). Pour simplifier l'analyse, une profondeur de gel moyenne de 600 mm et l'application d'une charge de 6250 kg sur les 146 jours totaux ont été considérées. Ces simplifications sont plus critiques, puisque l'application des charges de 6250 kg est 40 jours plus longs que la durée réelle projetée et la pénétration du front de gel au-delà de 600 mm n'est pas considérée.

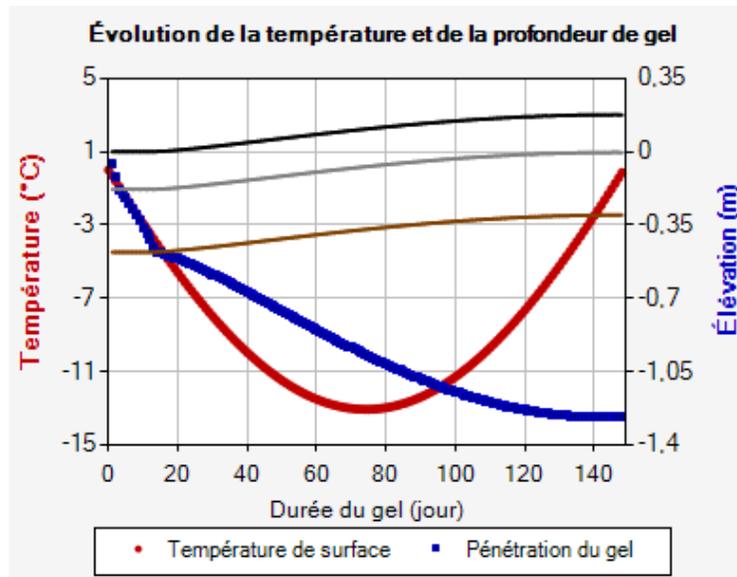


Figure 77 : Évolution de la température et de la profondeur de gel pour la région de Québec (Extrait du logiciel i3c-me)

8.6.2 Calculs et résultats

Dans la littérature, il a été démontré que la variation saisonnière de la rigidité des chaussées flexibles était considérée selon différentes méthodes (section 2.10). Certains logiciels utilisent des facteurs saisonniers pour approximer la variation des modules réversibles selon les conditions climatiques. C'est le cas du logiciel i3c-me qui utilise des facteurs d'ajustement selon le type de matériau et la saison (Doré et coll., 2016). Afin de considérer cette variation de la rigidité, ces facteurs ont été appliqués pour la saison d'été, d'automne, du début et de la fin du printemps. Ils sont présentés au Tableau 39. Pour les matériaux non liés gelés, le logiciel propose d'utiliser un

module de 800 et 500 MPa respectivement pour la fondation et le sol d'infrastructure. Puisque la rigidité des matériaux non liés de la chaussée expérimentale a été bien définie dans le cadre de ce projet, les propriétés mécaniques décrites à la section 7.6.2 ont été privilégiées aux fins des calculs. Pour une profondeur de gel de 600 mm, la température moyenne des matériaux non liés de la chaussée a été interpolée à partir des mesures expérimentales présentées à section 7.1. Le maillage de calcul et les valeurs des températures sont présentés au Tableau D.7 (Annexe D). Les modules dynamiques et réversibles ont été calculés selon la méthodologie décrite à la section 7.6. Un exemple de calcul dans WinJULEA est présenté à Figure D.11. Pour l'EB, la fréquence de chargement considérée est 10 Hz, soit une vitesse de véhicule d'environ 66 km/h (équation (19)). Les calculs sont réalisés pour des charges de 4000, 5000 et 6250 kg appliquées sur des surfaces circulaires calculées pour une pression de pneu de 710 kPa (Tableau 40). Les coefficients de poisson des matériaux sont de 0,33 pour la fondation granulaire et 0,45 pour le sol d'infrastructure, peu importe la saison. Les modules élastiques moyens relatifs à chaque saison et à chaque matériau sont définis au Tableau 41.

Tableau 39 : Facteurs saisonniers des matériaux de chaussée (logiciel i3c-me)

Matériau	Facteurs saisonniers				
	Été	Automne	Hiver	Début Dégel	Fin dégel
MG20	1	1,18	Gelé, M_R selon 7.6.2	0,35	0,82
ML-CL	1	1,16	Gelé, M_R selon 7.6.2	Gelé, M_R selon 7.6.2	0,82

Tableau 40 : Charges et surfaces considérées pour l'analyse de consommation de vie

Charge (kg)	Charge (N)	Pression des pneus (kPa)	Rayon (mm)	Surface (mm ²)
4000	39240	710	133	55572
5000	49050	710	148	68813
6250	61313	710	166	86570

Tableau 41 : Modules élastiques des matériaux de la chaussée

Saison	Charges	EB (0 à 180)	MG20 (180 à 380)	CL (480 à 600)	CL (600 à 1200)	CL (1200 et +)
	kg	$ E^* / \mu$ (MPa)	M_R (MPa)	M_R (MPa)	M_R (MPa)	M_R (MPa)
Été	5000	1810 / 0,330	266	27	27	27
Automne	5000	5408 / 0,242	255	31	31	31
Hiver	5000 et 6250	16153 / 0,187	2000	100	31	31
Début printemps	4000	9918 / 0,207	63,8	100	325	31
Fin printemps	4000	5326 / 0,243	155	22	22	22

En utilisant les paramètres définis préalablement, les analyses saisonnières d'endommagement selon le principe de la loi de Miner sont présentées au Tableau 42. Le nombre d'ÉCAS admissible est calculé pour chaque saison selon les équations de fatigue et de déformation permanente de l'Asphalt Institute définies aux sections 8.1 et 8.2. Les résultats sont comparés au nombre d'ÉCAS prévu ($N_{\text{prévu}}$) correspondant à la route étudiée (410 000 ECAS). La durée de chacune des saisons, sur un cycle annuel, est indiquée entre parenthèses. Les données sont d'abord présentées selon les charges légales du Québec. Ensuite, l'augmentation de la consommation de vie est calculée en appliquant une charge supérieure de 25 % durant l'hiver seulement (6250 kg) par rapport à la charge de référence (5000 kg). Les résultats des calculs avec l'augmentation de la charge sont présentés entre parenthèses au Tableau 42.

Tableau 42 : Calculs de l'augmentation de la vie consommée pour une augmentation de charge de 25 % en hiver seulement

Saison (durée %)	Fatigue				Orniérage		
	$N_{prévu}$ (10^6 ÉCAS)	ϵ_t (10^{-6} m/m)	N_{adm} (10^6 ÉCAS)	Dommage fatigue	ϵ_z (10^{-6} m/m)	N_{adm} (10^6 ÉCAS)	Dommage Orniérage
Été (31 %)	0,126	252,2	1,62	0,07762	738,4	0,143	0,8788
Automne (14 %)	0,056	159,0	2,91	0,01933	485,2	0,938	0,0599
Hiver (40 %)	0,164	36,5 (41,9)*	1450,4 (1074,4)*	0,00113 (0,00153)*	124,9 (154,4)*	407,1 (158,1)*	0,0004 (0,00104)*
Début printemps (3 %)	0,013	102,0	7,7	0,00175	125,0	753,3	0,00002
Fin printemps (12 %)	0,051	164,5	2,63	0,01923	489,8	0,899	0,05621
Total (100 %)	0,410	n/a	n/a	0,11905 (0,11945)*	n/a	n/a	0,99525 (0,99589)*

* Les données entre parenthèses correspondent aux valeurs calculées pour la charge légale du Québec augmentée de 25 % (6250 kg) pour une profondeur de gel de 600 mm sur la durée totale de l'hiver

Cette approche a permis de déterminer que l'augmentation des charges de 25 % induit très peu d'augmentation de durée de vie consommée sur un cycle annuel, soit 0,04 et 0,06 % respectivement selon le critère de fatigue et d'orniérage. Les résultats obtenus sont similaires à ceux de Bilodeau et coll. (2014) qui ont réalisé des calculs semblables avec WinJULEA pour deux structures typiques du Québec (section 2.9.2). Dans la revue de littérature, des analyses d'endommagement à l'aide de simulations par éléments finis (Simonsen et coll., 1997) ont également démontré qu'à partir de 600 mm de gel l'endommagement de la chaussée est, somme toute, négligeable malgré une augmentation des charges. (section 2.9.4).

9 DISCUSSION

L'utilisation du simulateur de véhicules lourds et de la fosse expérimentale permet de mesurer le comportement mécanique des chaussées flexibles soumises à des conditions particulières. Ce projet a permis d'étudier le comportement mécanique des chaussées flexibles durant le gel pour différentes charges. Certaines difficultés ont été rencontrées en laboratoire et peuvent avoir influencé les résultats. Ce chapitre présente les principales causes d'erreur, la critique du projet, l'applicabilité des connaissances acquises, les limitations techniques de l'approche expérimentale et les travaux additionnels envisagés.

9.1 Causes d'erreur et critique des résultats

Dans la littérature, il est possible de trouver des analyses théoriques portant sur le gain de capacité portante des chaussées durant le gel (section 2.9). Ces analyses incluent, sans s'y limiter, des calculs élastiques et des analyses par éléments finis. Cependant, peu de documentation expérimentale est disponible pour valider ces analyses théoriques. Le travail réalisé dans le cadre de cette maîtrise est l'un des premiers projets expérimentaux détaillés sur ce sujet. Les résultats obtenus ont permis de documenter le gain de capacité portante des chaussées flexibles durant le gel saisonnier. Néanmoins, certaines causes d'erreur doivent être considérées dans l'analyse et l'utilisation future des résultats. D'abord, la construction du sol d'infrastructure de la chaussée expérimentale a été l'un des enjeux principaux de ce projet. La sensibilité élevée de l'argile silteuse et sableuse jumelée à l'échéancier de construction serré a engendré des problèmes telles l'agglomération de particules argileuses, la faible capacité portante du sol reconstruit et la génération de tassements et soulèvements importants lors des cycles de gel et de dégel. Le remaniement, la déstructuration et les changements de teneurs en eau du sol peuvent avoir modifié ses propriétés au cours des essais. De manière générale, peu de caractérisation des matériaux de la chaussée a été réalisée lors de la construction. Une caractérisation plus précise de chacune des couches, durant la construction et à la fin des essais, aurait permis de mieux cibler les propriétés et les modules tels que construits.

Durant les essais expérimentaux, certains problèmes de défektivité ont été rencontrés avec les capteurs. Parmi les capteurs défectueux, celui de déformation longitudinale à la base de l'EB (no°4, optique) et celui de déformation verticale au sommet du sol d'infrastructure (no°1, optique et électrique) n'ont pas fonctionné durant les essais. Étant donnée la nature du sol d'infrastructure, il avait été convenu d'y installer deux capteurs de déformation verticale de manière à prévoir les

complications potentielles (tassements, soulèvement, etc.). Le deuxième capteur fonctionnel a ainsi permis de suivre le comportement de la chaussée tout au long du projet. Cependant, l'utilisation d'un seul capteur a l'inconvénient de ne pas permettre la contre-vérification des mesures comme il a été réalisé pour la fondation granulaire. En ce qui a trait aux déformations longitudinales, elles n'ont pu être mesurées. Cependant, elles ont été mesurées et analysées lors du projet de Yi et coll. (2016) et le comportement en valeur relative s'est avéré similaire à celui des déformations transversales. Pour les mesures du 2^e cycle de gel, les tassements importants survenus lors du premier cycle de dégel ont généré le mal fonctionnement de certains capteurs à fibre optique de déformation verticale. Cependant, ces derniers étaient tous munis d'un capteur de remplacement électrique. Les essais du premier cycle ayant démontré une forte corrélation entre les déformations mesurées électriquement et optiquement, il a ainsi été possible de mesurer les déformations verticales malgré les ratés des capteurs à fibre optique. Somme toute, les mesures sont complètes et se rapportent bien aux calculs théoriques de la réponse mécanique des chaussées durant le gel présentés dans la littérature.

À la suite de la phase expérimentale, une analyse élastique linéaire (logiciel WinJULEA) a été réalisée sur les mesures de déformations, de déflexion et de contraintes prises dans deux chaussées expérimentales différentes d'un point de vue structural (A₂₀₁₄ et B₂₀₁₇). Ce type d'analyse représente toutefois une simplification du comportement mécanique des chaussées puisqu'il ne considère pas la réponse élastoplastique ni le comportement viscoélastique des chaussées flexibles. Les propriétés des matériaux ont été basées partiellement sur la revue des connaissances et sur des essais de caractérisation réalisés au laboratoire de l'Université Laval. Les calculs semblent démontrer que les propriétés mécaniques des matériaux utilisées pour calculer la réponse de référence de la chaussée ont des répercussions sur les valeurs relatives calculées durant le gel. Dans un projet futur, il serait pertinent de mieux ajuster les propriétés mécaniques des matériaux pour reproduire celles in situ dans la chaussée et accroître la précision des calculs élastiques. Par exemple, le module réversible de la fondation granulaire a été basé sur la méthode LC 22-400 du MTMDET (équation (21), section 5.3.5). Le modèle utilise des facteurs (c1, c2 et c3) qui sont obtenus en laboratoire. Considérant les conditions de construction, il est fort possible que le niveau de compaction ne corresponde pas exactement à celui obtenu en laboratoire. Il serait pertinent d'ajuster les facteurs du modèle en fonction du matériau tel que construit dans la chaussée. Néanmoins, les résultats des calculs WinJULEA permettent de valider que les simulations élastiques linéaires sont adéquates pour approximer le comportement mécanique des chaussées durant le gel saisonnier. L'approche élastique linéaire est très valable et souvent

employée en ingénierie des chaussées pour le dimensionnement et l'analyse des chaussées. Cependant, les logiciels d'analyse par éléments finis et ceux viscoélastiques sont plus précis pour prédire la réponse des chaussées flexibles, car ils peuvent considérer les déformations permanentes et la viscoélasticité des matériaux de chaussées. Lors d'analyses futures, dépendamment du niveau de précision désiré, il pourrait être justifié d'utiliser de tels logiciels pour analyser la réponse mécanique d'une chaussée durant le gel.

Le projet a permis de tester expérimentalement un seul cas de chargement soit celui d'un essieu simple à roue jumelée. Aucune analyse n'a été réalisée sur d'autres configurations de véhicules. En fait, chaque configuration d'essieux et de charges sollicite la chaussée différemment et participe à son endommagement. Pour considérer la charge et la configuration de tous les véhicules, plusieurs méthodes de conception, dont l'AASHTO, calculent un équivalent de charge axiale simple permettant de transformer toutes les configurations en équivalence d'un essieu simple de référence. Cette transformation fait en sorte que la conception et l'analyse de l'endommagement des chaussées sont réalisées pour un essieu simple seulement. Cette logique a été suivie dans le cadre de ce projet justifiant l'utilisation d'un seul cas de chargement.

Malgré les causes d'erreurs présentées, les mesures et les résultats obtenus dans ce projet ont été vérifiés à l'aide de calculs élastiques linéaires et, de manière générale, se comparent bien aux connaissances rapportées dans la revue littéraire. Par conséquent, l'approche expérimentale préconisée et les résultats présentés sont considérés comme fiables.

9.2 Applicabilité

9.2.1 Contexte provincial

Au total, neuf administrations de l'Amérique du Nord octroient présentement des primes de charge en période hivernale. Ces provinces (couleur verte) et États (couleur brune) sont présentés à la Figure 78. Ensemble, ils forment un vaste réseau routier d'OPCH. Malgré que ce réseau soit bien étalé, il reste néanmoins très ardu de transporter des surcharges d'une province à l'autre dû, notamment, à la variabilité importante des lois et règlements. Bradley (2011) de chez FPInnovations a d'ailleurs réalisé une revue complète de ces différents programmes. Les détails de ces législations sont présentés au Tableau 14 (section 2.11). Les critères de départ et de fin varient grandement tout comme les charges maximales admissibles par véhicule ou par groupe d'essieux. Au Québec, il ne faut pas perdre de vue que les charges maximales tolérées en saison estivale sont déjà supérieures à celles des autres provinces. Par exemple, la charge légale au

Québec sur un essieu simple est de 5000 kg alors qu'elle est de 4550 kg en Alberta et au Manitoba, soit 9,1 % supérieure au Québec. Au Manitoba, l'augmentation de charge permise sur un essieu simple en période d'OPCH correspond à 9,1 %, la rendant donc équivalente à la charge légale par essieux simples au Québec. D'un point de vue structural seulement, ce projet a démontré que l'effet des charges est négligeable sur l'endommagement des chaussées flexibles lorsque le gel atteint une profondeur de 600 mm. Cependant, ce projet considère les aspects structuraux seulement et d'autres aspects non liés au comportement mécanique des chaussées doivent être considérés avant l'augmentation des charges dans une province comme :

- La capacité structurale des ponts et viaducs du réseau routier;
- Les distances de freinage des véhicules lourds selon la charge;
- La sécurité routière.

Les nouvelles connaissances acquises au cours de ce projet constituent une base solide pour l'uniformisation des législations existantes en ce qui a trait au début de la période d'OPCH. Les résultats démontrent que la profondeur de gel est directement associée au comportement mécanique des chaussées et par conséquent qu'il s'agit d'un critère rationnel et rigoureux. Au Québec, la température à diverses profondeurs dans les chaussées, et donc la profondeur de gel, est d'ailleurs mesurée presque en continu dans les stations météo routières. Cet investissement du Ministère des Transports du Québec dans les stations météorologiques peut donc être mis à profit pour la gestion des OPCH. Dans les régions où la profondeur de gel n'est pas mesurée, l'indice de gel constitue un second paramètre efficace, car il permet d'obtenir une approximation de la profondeur de gel et de dégel selon le cas.



Figure 78 : Provinces canadiennes (vert) et États américains (bourgeois) avec OPCH

9.2.2 *Contexte des changements climatiques*

Considérant que l'augmentation de la capacité portante des chaussées est principalement liée à la profondeur de gel et au refroidissement de l'enrobé bitumineux, il est normal que la principale crainte liée à l'OPCH soit l'effet des changements climatiques. Entre autres, le réchauffement des températures pourrait avoir comme conséquence principale de :

- Rétrécir la période d'OPCH en débutant plus tard;
- Entraîner le début des restrictions de charges printanières plus tôt;
- Augmenter la fréquence des dégels partiels durant la période hivernale.

En d'autres mots, en prenant en compte ces effets, la période d'OPCH pourrait être nettement rétrécie au cours des années à venir. Or, il ne faut pas penser que l'avenir des programmes d'OPCH est en péril, car les agences de transports ont grandement investi dans l'optimisation des équipements dédiés à la collecte de données sur leurs réseaux. Par exemple, le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) possède des thermistances réparties sur le territoire qui permettent de connaître les températures et les profondeurs de gel à la surface et à différents niveaux dans la chaussée (Badiane, 2016). Les résultats expérimentaux de ce projet de recherche ont démontré que, pour une profondeur de gel de 600 mm, l'accumulation de dommage dans la chaussée est pratiquement nulle, peu importe la surcharge. Avec les récents investissements en transports, le critère de la profondeur de gel dans les chaussées est un indicateur simple et rapide qui facilite et optimise la gestion des programmes d'OPCH. Pour les dégels partiels, plusieurs administrations se réservent le droit de lever les primes de charge lorsque le risque est imminent. Les prévisions météorologiques sont l'une des méthodes efficaces pour prédire l'arrivée d'un redoux hivernal. Ainsi, il est possible de prédire leur récurrence à l'aide des technologies actuelles et d'une gestion efficace. Malheureusement, l'analyse de l'effet des dégels partiels n'était pas un objectif de recherche pour ce présent projet. Il serait plus que pertinent de réaliser des études sur ce sujet de manière à déterminer les conditions de dégel partiel qui sont critiques pour les chaussées en condition d'OPCH.

9.3 Limitations de l'étude

L'approche expérimentale utilisée pour ce projet a permis de mesurer la réponse mécanique de deux chaussées flexibles durant le gel. Malgré tous les avantages que présente le laboratoire des chaussées de l'Université Laval, quelques limitations doivent tout de même être considérées dans des analyses ultérieures.

- La chaussée expérimentale n'a pas été exposée aux sollicitations chimiques comme l'utilisation de sels de déglçage. Vautrin & Livret (1996) ont décrit que l'un des effets de l'utilisation des sels est l'augmentation du nombre de cycles de gel et dégel de l'eau à la surface et à l'intérieur de l'enrobé (Lamothe, 2014);
- La fissuration de l'enrobé bitumineux est un autre facteur important à considérer dans l'étude du comportement d'une chaussée, ce qui n'a pu être évalué durant les essais à cause des conditions intérieures idéales. En fait, la présence de fissures sur une chaussée diminue la résistance en traction de l'enrobé bitumineux engendrant une augmentation des contraintes sur les couches subséquentes;
- En addition, l'infiltration des sels de déglçage par les fissures de l'enrobé et les nids de poules peuvent engendrer un dégel partiel de la fondation granulaire (Lamothe, 2014; Ministère de la Transition écologique et solidaire, 2005).
- La chaussée expérimentale n'a pas été exposée aux vulnérabilités d'un dégel partiel durant l'hiver. Cette étude a été limitée à l'étude de la réponse mécanique de la chaussée pour des conditions de gel idéales. Au cours des dernières années; la fréquence des dégels partiels durant la saison hivernale semble avoir augmenté nécessitant sa considération dans les analyses futures.
- La teneur en eau dans la fondation granulaire était près de celle optimale avant le gel et n'a pas changé durant les essais. Dépendamment de plusieurs facteurs associés aux conditions in situ (précipitations, drainage, infiltrations, etc.), la teneur en eau dans la chaussée peut varier significativement durant le processus de gel ce qui peut influencer sa réponse mécanique;

- Les résultats collectés sont pour des changements spécifiques sous une configuration seulement : un essieu simple à roues jumelées, une pression de gonflement des pneus de 710 kPa, deux types de pneus semblables, une trace de roue constante, etc. L'analyse de la réponse de la chaussée selon plusieurs configurations n'a pas été réalisée dans le cadre de ce projet.
- Ce projet se limite à l'étude technique de la réponse mécanique des chaussées face à l'octroi de primes de charge durant l'hiver. D'autres aspects doivent être considérés dans la réflexion en lien avec l'application ou la modification d'une législation concernant l'OPCH tels que les distances de freinage, les limites de charge maximale sur les ponts et viaducs, la configuration des essieux, la vulnérabilité des chaussées en situation de dégel partiel, l'augmentation de la fréquence des dégels hivernaux, etc.

Ces limitations sont susceptibles d'induire un chargement positif ou négatif dans l'analyse des résultats et les conclusions.

9.4 Travaux triaxiaux envisagés

Les résultats et analyses ont permis de démontrer la possibilité d'utiliser des logiciels élastiques linéaires ou viscoélastiques ou par éléments finis pour déterminer théoriquement les déformations, contraintes et déflexions dans une chaussée gelée. Cependant, la revue des connaissances présente une disparité importante des résultats relatifs aux modules réversibles des matériaux non liés et des sols gelés. L'amplitude des valeurs tout comme les équations proposées varient grandement (section 2.8). Pour ce projet, les propriétés des matériaux gelés ont pu être basées partiellement sur la revue littéraire et sur des essais FWD réalisés sur une chaussée partiellement gelée (Badiane, 2016). À ce jour, il semble primordial de mieux définir les propriétés des matériaux non liés et des sols gelés en contexte de gel saisonnier pour augmenter la précision des calculs. Des essais triaxiaux sur des matériaux gelés sont prévus à l'Université Laval pour répondre à cette problématique. Les essais visent à mesurer le module réversible en fonction de la diminution de la température (Figure 79). À l'aide de têtes réfrigérées en partie inférieure et supérieure de l'échantillon, les températures sont contrôlées et sont mesurées à l'aide de thermistances. Ces essais visent aussi à développer des équations du module réversible des matériaux non liés gelés typiquement rencontrés au Québec. Ensuite, des analyses précises pourront être réalisées selon des logiciels élastiques linéaires ou à éléments finis ou viscoélastiques. Ces analyses augmenteront la précision des résultats présentés dans ce mémoire et pourraient permettre le développement d'un logiciel de simulation.

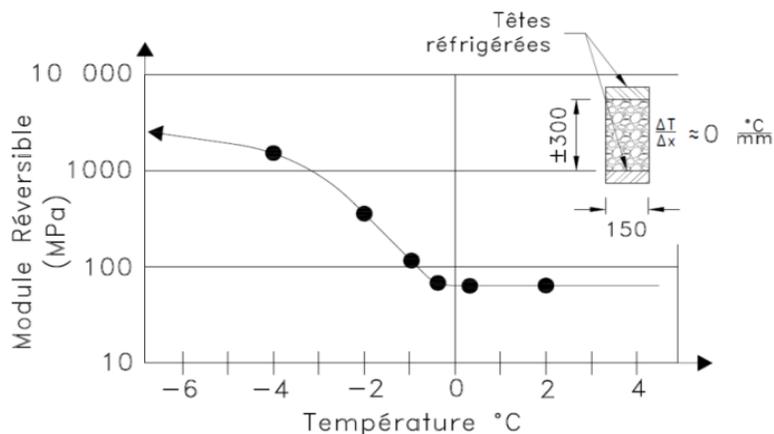


Figure 79 : Courbe typique du module réversible selon la température

10 CONCLUSION

L'octroi de primes de charge en période hivernale est répandu en Amérique du Nord où de tels programmes existent dans six provinces et trois états. Actuellement, les lois et règlements varient grandement d'un territoire à l'autre. Les objectifs du projet étaient de documenter le comportement mécanique des chaussées flexibles durant le gel, d'établir un lien entre le gain de portance et l'endommagement ainsi que d'établir un critère rationnel pour l'OPCH. Le simulateur de véhicules lourds et la fosse expérimentale de l'Université Laval ont été considérés pour suivre le comportement de deux structures de chaussée soumises au gel. La première structure (2013 à 2016) est typique du réseau des transports du Québec et a été construite sur un sable silteux (SM). La deuxième (présent projet) est plutôt typique du réseau de l'Alberta et a été construite sur un sol cohérent (CL). Les chaussées ont été instrumentées de plusieurs capteurs permettant de mesurer les profils de température, la teneur en eau, la déflexion de surface et les contraintes et déformations dans chacune des couches. Les résultats obtenus présentent de bonnes tendances entre les deux structures permettant de tirer les conclusions suivantes :

- Pour la structure typique de l'Alberta, une réduction substantielle des déformations et des contraintes survient avant le gel lorsque l'EB refroidit et se rigidifie. Avant que le gel ne traverse l'EB, les déformations verticales au centre de la fondation granulaire et au sommet de l'infrastructure ont diminué respectivement de 75 % et de 55 % par rapport à la charge légale. La diminution est moins importante pour la structure typique du Québec puisque l'EB est moins épais.
- À une profondeur de gel de 600 mm, les déformations sont très petites pour les deux chaussées, indépendamment de la charge. L'augmentation de rigidité de l'EB et le gel des matériaux et des sols non liés sont les principaux facteurs associés à une telle réponse.
- À l'exception de la déflexion de surface, la réponse de la chaussée face à l'augmentation des charges est négligeable dès 500 mm de gel. Cette analyse a été réalisée sur la structure de l'Alberta seulement.
- Similairement aux analyses de la réponse mécanique, les calculs d'endommagement ont montré une diminution rapide de celui-ci durant le gel. Basés sur des modèles théoriques de fatigue, de déformation permanente et de déflexion, les dommages calculés sont négligeables, dès 500 mm de gel peu importe la charge et la structure.
- Finalement, il a été possible de démontrer que la réponse mécanique des chaussées flexibles durant le gel peut être approximée à l'aide de logiciels élastiques linéaires.

À la lumière de ces résultats, 600 mm de gel semble être un seuil conservateur pour permettre l'OPCH, car l'effet de l'augmentation des charges est somme toute négligeable à cette profondeur de gel. La profondeur de gel est un critère rationnel et rigoureux puisqu'elle est directement associée au comportement mécanique des chaussées. Cependant, la modification d'un programme d'OPCH ou son implantation est un processus complexe qui nécessite la considération de plusieurs autres éléments comme la sécurité routière, la capacité des ponts et des viaducs et la sensibilité des redoux hivernaux. Ainsi, dans l'objectif de la mise en place d'un programme d'OPCH, les résultats de ce projet s'inscrivent dans un horizon plus large qui devrait faire l'objet de travaux supplémentaires dans le futur.

Rapport-Gratuit.com

BIBLIOGRAPHIE

- Al-Qadi, I. L., Elseifi, M., & Yoo, P. J. (2004). *Pavement damage due to different tires and vehicle configurations*. The roadway infrastructure group, Virginia Tech Transportation Institute, Blacksburg, VA. .
- Al-Qadi, I. L., Elseifi, M. A., Yoo, P. J., Dessouky, a. H., Gibson, N., Harman, T., . . . Petros, K. (2008). Accuracy of Current Complex Modulus Selection Procedure from Vehicular Load Pulse. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2087*, (Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2008), pp. 81-90.
- Al-Qadi, I. L., & Wang, H. (2009). *Evaluation of pavement damage due to new tire designs*. Research report FHWA-ICT-09-048, Illinois Center of Transportation, University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Alberta Government. (2015). Guide To Log Haul In Alberta. Alberta, pp.87.
- Ali, H., & Selezneva, O. (2000). *Seasonal Trends and Causes in Pavement Structural Properties*. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: Third Volume, ASTM STP 1375, S. D. Tayabji and E. O. Lukanen, Eds., American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2000.
- American Society for Testing and Materials. (2004). *Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*. Standard D5084-04, ASTM, Philadelphia, Pa.
- Andersland, O. B., & Ladanyi, B. (2004). *An introduction to frozen ground engineering*. John Wiley & sons.
- ARA Inc. (2004). *Development of the 2002 Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavements*. ((PART2. Design Inputs, Chapter 3. Environmental effects)). Récupéré de NCHRP 1-37A, Transportation Research Board, Washington, DC ERES Division, Retrouvé de : http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/part2_chapter3_environment.pdf
- Asphalt Institute. (1982). *Research and Development of the Asphalt Institute's thickness Design Manual (MS-1)*. 9th ed., Research Report 82-2.
- Badiane, M. (2016). *Effet des charges sur les chaussées en période de restriction des charges - volet terrain*. (Maîtrise), Département de génie civil, Université Laval, Québec. Récupéré de <http://www.theses.ulaval.ca/2016/32643/>
- Badiane, M., Yi, J., Doré, G., & Bilodeau, J.-P. (2014). *Effet des charges en période de restriction des charges*. Rapport GCT-2014-04, Ministère des Transports du Québec, 274p.
- Badiane, M., Youssoufy, A. E., Doré, G., & Bilodeau, J.-P. (2015). *Effet des charges en période de restriction des charges*. Rapport GCT-2015-02, Ministère des Transports du Québec, 166p.
- Baiz, S., Tighe, S., Haas, C., Mills, B., & Perchanok, M. (2008). Development of Frost and Thaw Depth Predictors for Decision Making About Variable Load Restrictions.

- Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington, DC., Volume 2053.*
- Benson, C., Bosscher, P., & Jong, D.-T. (1998). *Predicting the effects of freezing and thawing on pavement support*. Report No. Wi/SPR-02-98. Wisconsin Department of Transportation Madison, Wi. October 1998. 52p.
- Berg, R. L., Bigl, S. R., Stark, J., & Durell, G. (1996). *Resilient modulus testing of materials from Mn/ROAD, Phase 1*. USA Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Special Report 96-19, Mn/DOT Report 96-21.
- Bigl, S. R., & Berg, R. L. (1996a). *Material Testing and Initial Pavement Design Modeling from Minnesota Road Research Project*. USA Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL Report 96-14, Mn/DOT Report 96-23
- Bigl, S. R., & Berg, R. L. (1996b). *Testing of materials from the Minnesota Cold Regions Pavement Research Test Facility*. USA Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Special Report 96-20, Mn/DOT Report 96-24.
- Bigl, S. R., & Berg, R. L. (1996c). *Modeling of Mn/ROAD test Sections with the CRREL Mechanistic Pavement Design Procedure* USA Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Special Report 96-21, Mn/DOT Report 96-22.
- Bilodeau, J.-P. (2009). *Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires des chaussées*. (Ph. D.), Université Laval, Québec.
- Bilodeau, J.-P., & Doré, G. (2012). Resilient modulus water sensitivity of compacted unbound granular materials used as pavement base. *International Journal of Pavement Engineering*, 13(15): 459-471.
- Bilodeau, J.-P., & Doré, G. (2013). *Effet des charges en période de restriction des charges*. Rapport GCT-2013-01, Ministère des Transports du Québec, 39 p.
- Bilodeau, J.-P., Doré, G., & Prophète, F. (2014). *Gain de capacité portante des chaussées flexibles en période de gel*. Via Bitume, Vol. 9, No. 3 :pp. 46-49.
- BNQ. (2002). *Granulats-Travaux de génie civil* (Vol. NQ 2560-114/2002). Québec: Bureau de normalisation du Québec.
- Boileau, M.-C. (2013). *Augmentation des charges des camions en période de gel. le monde forestier*. Récupéré le 10 janvier 2017 du <http://www.lemondeforestier.ca/augmentation-charges-camions-en-periode-gel/>
- Boudali, M. (1997). *Module réversible des graves non traitées des fondations routières du Québec*. Ministère des Transports du Québec, Québec, Québec.
- Boutet, M., Pierre, P., & Doré, G. (2007). *Élaboration de modèles mathématiques pour l'interprétation des données obtenues avec le pénétromètre dynamique*. Direction de la recherche et de l'environnement, Ministère des transports du Québec, Rapport RTQ-07-05, .
- Bradley, A. (2011). *Investigation of Pavement Freezing and its Application to Winter Weight Premium Policy in Manitoba*. Prepared for Materials Engineering Branch, Manitoba Infrastructure and Transportation (non publié). FP Innovations CR-524, Révisé juillet 2013, 68 p.

- Bradley, A., Légère, G., & Thiam, P. M. (s.d.). *Maximizing the Benefits of Winter Weight Premium Policies*. FPInnovations, Poster présenté à s.d.
- Brown, S. F. (1973). Determination of Young's modulus for bituminous materials in pavement design. *Highway Research Record*(431), pp. 38-49.
- C-SHRP. (2000). *Seasonal Load Restrictions in Canada and Around the World*. Canadian Strategic Highway Research Program (C-SHRP), Technical Brief no°21 Recupéré de <http://www.cshrp.org/products/brief-21.pdf>.
- CAN/BNQ. (1983). *Granulats – Détermination de la densité et de l'absorptivité du gros granulats*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2560-067.
- CAN/BNQ. (1986a). *Granulats – Essai au bleu de méthylène*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2560-255.
- CAN/BNQ. (1986b). *Sols – Détermination de la relation teneur en eau – masse volumique – essai proctor modifié*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2501-250.
- CAN/BNQ. (1986c). *Sols – Détermination de la limite de liquidité à l'aide du pénétromètre à cône suédois et de la limite de plasticité*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2501-092.
- CAN/BNQ. (1987). *Sols – Analyse granulométrique des sols inorganiques*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2501-025.
- CAN/BNQ. (1989). *Granulats – Détermination de la densité et de l'absorptivité du granulats fin*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2560-065.
- CAN/BNQ. (2005). *Sols - Détermination de la masse volumique du sol en place selon la méthode du cône de sable*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2501-060.
- CAN/BNQ. (2014). *Sols - Détermination de la densité des particules solides*. Canadian Standards Association (Ottawa. Ont.) & Bureau de normalisation du Québec (Québec, Que.). CAN/BNQ 2501-070.
- Carpenter, S. H. (2007). *Fatigue performance of IDOT mixtures*. Research report FHWA-ICT-007-2007, Illinois Center of Transportation, University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Carter, A., & Perraton, D. (2002). *La mesure du module complexe des enrobés bitumineux*. 2e Conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, 5-8 juin 2002, 10 p. .
- Chamberlain, E.-J. (1981). *Over consolidation effects of ground freezing*. *Engineering Geology*, 18, p.97-110.
- Code de la sécurité routière, Publications Québec, Règlement sur les normes de charges et de dimensions applicables aux véhicules routiers et aux ensembles de véhicules routiers Chapitre C-24.2, r. 31. C.F.R. (2017).

- Cole, D. M., Bentley, D., Durell, G. D., & Johnson, T. (1986). *Resilient modulus of freeze-thaw affected granular soils for pavement design and evaluation. Part 1. Laboratory tests on soils from Winchendon, Massachusetts, test sections*. USA Cold Regions Research and Engineering Laboratory, CRREL Report 86-4.
- Cole, D. M., Durell, G. D., & Chamberlain, E. J. (1985). Repeated load triaxial testing of frozen and thawed soils. *Geotechnical Testing Journal*, 8(4), 166-170.
- Corté, J.-F., & Di Benedetto, H. (2004). *Matériaux routiers bitumeux*. Paris Hermes Sciences Publications.
- Côté, J., & Konrad, J.-M. (2005a). Thermal conductivity of base-course materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1), 61-78. doi:10.1139/t04-081
- Côté, J., & Konrad, J.-M. (2005b). A generalized thermal conductivity model for soils and construction materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), 443-458. doi:10.1139/t04-106
- Delta-T Devices Ltd. (1999). *ThetaProbe soil moisture sensor type ML2X User Manual*. Delta-T Devices Ltd., 128 Low Road, Burwell, Cambridge, CB5 0EJ, England.
- Doré, G. (2012). *L'instrumentation des chaussées*. ViaBitume, 7(1). pp. 25-26.
- Doré, G., Grellet, D., Richard, C., & Bilodeau, J.-P. (2016). *Logiciel mécaniste-empirique de conception des chaussées souples : i3c-me*. Guide de l'utilisateur, Département de génie civil, Université Laval, pp. 84.
- Doré, G., & Zubeck, H. K. (2009). *Cold regions pavement engineering*. New York ASCE Press, McGraw Hill.
- Doucet, F. (1999). *Caractérisation de la rigidité et de la résistance à la fatigue des enrobés.*, Mémoire de maîtrise présenté à la faculté des études supérieures de l'Université Sherbrooke, Québec, Canada.
- Doucet, F., & Auger, B. (2010). *Détermination du module complexe des enrobés au Ministère des transports du Québec (LC 22-700)*. Service des matériaux d'infrastructures, Direction des laboratoires des chaussées, Ministère des transports du Québec, Rapport RTQ-10-01, .
- Doucet, F., Auger, B., & Tremblay, G. (2011). *Détermination du module complexe des enrobés*. Info DLC, Direction du laboratoire des chaussées, Transports Québec, Vol. 16, n°4, pp.2.
- Duffy, B., Orr, D., & Miller, H.J. (2016). *Enhancements to a Simple Pavement Frost Model*. Paper presented at the Transportation Research Board 95th Annual Meeting, Washington D.C.
- Dysli, M. (1991). *Le gel et son action sur les sols et les fondations* (1ère éd ed.). Lausanne Presses polytechniques et universitaires romandes.
- Ferry, J. D. (1980). *Viscoelastic properties of polymers*. John Wiley & Sons, New York, New York, USA.
- Garcia, G. S. (2007). *Concepts for mechanistic-empirical design procedure for extended life hot mix asphalt pavements with a multi-layered structure*. (Ph.D.), Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois. Récupéré de <http://hdl.handle.net/2142/83339> (3290238)

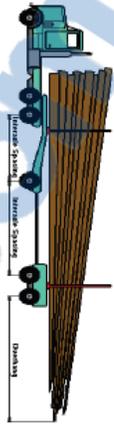
- Government of Northwest Territories. (2016a). NWT Highway System. Récupéré le 13-03-2016 du http://www.dot.gov.nt.ca/Highways/Highway_System
- Government of Northwest Territories. (2016b). Load allowances. Récupéré le 04-01-2016 du <http://www.dot.gov.nt.ca/Highways/Allowances>
- Government of Saskatchewan. (2017a). Winter Weights - General Information. *Higways and Infrastructure* Récupéré le 04-01-2017 du <http://www.highways.gov.sk.ca/Default.aspx?DN=118f33ef-4435-4a45-be9e-9951605ab138>
- Government of Saskatchewan. (2017b). Winter Weights. *Higways and Infrastructure* Récupéré le 04-01-2017 du <http://www.highways.gov.sk.ca/restrictions/>
- Grellet, D., Doré, G., & Bilodeau, J.-P. (2012). Comparative study on the impact of wide base tires and dual tires on the strains occurring within flexible pavements asphalt concrete surface course. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(5), 526-535. doi:10.1139/I2012-031
- Grellet, D., Doré, G., & Fachon, J. (2009). *Évaluation de l'impact de la pression et des types de pneus sur la résistance des chaussées souples en condition printanières et estivales*. Département de génie civil, Université Laval, Québec.
- Holtz, R. D., & Kovacks, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Traduit par Jean Lafleur. Éditions de l'École Polytechnique de Montréal.
- Hu, X.-d., Wang, J.-t., & Yu, R.-z. (2013). Uniaxial compressive and splitting tensile tests of artificially frozen soils in tunnel construction of Hong Kong. *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)*, 18(6), 688-692. doi:10.1007/s12204-013-1450-x
- Huen, K., Tighe, S., Mills, B., & Perchanok, M. (2006). *Development of Tolls for Improved Spring Load Restriction Policies in Ontario*. The Annual conference of the Transportation Association of Canada (TAC), Charlottetown, Prince Edward Island.
- Jong, D.-T., Bosscher, P. J., & Benson, C. H. (1998). *Field Assessment of Changes in Pavement Mudli Caused by Freezing and Thawing*. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin, Transportation research record 1615, Paper No. 98-0999, pp. 41-48.
- Khanal, S., Olidis, C., & Hein, D. K. (2016). *Modelling Pavement Response to Superheavy Load Movement*. Paper presented at the Conference of the Transportation Association of Canada, Toronto, ON, Applied Research Associates Inc.
- Lamothe, S. (2014). *Endommagement d'un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau ou en saumure soumis à des sollicitations cycliques de gel-dégel et mécaniques*. (Thèse de doctorat électronique), Montréal, École de technologie supérieure. Récupéré de <http://espace.etsmtl.ca/view/creators/Lamothe=3AS=E9bastien=3A=3A.html>
- Langlois, P. (2005). *Enrobés : formulation selon la méthode LC*. Québec Transports Québec.
- Lee, J., Lee, D., Park, D., Kyung, D., Kim, G., & Kim, I. (2016). Effect of freezing and thawing on KO geostatic stress state for granular materials. *Granular Matter*, 18(3), 69. doi:10.1007/s10035-016-0665-6

- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000a). State of the Art. I : Resilient Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, 126(1), 66-75.
- Lekarp, F., Isacsson, U., & Dawson, A. (2000b). State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, janvier-février, 76-83.
- Lemieux, N. (2001). *La gélivité des matériaux MG-20 utilisés dans les fondations routières*. (19470 CaQQLA Mémoire (M.Sc.)), Université Laval. Récupéré de <http://ariane.ulaval.ca/cgi-bin/recherche.cgi?qu=01-0624498> Disponible à la Bibliothèque de l'Université Laval Ariane database.
- Létourneau, M. (2012). *Effet du gel et du dégel sur les propriétés mécaniques et physiques des sols argileux*. (mémoire de maîtrise), Université Laval, Québec.
- Li, L., Liu, J., & Zhang, X. (2010a). *Resilient Modulus Characterization of Alaskan Granular Base Materials*. Alaska University Transportation Center, INE/AUCT 11.06, Alaska Department of Transportation Research, Development, and Technology, DOT # FHWA-AK-RD-10-08, 95 p. .
- Li, L., Liu, J., Zhang, X., & Saboundjian, S. (2010b). *Laboratory Investigation of Seasonal Variations in Resilient Modulus of Alaskan Base Course Material*. Paper presented at the GeoShanghai International Conference, Paving Materials and Pavement Analysis, pp. 270-278. <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/41104%28377%2933>
- Loudon, A. A., & Partners. (1995). *Cold Deep in Place Recycling : Technical Recommendation and Application Specifications*. South Africa.
- Mallick, R. B., & El-Korchi, T. (2013). *Pavement engineering : principles and practice*. (2nd ed.). Boca Raton, FL Taylor & Francis.
- Ministère de la Transition écologique et solidaire. (2005, 2013). Action des fondants routiers sur les revêtements. *Viabilité Hivernale*. Récupéré le 23-01-2017 du <http://www.viabilite-hivernale.developpement-durable.gouv.fr/action-des-fondants-routiers-sur-a4687.html>
- Ministère des Transports du Québec. (1996). *Normes, ouvrages routiers : Tome VII - Matériaux*. (Mise à jour n° 122). Québec Recupéré de http://www3.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/produits/ouvrage_routier/normes/norme3.fr.html.
- Ministère des Transports du Québec. (2007). *Détermination du module réversible et du coefficient de poisson réversible des matériaux granulaires à l'aide d'une cellule triaxiale à chargement déviatorique répété (LC-22-400)*. Procédure de laboratoire, Ministère des Transports du Québec, Québec.
- Ministère des Transports du Québec. (2009). *Détermination du module réversible des matériaux granulaires (LC 26-700)*. Procédure de laboratoire, Laboratoire des chaussées, Ministère des Transports du Québec, Québec.
- Minnesota Department of Transportation. (2012). MnPave Users's Guide.
- Minnesota Department of Transportation. (2016). MnPAVE Flexible, About MnPAVE Flexible. Récupéré le 3 août du site du Ministère <http://www.dot.state.mn.us/app/mnpave/>

- Montufar, J., & Clayton, A. (2002). Seasonal weight limits on prairie region highways: opportunities for rationalization and harmonization. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29(1), 8-16. doi:10.1139/I01-073
- Ovik, J. M., Birgisson, B., & Newcomb, D. E. (2000). *Seasonal Variations in Backcalculated Pavement Layer Moduli in Minnesota*. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: Third Volume, ASTM STP 1375, S. D. Tayabji and E. O. Lukanen, Eds., American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2000,.
- Ovik, J. M., & Siekmeier, J. A. (2004). *Investigation of the impact of increased winter load limits*. Minnesota Department of Transportation, Report 2004-25.
- Poupart, J. (2013). *Étude du comportement en déformation permanente des matériaux granulaires non liés de fondation de chaussée en condition de gel saisonnier*. (Maîtrise), Département de génie civil, Université Laval, Québec. Récupéré de <http://www.theses.ulaval.ca/2016/32643/>
- Richter, C. A. (2006). *Long-Term Pavement Performance Program, Seasonal Variations in the Moduli of Unbound Pavement Layers*. Report No. FHWA-HRT-04-079, Federal Highway Administration, McLean, VA.
- Saarelainen, S. (1992). *Modelling Frost Heaving and Frost Penetration in Soils at Some Observation Sites in Finland The SSR model*. VTTT publication 95, technical research centre of Finland, Espoo.
- Shafiee, M. H., Asefzadeh, A., Hashemian, L., & Bayat, A. (2015). Analysis of Loading Frequency in Flexible Pavement Using Fast Fourier Transform. *International Journal of Pavement Research and Technology*, Vol.8 No. 6 Nov 2015., pp. 403-409.
- Sheng, Y., Peng, W., Wen, Z., & Fukuda, M. (2003). *Physical properties of frozen soils measured using ultrasonic techniques*. International Conference on Permafrost, Proceedings: lume 2; Pages 1035-1038. .
- Simonsen, E., & Isacsson, U. (2001). Soil behavior during freezing and thawing using variable and constant confining pressure triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4), 863-875. doi:10.1139/t01-007
- Simonsen, E., Janoo, V. C., & Isacsson, U. (1997). Prediction of Pavement Response during Freezing and Thawing Using Finite Element Approach. *J. Cold Reg. Eng.*, 11(4): 308-324.
- Simonsen, E., Janoo, V. C., M.ASCE, & Isacsson, U. (2002). Resilient Properties of Unbound Road Materials during Seasonal Frost Conditions. *Journal of Cold Regions Engineering*, 16(1), 28-50. doi:10.1061/(ASCE)0887-381X(2002)16:1(28)
- Skok, E. L., Timm, D. H., Brown, M., Clyne, T. R., & Johnson, E. N. (2003). *Best Practices for the Design and Construction of Low Volume Roads - REVISED*. Récupéré de the University of Minnesota Digital Conservancy: <http://purl.umn.edu/798>
- Soliman, H., Kass, S., & Fleury, N. (2008). *A Simplified Model to Predict Frost Penetration for Manitoba Soils*. Paper presented at the Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Toronto, Ontario.

- Soto, D. F. (2016). *Mise au point d'essais simples pour estimer les propriétés mécaniques et la sensibilité au gel des sols et des matériaux de chaussées*. (Maîtrise), Département de génie civil, Université Laval, Québec. Récupéré de <http://www.theses.ulaval.ca/2016/32643/>
- St-Laurent, D. (2006). *Guide de l'utilisateur, Chaussée 2 : Logiciel de dimensionnement des chaussées souples*. Ministère des transports, Québec, Canada.
- TeckScan. (s. d.). Medical Sensor 5400N [PDF]. Récupéré le 5 décembre 2016 du <https://www.tekscan.com/products-solutions/medical-sensors/5400n>
- Transports Canada. (2012, 2012-07-18). Transport Routier. Récupéré le 2017-01-03 du <https://www.tc.gc.ca/fra/politique/anre-menu-3021.htm>
- Tutumluer, E., & Thompson, M. (1997). Anisotropic Modeling of Granular Bases in Flexible Pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1577, 18-26. doi:10.3141/1577-03
- U.S. Department of Transportation. (2006). *Geotechnical Aspects of Pavements*. Federal Highway Administration, Publication No. FHWA NHI-05-037, NHI Course No. 132040, pp. 598.
- Ulloa, A., Hajj, E. Y., Siddharthan, R. V., & Sebaaly, P. E. (2003). Equivalent Loading Frequencies for Dynamic Analysis of Asphalt Pavements. *Journal of materials in civil engineering, ASCE, J. Mater. Civ. Eng.*, 2013, 25(9), pp. 1162-1170.
- Vautrin, S., & Livret, J. (1996). *Choc thermique produit par un traitement curatif du verglas ou de la neige - synthèse des connaissances - simulation numérique à l'aide du modèle GEL 1D*. Récupéré de http://www.viabilite-hivernale.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Physique_de_l_interface_atmo_-_chaussee.pdf
- Weise, C. (2012). *Investigation of the validity of Miner's law for asphalt mixes*. Paper presented at the 5th Eurasphalt & Eurobitume Congress, Istanbul, 13-15th June 2012.
- Witczak, M. (2005). *Simple performance tests: Summary of recommended methods and database*. NCHRP Report 547, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C., USA, 15 p.
- Yao, X., Qi, J., & Yu, F. (2014). Study on Lateral Earth Pressure Coefficient at Rest for Frozen Soils. *Journal of offshore mechanics and Arctic engineering*, 136(1), 1.
- Yi, J., Doré, G., & Bilodeau, J.-P. (2016). Monitoring and Modeling the Variations of Structural Behavior of a Flexible Pavement Structure during Freezing. *Journal of Cold Regions Engineering*, 30(4). doi:doi:10.1061/(ASCE)CR.1943-5495.0000107
- Zhankui, Y., Yuanlin, Z., Ping, H., & Jiayi, Z. (1998). *Experimental study of poisson's ratio for frozen soil*. Paper presented at the Permafrost - Seventh International Conference (Proceedings), Yellowknife (Canada), Collection Nordicana No 55.

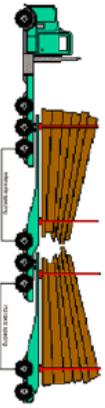
ANNEXE A :
EXTRAIT DU GUIDE TO LOG HAUL IN ALBERTA, 2015-02-11



Single Axle Jeep

	GREEN	BLUE	YELLOW	RED (Regulated)	BROWN	BLACK
Medium Spread						
Maximum GVW	60,000 kg	60,000 kg	55,000 kg	48,600 kg		
Steering ***	7,300 kg	7,300 kg	7,300 kg	5,500 kg		
Tandem Axle	25,000 kg	22,000 kg	20,000 kg	17,000 kg		
Single Axle	12,500 kg	11,000 kg	10,000 kg	9,100 kg		
Maximum combined weight on steering, drives and jeep axles	40,000 kg	38,000	35,000 kg	31,600 kg		
Minimum interaxle spacing drives to jeep	3.6 metres	3.6 metres	3.6 metres	3.6 metres		
Minimum interaxle spacing jeep to trailer	7.0 metres	6.0 metres	5.0 metres	< 5.0 metres		
Long Spread						
Maximum GVW	60,000 kg	60,000 kg	55,000 kg	48,600 kg		
Steering	7,300 kg	7,300 kg	7,300 kg	5,500 kg		
Tandem Axle	25,000 kg	22,000 kg	20,000 kg	17,000 kg		
Single Axle	12,500 kg	11,000 kg	10,000 kg	9,100 kg		
Maximum combined weight on steering, drives and jeep axles	40,000 kg	38,000 kg	35,000 kg	31,600 kg		
Minimum interaxle spacing drives to jeep	4.2 metres	4.2 metres	4.2 metres	4.2 metres		
Minimum interaxle spacing jeep to trailer	6.0 metres	5.0 metres	5.0 metres	< 5.0 metres		
*** Steering Axle Weight based on 385 mm tires See Section 3.6 Steering Axle Weight Allowances Chart						
					Private, Bush, Licence of Occupation Roads	Non Log Haul Roads
					Check with owner for allowable weights	Regulated Weights and Dimensions Apply

Figure A.1 : Charges légales permises pour un véhicule du type Single Axle Jeep (Alberta Government, 2015)



9 Axle B-Train – Tridem Drive

	GREEN	BLUE	YELLOW	RED (Regulated)	BROWN	BLACK
Maximum GVW	79,300 kg	75,300 kg	71,300 kg	63,500 kg		
Steering ***	7,300 kg	7,300 kg	7,300 kg	7,300 kg		
Tridem Drive	25,000 kg	24,000 kg	23,000 kg	23,000 kg		
Tridem Trailer	25,000 kg	24,000 kg	24,000 kg	24,000 kg		
Tandem Trailer	22,000 kg	20,000 kg	17,000 kg	17,000 kg		
Minimum Interaxle Spacing Between tandem and tridem axles	5.5 metres	5.5 metres	5.5 metres	5.5 metres	Check with owner for allowable weights	Regulated Weights and Dimensions Apply
Minimum Interaxle Spacing Between tridem axles	5.5 metres	5.5 metres	5.5 metres	5.5 metres		
Minimum Bunk Width ****	3.05 metres	3.05 metres	3.05 metres	As per regulations		
Require 27% of drive axle weight on steering axle						
*** Steering Axle Weight based on 385 mm tires. See Section 3.6 Steering Axle Weight Allowances Chart						
**** If bunk width less than 3.05 metres use weights for RED routes						
See Tridem Drive Tractor Policy						

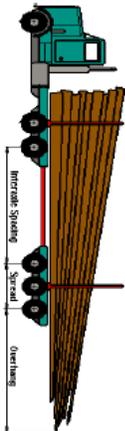
Requires a Horse Power (HP) to GVW ratio of not less than 1 HP for every 160 kg of GVW.

An application must be submitted to Alberta Transportation – Transport Engineering – prior to a permit being issued. Carriers must have a Safety Fitness rating of Satisfactory or Satisfactory (Unaudited) to be eligible to obtain a permit for a 9 axle b-train configuration.

See [9 axle b-train](#) permit conditions for track and bunk width requirements.

Figure A.2 : Charges légales permises pour un véhicule du type 9 Axle-B-Train – Tridem Drive (Alberta Government, 2015)

9.3 Axle Weights Per Route, Configuration and Interaxle Spacing Charts



Standard Log Truck

	GREEN	BLUE	YELLOW	RED (Regulated)	BROWN	BLACK
	Maximum Weight and Minimum Interaxle Spacing	Maximum Weight and Minimum Interaxle Spacing	Maximum Weight and Minimum Interaxle Spacing	No Winter Weights Regulated weights per Commercial Dimension and Weight Regulation or as posted See policy for Knock Down Weights	Private, Bush, Licence of Occupation Roads	Non Log Haul Roads
11" tires Maximum GVW	55,600 kg	50,000 kg	45,000 kg	39,600 kg		
Steering Axle Weight	5,600 ka	5,600 ka	5,600 ka	5,600 ka		
Tandem Axle Weight	25,000 ka	22,000 ka	20,000 ka	17,000 ka		
12" tires Maximum GVW	56,100 ka	50,000 ka	45,000 ka	40,100 ka		
Steering Axle Weight	6,100 kg	6,100 kg	6,100 kg	6,100 kg		
Tandem Axle Weight	25,000 kg	22,000 kg	20,000 kg	17,000 kg		
13" tires Maximum GVW	56,600 ka	50,000 ka	45,000 ka	40,600 ka		
Steering Axle Weight	6,600 ka	6,600 ka	6,600 ka	6,600 ka	Check with owner for allowable weights	Regulated Weights and Dimensions Apply
Tandem Axle Weight	25,000 kg	22,000 kg	20,000 kg	17,000 kg		
14" tires Maximum GVW	57,100 ka	50,000 ka	45,000 ka	41,100 ka		
Steering Axle Weight	7,100 ka	7,100 ka	7,100 ka	7,100 ka		
Tandem Axle Weight	25,000 ka	22,000 ka	20,000 ka	17,000 ka		
15" tires Maximum GVW	57,300 kg	50,000 kg	45,000 kg	41,300 kg		
Steering Axle Weight	7,300 ka	7,300 ka	7,300 ka	7,300 ka		
Tandem Axle Weight	25,000 ka	22,000 ka	20,000 ka	17,000 ka		
Minimum Interaxle Spacing	7.0 metres	6.0 metres	5.0 metres	<5.0 metres		

Trailers and jeeps manufactured after December 31, 2001 require a wide track width between 2.9 - 3.05 metres to qualify for winter weights. Trailers and jeeps manufactured on or before December 31, 2001 will continue to qualify for winter weights until winter weights are removed in the spring of 2016 if track width is less than 2.9 metres.

Figure A.3 : Charges légales permises pour unvéhicule du type *Standard Log Truck*
(Alberta Government, 2015)

ANNEXE B
RÉSULTATS DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION EN LABORATOIRE



FORMULE DE MÉLANGE Béton bitumineux

Nom du fabricant:	Asphalte Lagacé Inc.		No de formule:	024-5828-15A
Localisation:	Ville Vanier		Type de mélange:	EB-10S
			No d'usine:	24

Calibre (mm)	Granulats froids			Granulométrie (% passant)											% Usine	Dgth.	Dapp.	Abs.
	P-Pierre	C-Crable	F-Fine	Tamis en mm														
0-5	C	Carrière LT	Provenance	28	20	14	10	5	2.5	1.25	0.63	0.315	0.16	0.08	21.0%	2,678	2,722	0.67
0-5	S	Sablère LT		100	100	100	100	96	68	51	40	32	23	14.2	31.0%	2,697	2,729	0.47
2.5-5	C	Carrière LT		100	100	100	100	98	94	82	50	18	4	1.0	6.1%	2,654	2,728	0.58
5-10	P	Carrière LT		100	100	100	100	99	8	3	2	2	2	1.1	30.8%	2,691	2,742	0.69
5-14	P	Carrière LT		100	100	100	97	59	12	4	3	2	2	0.3	10.0%	2,636	2,691	0.78
GBR	GBR	Carrière LT		100	100	100	98	75	58	47	38	24	15	9.5	0.0%	2,638	2,678	0.64
Filler	F	Usine		100	100	100	100	100	100	100	100	98	91	77.7	1.1%	2,700	2,700	0.00
		Combine		100	100	100	96	61	47	38	26	14	8	4.6	100.0%	2,682	2,727	0.61

Form.	Tamis en mm					Tamis en µm					T.G.	%	%	%	Stabilité N	Fluage mm	Densité	
	100	100	100	92	50	0.630	0.315	0.150	0.080	Burne								Vides
100	100	100	96	60.7	47	38	26	14	8	4.6	494.3	5.00	3.7	75.1	11000	2.9	2,407	2,499
100	100	100	92	50	27	18	12	8	5	4		4.8	2	85	9000	2		
100	100	100	65	50	42	35	26	17	10	4		5	max.	min.	4			

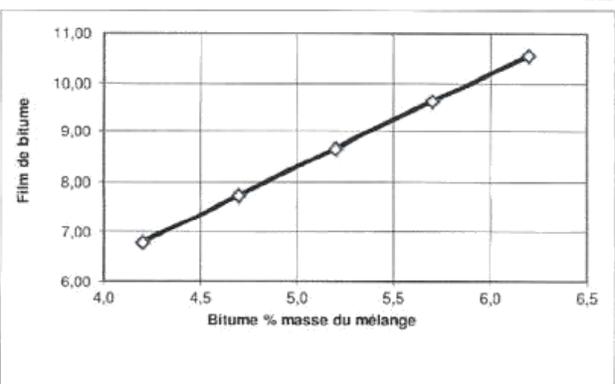
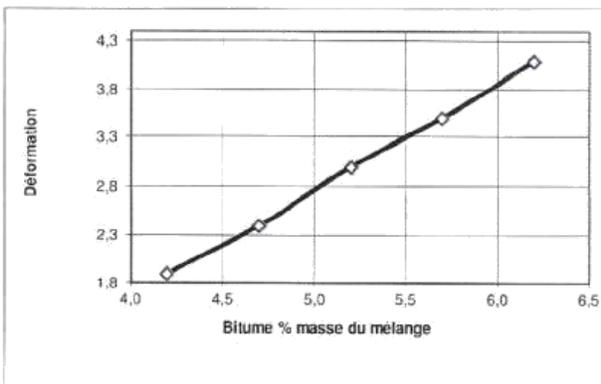
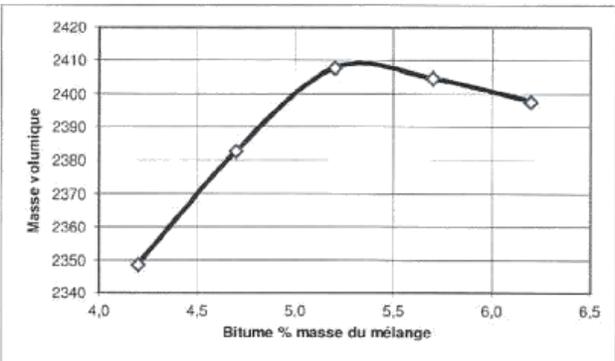
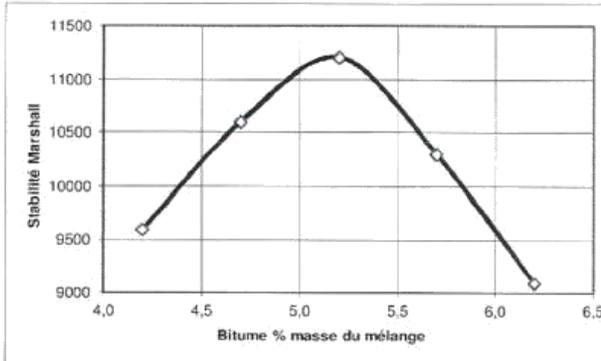
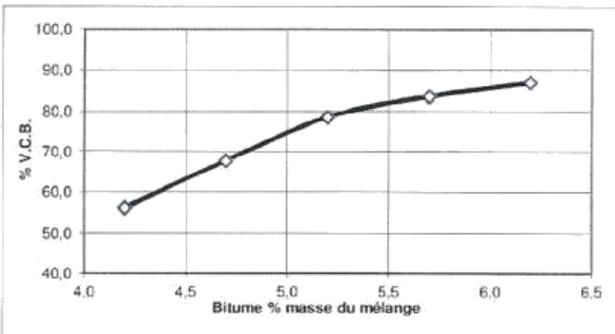
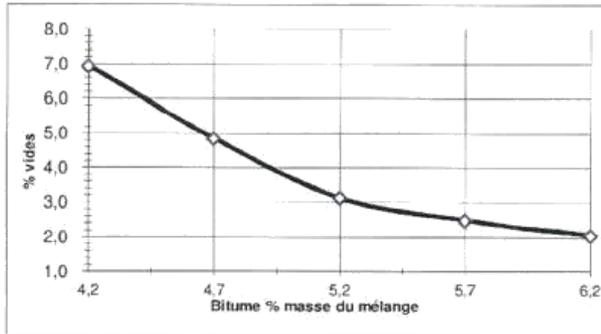
Caractéristiques supplémentaires	
Fbe min. (µm)	6,81
Baume efficace (%)	4,69
VAM (%)	14,8
Type de bitume	PG58-28
SST	5,80
FBE	8,35
Facteur de justesse	0,20

Remarques:	

Préparé par		Date	
Procuré par			
LVM			
Date de réception (laboratoire)		27-avr-15	

DIAGRAMMES DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

Nom de l'usine Asphalte Lagacé Itée.	No usine 24	No formule 024-5828-15A
Localisation Ville Vanier	Type de mélange EB 10 S	Classe de bitume PG58-28

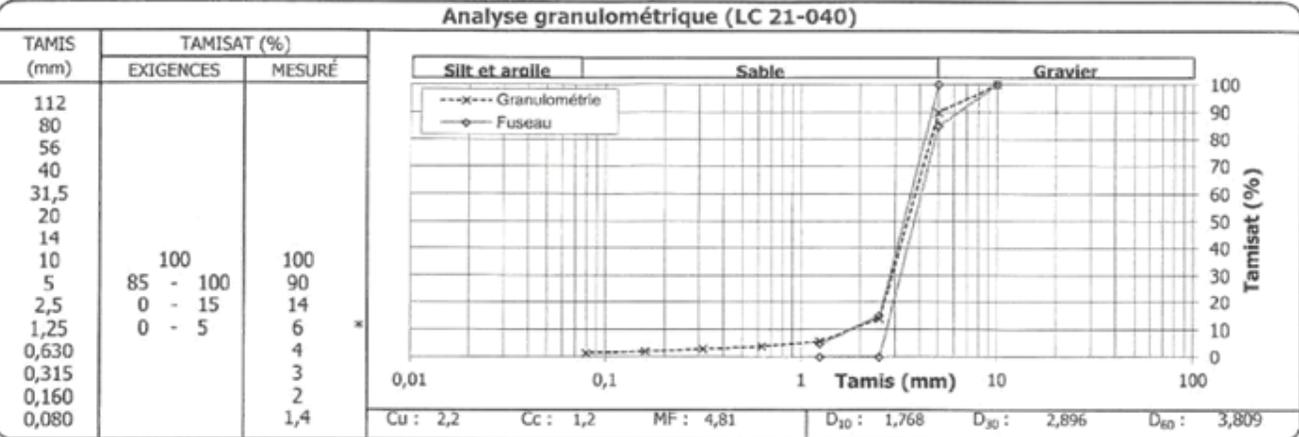


La teneur en bitume est déterminée à partir des vides visés et en considérant que le feuillet de bitume effectif, la stabilité ainsi que le fluage demeurent conformes au tableau 4201-1 de la norme 4201.

	A	B	C	D	E	Formule
% bitume	4,2	4,7	5,2	5,7	6,2	5,00
% vides	7,0	4,9	3,1	2,5	2,1	3,7
V.C.B.	56,2	67,8	78,6	83,5	86,9	75,1
M. volumique	2349	2383	2408	2405	2398	2400
Stabilité	9600	10600	11200	10300	9100	11000
Déformation	1,9	2,4	3,0	3,5	4,1	2,9
FBE	6,81	7,75	8,68	9,63	10,57	8,35
Densité max.	2,532	2,512	2,493	2,474	2,456	2,499

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTÉE	Dossier : B-0011866-1
Projet : Contrôle des matériaux; Essais laboratoire, assistance technique	Réf. client :
Endroit : 2015	Rapport n° : 2 Rév. 2
	Page 1 de 1

Échantillonnage	Spécification n° 5
N° d'échantillon : 2	Référence :
N° d'échantillon client :	Usage :
Type de matériau : Pierre concassée (2.5-5 mm)	Calibre : 2,5-5 mm
Source première; ville : Les Entreprises L.T.; L'Ange-Gardien	Classe : 1b1
Endroit échantillonné : À la source, pile de réserve;	Prélevé le : 2015-04-15
	Par : le client
	Reçu le : 2015-04-15



Autres essais	Exigé	Mesuré
Densité brute (classe d/D) (LC 21-066)		2,657
Densité brute S.S.S. (classe d/D) (LC 21-066)		2,678
Densité apparente (classe d/D) (LC 21-066)		2,713
Absorption (classe d/D) (LC 21-066) (%)		0,78
Densité brute (lavé 80 µm, < 2,5 mm) (LC 21-065)		2,657
Densité brute S.S.S. (lavé 80 µm, < 2,5 mm) (LC 21-065)		2,675
Densité apparente (lavé 80 µm, < 2,5 mm) (LC 21-065)		2,706
Absorption (lavé 80 µm, < 2,5 mm) (LC 21-065) (%)		0,68
Micro Deval (LC 21-101) (%)		7,1
Coefficient de friabilité (LC 21-080) (%)		27,4

Remarques

Le prélèvement et le transport de l'échantillon ont été effectués par un représentant du client.

UN ASTÉRISQUE ACCOMPAGNE TOUT RÉSULTAT NON CONFORME

Préparé par :	Date :
Approuvé par :	Date :

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTÉE **Dossier :** B-0011866-1
Projet : Contrôle des matériaux; Essais laboratoire, assistance technique **Réf. client :**
Endroit : 2015 **Rapport n° :** 5 **Rév. 1**
Page 1 de 1

Échantillonnage

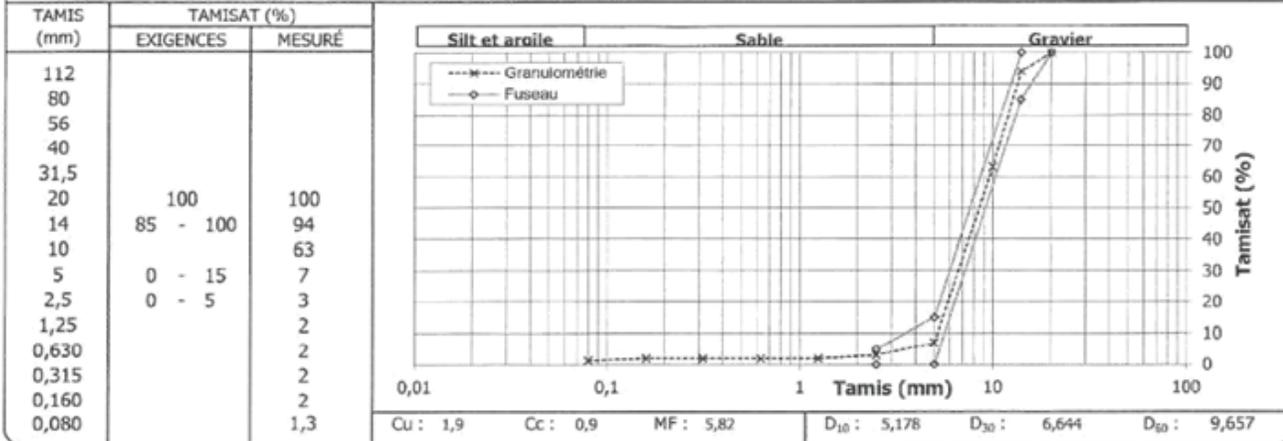
N° d'échantillon : 5
 N° d'échantillon client :
 Type de matériau : Pierre concassée (5-14 mm)
 Source première; ville : Les Entreprises L.T.; L'Ange-Gardien
 Endroit échantillonné : À la source, pile de réserve;

Spécification n° 2

Référence :
 Usage :
 Calibre : 5-14 mm
 Classe : 1b1

Prélevé le : 2015-04-15
 Par : le client
 Reçu le : 2015-04-15

Analyse granulométrique (LC 21-040)



Masse vol. sèche maximale kg/m³	Humidité optimale %	Retenu 5 mm %
------------------------------------	------------------------	------------------

Proportions selon analyse granulométrique (%)

Cailloux :	0,0	Sable :	5,9
Gravier :	92,8	Silt et argile :	1,3

Autres essais	Exigé	Mesuré
Densité brute (LC 21-067)		2,658
Densité brute S.S.S. (LC 21-067)		2,683
Densité apparente (LC 21-067)		2,726
Absorption (LC 21-067) (%)		0,94
Micro Deval (Grade D) (LC 21-070) (%)	max: 15,0	11,1
Los Angeles (Grade B2) (LC 21-400) (%)	max: 35,0	26,3
Lavage au tamis 80 µm (CSA A23,2-5A) (%)		1,1

Remarques

Le prélèvement et le transport de l'échantillon ont été effectués par un représentant du client.

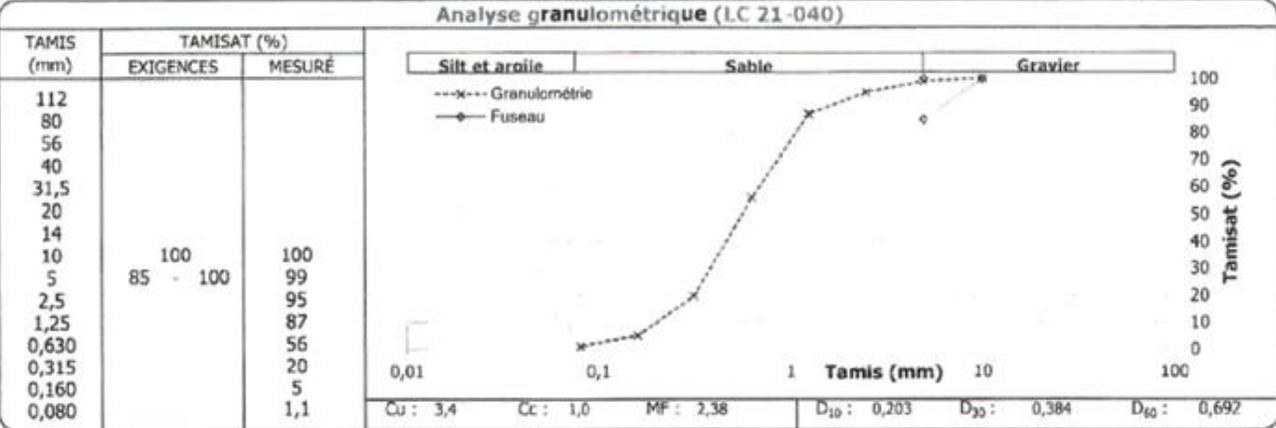
UN ASTERISQUE ACCOMPAGNE TOUT RESULTAT NON CONFORME

Préparé par : _____ **Date :** _____

Approuvé par : _____ **Date :** _____

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTEE **Dossier :** B-0011866-1
Projet : Contrôle des matériaux; Essais laboratoire, assistance technique **Réf. client :**
Endroit : 2015 **Rapport n° :** 6 **Rév. :** 4
Page : 1 de 1

Échantillonnage		Spécification n° 3	
N° d'échantillon	: 6	Référence	:
N° d'échantillon client	:	Usage	:
Type de matériau	: Sable naturel	Calibre	: 0-5 mm
Source première; ville	: Les Entreprises L.T, Saint Joachin	Classe	: 1b1
Endroit échantillonné	: À la source, pile de réserve;	Prélevé le	: 2015-04-15
		Par	: le client
		Reçu le	: 2015-04-15



Autres essais	Exigé	Mesuré
Micro Deval (LC 21-101) (%)	max: 30,0	17,3
Teneur en mottes d'argile et particules friables, granulats < 5 mm (CSA A23,2-3A) (%)	max: 2,0	0,2
Coefficient de friabilité (LC 21-080) (%)	max: 40,0	20,8
Coefficient d'écoulement (LC 21-075)		82
Temps d'écoulement (LC 21-075) (s)		30,29
Densité brute (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065)		2,707
Densité brute S.S.S. (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065)		2,716
Densité apparente (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065)		2,732
Absorption (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065) (%)		0,34

Remarques

Le prélèvement et le transport de l'échantillon ont été effectués par un représentant du client.

UN ASTÉRISQUE ACCOMPAGNE TOUT RÉSULTAT NON CONFORME

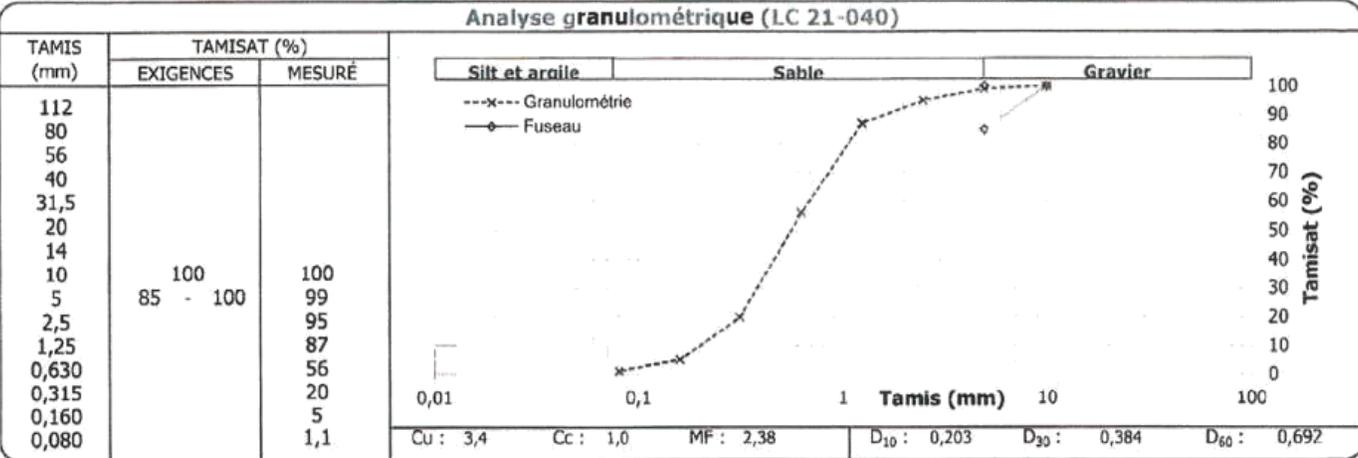
Préparé par :	Date :	Approuvé par :	Date :
----------------------	---------------	-----------------------	---------------

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTÉE **Dossier :** B-0011866-1
Projet : Contrôle des matériaux; Essais laboratoire, assistance technique **Réf. client :**
Endroit : 2015 **Rapport n° :** 6 **Rév. 4**
Page 1 de 1

Échantillonnage
 N° d'échantillon : 6
 N° d'échantillon client :
 Type de matériau : Sable naturel
 Source première; ville : Les Entreprises L.T, Saint Joachin
 Endroit échantillonné : À la source, pile de réserve;

Spécification n° 3
 Référence :
 Usage :
 Calibre : 0-5 mm
 Classe : 1b1

Prélevé le : 2015-04-15
 Par : le client
 Reçu le : 2015-04-15



Autres essais	Exigé	Mesuré
Micro Deval (LC 21-101) (%)	max: 30,0	17,3
Teneur en mottes d'argile et particules friables, granulat < 5 mm (CSA A23,2-3A) (%)	max: 2,0	0,2
Coefficient de friabilité (LC 21-080) (%)	max: 40,0	20,8
Coefficient d'écoulement (LC 21-075)		82
Temps d'écoulement (LC 21-075) (s)		30,29
Densité brute (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065)		2,707
Densité brute S.S.S. (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065)		2,716
Densité apparente (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065)		2,732
Absorption (lavé 80 µm, < 2,0 mm) (LC 21-065) (%)		0,34

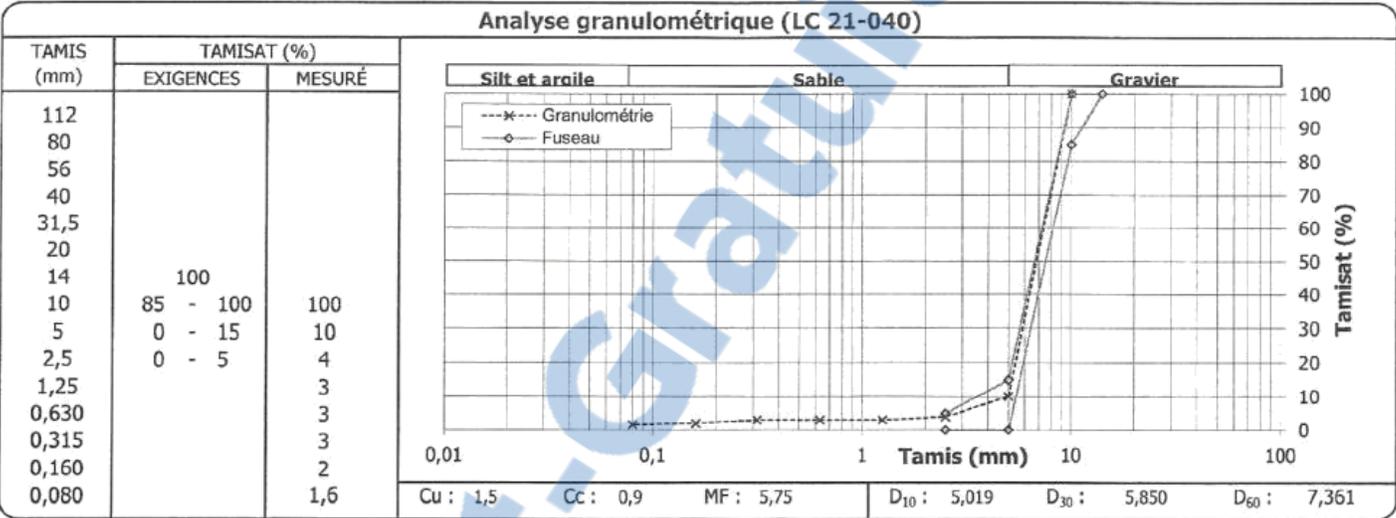
Remarques
 Le prélèvement et le transport de l'échantillon ont été effectués par un représentant du client.
 UN ASTÉRISQUE ACCOMPAGNE TOUT RÉSULTAT NON CONFORME

Préparé par : _____ **Date :** _____

Approuvé par : _____ **Date :** _____

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTÉE	Dossier : B-0011866-1
Projet : Contrôle des matériaux; Essais laboratoire, assistance technique	Réf. client :
Endroit : 2015	Rapport n° : 8 Rév. 1
	Page 1 de 1

Échantillonnage	Spécification n° 1
N° d'échantillon : 8	Référence : BNQ
N° d'échantillon client :	Usage :
Type de matériau : Pierre concassée (5-10mm)	Calibre : 5-10 mm
Source première; ville : Les Entreprises L.T.; L'Ange-Gardien	Classe : 1b1
Endroit échantillonné : À la source, pile de réserve;	Prélevé le : 2015-04-15
	Par : le client
	Reçu le : 2015-04-15



Masse vol. sèche maximale kg/m ³	Humidité optimale %	Retenu 5 mm %

Proportions selon analyse granulométrique (%)			
Cailloux :	0,0	Sable :	7,9
Gravier :	90,5	Silt et argile :	1,6

Autres essais	Exigé	Mesuré
Densité brute (LC 21-067)		2,691
Densité brute S.S.S. (LC 21-067)		2,709
Densité apparente (LC 21-067)		2,742
Absorption (LC 21-067) (%)		0,69
Micro Deval (Grade E) (LC 21-070) (%)	max: 15,0	12,7
Los Angeles (Grade C1) (LC 21-400) (%)	max: 35,0	34,1
Lavage au tamis 80 µm (CSA A23,2-5A) (%)		0,9

Remarques

Le prélèvement et le transport de l'échantillon ont été effectués par un représentant du client.

UN ASTERISQUE ACCOMPAGNE TOUT RESULTAT NON CONFORME

Préparé par :	Date :
Approuvé par :	Date :

ÉCHANTILLON

Mode d'échantillonnage : Carottier de 150 mm Ø ext.
Type d'échantillon : Carottes
Type d'enrobé : EB-10S
Usage :
Date de réception : 2015-12-08

EXPÉDITEUR ET DISTRIBUTION

Soumis par : Jean-Pascal Bilodeau, UL
Destinataire : Jean-Pascal Bilodeau, UL
Numéro de dossier interne : AM-075-15

PRÉLÈVEMENT

No. de fiche d'échantillonnage :
Numéro d'échantillon : 1-B - 2-B - 3-B
Prélevé par :
Date/Heure :
Lieu : Fosse d'essais de la Chaire i3C
Source de l'enrobé :
Source de bitume :
Lot :

Entrepreneur :
Route/tronc./sect. :
Chaînage/décalage :
Voie/emplacement dans la voie :
Municipalité :
Source de granulats : Carrière LT
Classe de bitume : PG 58-28

Centrale d'enrobage : Asphalte Lagacé Itée. (024)
Type d'essai à réaliser : Module complexe

Formule d'enrobé : 024-5828-15A
Teneur en bitume : 5.00%

Remarque : Couche de base

LC 26-700 Détermination du module complexe des enrobés

Mode de préparation : Carottage sur la route
Hauteur des éprouvettes : 131 mm
Diamètre des éprouvettes : 75 mm

Éprouvette :	EB-139-15	EB-141-15	EB-143-15
Dmax :	2.499	2.499	2.499
Dbrute :	2.406	2.389	2.414
% de vides :	3.7%	4.4%	3.4%

MODÈLE HUET-SAYEGH DE MODULE COMPLEXE, E* (MPa)

E ₀	E _∞	δ	k	h	τ ₀	a ₁	a ₂
2.0	32 500	2.231	0.205	0.604	0.015	-0.141	9.13E-04

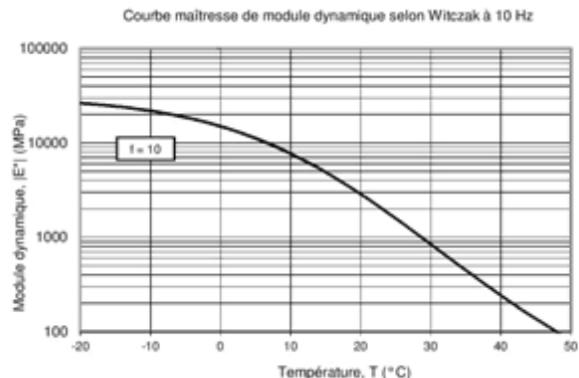
* À la température de référence (Tr) = 10°C

MODÈLE WITCZAK DE MODULE DYNAMIQUE, LOG |E*| (MPa)

δ	α	β	γ	a ₁	a ₂
0.188	4.291	-1.318	-0.515	-0.137	7.20E-04

* À la température de référence (Tr) = 10°C

Remarque :



Essais supervisés par :

Date : 2016-02-17

COMMENTAIRES DE L'APPROBATEUR

Vérfié par :

Date : 2016-02-19

MODÈLE HUET-SAYEGH DE MODULE COMPLEXE, E* (MPa)

$$E^* = E_o + \frac{E_\infty - E_o}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}}$$

$$\tau = a_T \cdot \tau_o$$

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

$T_r =$	10 °C
RMSE log E1 =	0.056
RMSE log E2 =	0.040
R ² log E1 =	1.00
R ² log E2 =	1.00
n =	97

E _o	E _∞	δ	k	h	τ _o	a ₁	a ₂
2.0	32 500	2.231	0.205	0.604	0.015	-0.141	9.13E-04

MODÈLE WITCZAK DE MODULE DYNAMIQUE, LOG |E*| (MPa)

$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}}$$

$$f_r = a_T \cdot f$$

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

$T_r =$	10 °C
RMSE log E* =	0.031
R ² log E* =	1.00
n =	97
E _{min} =	1.5
E _{max} =	30 100

δ	α	β	γ	a ₁	a ₂
0.188	4.291	-1.318	-0.515	-0.137	7.20E-04

Éprouvette : EB-139-15 Densité brute : 2.406
Densité max : 2.499 Teneur vides : 3.7%

T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ε (μe)	CV _r (%)	E* (MPa)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	792.9	28.4	15	27 947	2.4	27 922	1 182
-19.6	3	772.0	29.3	15	26 341	4.0	26 278	1 828
-19.6	1	718.6	28.9	16	24 847	5.0	24 754	2 157
-19.6	0.3	688.3	29.8	15	23 130	6.1	22 998	2 461
-19.6	0.1	653.5	30.5	15	21 456	7.1	21 292	2 646
-9.7	10	856.5	39.1	10	21 894	6.6	21 750	2 507
-9.7	3	780.6	39.8	10	19 617	8.2	19 417	2 794
-9.7	1	694.8	39.6	9	17 565	10.0	17 296	3 064
-9.7	0.3	615.9	40.3	8	15 287	11.8	14 962	3 135
-9.7	0.1	540.8	41.1	6	13 149	14.1	12 753	3 201
0.2	10	754.2	51.7	7	14 585	13.4	14 187	3 386
0.2	3	606.7	50.8	6	11 942	16.6	11 442	3 418
0.2	1	480.9	49.5	4	9 719	19.6	9 157	3 257
0.2	0.3	379.6	51.2	2	7 419	23.6	6 799	2 969
0.2	0.1	285.6	51.5	2	5 545	27.7	4 907	2 581
10.4	10	385.5	51.6	10	7 475	25.5	6 746	3 221
10.4	3	292.0	57.3	10	5 099	31.8	4 333	2 689
10.4	1	181.1	52.8	10	3 428	36.9	2 742	2 058
10.4	0.3	107.8	52.1	10	2 069	42.4	1 527	1 396
10.4	0.1	63.9	51.7	11	1 235	46.1	857	889
20.3	10	154.0	52.9	11	2 911	41.2	2 189	1 919
20.3	3	97.3	60.7	10	1 603	47.5	1 084	1 181
20.3	1	47.5	52.9	10	899	51.0	565	699
20.3	0.3	23.9	51.8	10	461	52.3	282	365
20.3	0.1	13.2	51.4	11	258	51.7	159	202
30.3	10	37.6	46.7	8	804	54.7	465	656
30.3	3	18.6	47.8	9	389	56.3	216	324
30.3	1	10.7	53.2	10	202	55.5	114	166
30.3	0.3	5.4	51.9	13	105	53.3	63	84
30.3	0.1	3.2	51.6	14	63	56.2	35	52
40.5	10	8.4	38.6	10	218	55.1	125	179
40.4	3	5.5	49.2	12	112	49.6	72	85
40.4	1	3.8	51.9	14	73	39.5	56	46

Éprouvette : EB-141-15 Densité brute : 2.389
Densité max : 2.499 Teneur vides : 4.4%

T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ε (μe)	CV _r (%)	E* (MPa)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.7	10	770.2	29.4	36	26 184	2.3	26 164	1 038
-19.7	3	731.1	29.6	37	24 729	4.2	24 663	1 808
-19.7	1	680.6	29.0	38	23 432	4.8	23 349	1 973
-19.7	0.3	653.6	29.9	38	21 858	5.4	21 762	2 044
-9.7	10	820.3	39.5	28	20 780	6.8	20 634	2 455
-9.7	3	744.3	39.8	30	18 683	8.4	18 481	2 736
-9.7	1	668.1	39.8	30	16 802	9.6	16 568	2 792
-9.7	0.3	594.4	40.6	30	14 627	11.3	14 342	2 871
-9.7	0.1	521.4	41.3	30	12 624	13.7	12 267	2 983
0.3	10	715.3	53.3	29	13 429	14.1	13 025	3 266
0.3	3	556.4	50.9	31	10 926	17.5	10 418	3 292
0.3	1	448.0	49.8	30	8 986	18.7	8 511	2 884
0.3	0.3	355.1	51.5	30	6 896	23.3	6 335	2 725
0.3	0.1	267.5	52.0	27	5 141	24.7	4 670	2 150
10.4	10	364.3	50.0	9	7 286	24.6	6 624	3 036
10.4	3	281.2	56.1	8	5 016	30.5	4 324	2 542
10.4	1	179.9	52.5	7	3 427	35.0	2 806	1 967
10.4	0.3	110.9	52.2	4	2 124	40.0	1 627	1 364
10.4	0.1	68.6	51.6	4	1 328	42.8	975	902
20.2	10	151.9	53.2	12	2 854	40.1	2 183	1 838
20.2	3	67.4	40.6	8	1 659	44.9	1 175	1 172
20.2	1	50.8	53.0	4	958	48.1	639	713
20.2	0.3	27.8	51.9	9	536	48.5	355	401
20.3	0.1	17.8	51.6	18	345	42.5	255	233
30.3	10	44.0	47.2	7	932	50.2	596	717
30.3	3	23.2	49.3	3	471	51.3	294	367
30.3	1	13.9	53.5	10	259	49.6	168	197
30.3	0.3	7.5	52.3	18	143	45.7	100	102
30.3	0.1	4.6	51.9	21	89	44.3	63	62
40.2	10	11.4	49.1	6	231	58.7	120	198
40.2	3	5.8	55.2	3	106	55.8	59	88
40.2	1	3.1	52.1	5	59	50.6	37	46

Éprouvette : EB-143-15 Densité brute : 2.414
Densité max : 2.499 Teneur vides : 3.4%

T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ε (μe)	CV _r (%)	E* (MPa)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	753.5	28.0	17	26 867	3.3	26 822	1 557
-19.6	3	738.9	29.1	17	25 397	3.9	25 340	1 711
-19.6	1	697.3	28.8	18	24 177	4.8	24 093	2 020
-19.6	0.3	679.0	29.9	17	22 681	5.5	22 575	2 189
-19.6	0.1	648.0	30.7	16	21 094	6.6	20 952	2 441
-9.7	10	829.2	39.2	19	21 167	6.5	21 033	2 378
-9.7	3	754.8	39.6	19	19 085	7.9	18 904	2 622
-9.7	1	680.0	39.5	19	17 210	9.8	16 959	2 926
-9.7	0.3	611.5	40.6	18	15 066	11.1	14 784	2 906
-9.7	0.1	538.0	41.2	18	13 065	13.1	12 723	2 972
0.3	10	729.0	50.8	2	14 358	12.5	14 016	3 114
0.3	3	596.4	50.1	2	11 911	15.4	11 482	3 170
0.3	1	480.9	49.2	3	9 768	18.4	9 270	3 080
0.3	0.3	389.5	51.7	3	7 535	22.2	6 975	2 851
0.3	0.1	294.2	51.6	6	5 699	26.7	5 094	2 557
10.4	10	359.1	46.8	12	7 680	23.4	7 045	3 056
10.4	3	294.3	55.0	12	5 348	30.0	4 629	2 678
10.4	1	194.0	52.5	12	3 694	34.8	3 035	2 106
10.4	0.3	120.2	52.3	12	2 297	40.1	1 757	1 479
10.4	0.1	73.6	51.6	11	1 424	43.8	1 029	985
20.2	10	170.4	56.1	9	3 038	39.9	2 331	1 949
20.2	3	82.7	47.4	7	1 743	45.5	1 221	1 244
20.2	1	52.6	53.0	6	992	49.7	641	757
20.2	0.3	26.7	51.9	6	515	53.1	309	412
20.2	0.1	14.6	51.5	7	283	53.3	170	227
30.3	10	34.3	37.8	6	909	53.0	547	726
30.3	3	23.4	54.0	6	433	57.2	235	364
30.3	1	11.8	52.7	8	224	56.0	125	186
30.3	0.3	6.0	51.9	10	116	53.0	70	92
30.3	0.1	3.4	51.8	9	66	51.8	41	52
40.3	10	15.0	57.4	11	262	58.6	136	223
40.3	3	6.7	50.8	14	131	56.9	72	110



ÉCHANTILLON

Mode d'échantillonnage : Carottier de 150 mm Ø ext.
Type d'échantillon : Carottes
Type d'enrobé : EB-10S
Usage :
Date de réception : 2015-12-08

EXPÉDITEUR ET DISTRIBUTION

Soumis par : Jean-Pascal Bilodeau, UL
Destinataire : Jean-Pascal Bilodeau, UL
Numéro de dossier interne : AM-075-15

PRÉLÈVEMENT

No. de fiche d'échantillonnage :
Numéro d'échantillon : 1-H - 2-H - 3-H
Prélevé par :
Date/Heure :
Lieu : Fosse d'essais de la Chaire i3C
Source de l'enrobé :
Source de bitume :
Lot :

Entrepreneur :
Route/tronç./sect. :
Chaînage/décalage :
Voie/emplacement dans la voie :
Municipalité :
Source de granulats : Carrière LT
Classe de bitume : PG 58-28

Centrale d'enrobage : Asphalte Lagacé ltée. (024)
Type d'essai à réaliser : Module complexe

Formule d'enrobé : 024-5828-15A
Teneur en bitume : 5.00%

Remarque : Couche de surface

LC 26-700 Détermination du module complexe des enrobés

Mode de préparation : Carottage sur la route
Hauteur des éprouvettes : 129 mm
Diamètre des éprouvettes : 75 mm

Éprouvette :	EB-140-15	EB-142-15	EB-144-15
Dmax :	2.499	2.499	2.499
Dbrute :	2.334	2.327	2.329
% de vides :	6.6%	6.9%	6.8%

MODÈLE HUET-SAYEGH DE MODULE COMPLEXE, E* (MPa)

E_0	E_∞	δ	k	h	τ_0	a_1	a_2
1.8	29 700	2.529	0.201	0.629	0.009	-0.138	9.29E-04

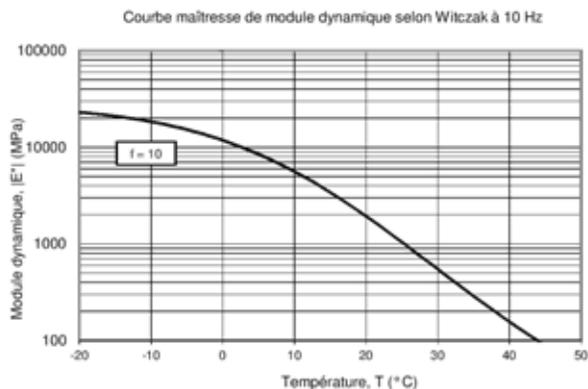
* À la température de référence (Tr) = 10°C

MODÈLE WITCZAK DE MODULE DYNAMIQUE, LOG |E*| (MPa)

δ	α	β	γ	a_1	a_2
-0.414	4.848	-1.313	-0.490	-0.138	8.43E-04

* À la température de référence (Tr) = 10°C

Remarque :



Essais supervisés par :

Date : 2016-02-17

COMMENTAIRES DE L'APPROBATEUR

Original du rapport signé par :

Vérifié par :

Date : 2016-02-19

MODÈLE HUET-SAYEGH DE MODULE COMPLEXE, E* (MPa)

$$E^* = E_o + \frac{E_\infty - E_o}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}}$$

$$\tau = a_T \cdot \tau_o$$

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

$T_r =$	10 °C
RMSE log E1 =	0.043
RMSE log E2 =	0.034
R ² log E1 =	1.00
R ² log E2 =	1.00
n =	91

E_o	E_∞	δ	k	h	τ_o	a_1	a_2
1.8	29 700	2.529	0.201	0.629	0.009	-0.138	9.29E-04

MODÈLE WITCZAK DE MODULE DYNAMIQUE, LOG |E*| (MPa)

$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}}$$

$$f_r = a_T \cdot f$$

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

$T_r =$	10 °C
RMSE log E* =	0.022
R ² log E* =	1.00
n =	91
$E_{min} =$	0.4
$E_{max} =$	27 200

δ	α	β	γ	a_1	a_2
-0.414	4.848	-1.313	-0.490	-0.138	8.43E-04

Éprouvette :	EB-140-15	Densité brute :	2.334					
Densité max :	2.499	Teneur vides :	6.6%					
T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ϵ ($\mu\epsilon$)	CV _c (%)	E* (MPa)	ϕ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	712.2	29.8	17	23 892	3.8	23 840	1 564
-19.6	3	665.2	29.5	18	22 538	6.2	22 407	2 431
-19.6	1	616.7	29.1	17	21 180	5.5	21 082	2 035
-19.6	0.3	587.6	30.0	16	19 609	6.7	19 473	2 301
-19.6	0.1	553.8	30.8	15	18 008	7.9	17 838	2 467
-9.7	10	763.7	41.8	4	18 276	7.3	18 129	2 314
-9.7	3	650.3	40.2	3	16 175	8.7	15 988	2 454
-9.7	1	571.4	39.8	2	14 354	10.8	14 100	2 689
-9.7	0.3	499.6	40.6	2	12 312	13.0	11 999	2 759
-9.7	0.1	431.7	41.3	5	10 460	15.3	10 091	2 753
0.3	10	659.5	57.4	6	11 497	14.4	11 136	2 857
0.3	3	480.4	51.9	9	9 255	17.6	8 824	2 793
0.3	1	371.8	50.3	11	7 385	21.2	6 884	2 673
0.3	0.3	283.5	51.6	14	5 499	25.0	4 986	2 321
0.3	0.1	207.5	51.9	18	4 002	29.1	3 498	1 944
10.3	10	328.3	58.6	18	5 604	27.2	4 982	2 565
10.3	3	216.1	57.3	20	3 773	32.9	3 167	2 050
10.3	1	132.2	52.9	20	2 498	38.2	1 964	1 544
10.4	0.3	78.3	52.2	18	1 499	42.4	1 106	1 012
10.4	0.1	46.9	51.7	15	907	45.7	634	649
20.3	10	126.0	63.6	18	1 981	44.8	1 405	1 397
20.3	3	45.7	41.6	13	1 099	49.7	711	838
20.3	1	31.8	53.0	9	600	52.9	362	479
20.3	0.3	15.8	51.9	8	305	54.6	177	249
20.3	0.1	8.7	51.5	9	169	51.2	106	132
30.4	10	27.1	48.8	2	555	54.8	320	454
30.4	3	13.5	50.9	1	265	57.0	145	222
30.4	1	7.3	52.9	1	139	56.3	77	116
30.4	0.3	3.8	52.0	1	73	51.0	46	57
40.1	10.4	10.1	66.0	8	153	56.3	85	128
40.1	3	3.4	50.3	8	67	62.5	31	60

Éprouvette :	EB-142-15	Densité brute :	2.327					
Densité max :	2.499	Teneur vides :	6.9%					
T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ϵ ($\mu\epsilon$)	CV _c (%)	E* (MPa)	ϕ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	675.1	30.1	14	22 420	4.2	22 360	1 651
-19.6	3	623.1	29.4	15	21 225	4.0	21 172	1 493
-19.6	1	579.8	29.1	15	19 933	5.2	19 850	1 817
-19.6	0.3	554.4	30.0	16	18 473	6.4	18 356	2 073
-19.6	0.1	520.5	30.7	16	16 964	8.0	16 800	2 354
-9.7	10	709.2	41.6	18	17 048	7.5	16 901	2 234
-9.7	3	603.7	39.9	19	15 143	9.4	14 939	2 481
-9.7	1	532.5	39.7	20	13 398	11.3	13 139	2 620
-9.7	0.3	464.2	40.6	21	11 435	13.3	11 131	2 622
-9.7	0.1	399.7	41.1	23	9 723	15.1	9 386	2 537
0.3	10	616.2	56.9	25	10 828	15.1	10 456	2 813
0.3	3	444.5	51.2	27	8 685	18.3	8 246	2 727
0.3	1	343.9	50.1	28	6 863	22.2	6 353	2 598
0.3	0.3	261.2	51.4	29	5 078	26.1	4 561	2 232
0.3	0.1	188.4	51.6	29	3 654	30.7	3 142	1 865
10.3	10	303.5	55.6	29	5 455	27.2	4 852	2 493
10.3	3	203.7	55.6	29	3 662	33.5	3 054	2 020
10.3	1	127.6	53.1	26	2 404	39.2	1 863	1 519
10.3	0.3	74.3	52.4	21	1 418	44.5	1 012	993
10.3	0.1	42.8	51.6	15	829	47.9	556	614
20.2	10	105.3	53.5	24	1 968	43.7	1 423	1 360
20.2	3	62.3	58.6	18	1 063	49.4	691	807
20.3	1	31.1	52.9	14	587	52.2	360	464
20.2	0.3	15.3	51.8	14	295	54.0	174	239
20.3	0.1	8.2	51.6	16	159	54.1	93	129
30.3	10	22.2	40.2	10	551	55.5	312	454
30.3	3	14.3	55.6	9	256	57.8	137	217
30.3	1	7.0	52.8	9	134	57.4	72	113
30.3	0.3	3.6	52.0	9	69	55.9	38	57
40.2	10	8.8	62.1	11	142	62.2	66	125
40.2	3	3.7	54.9	11	68	55.3	39	56

Éprouvette :	EB-144-15	Densité brute :	2.329					
Densité max :	2.499	Teneur vides :	6.8%					
T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ϵ ($\mu\epsilon$)	CV _c (%)	E* (MPa)	ϕ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	724.2	29.9	19	24 208	2.9	24 178	1 205
-19.6	3	669.0	29.4	19	22 759	4.6	22 685	1 832
-19.6	1	623.0	29.0	18	21 448	5.6	21 345	2 098
-19.6	0.3	594.8	30.0	16	19 808	7.0	19 662	2 398
-9.7	10	745.2	41.1	11	18 111	7.4	17 961	2 321
-9.7	3	639.2	39.9	10	16 022	9.8	15 790	2 714
-9.7	1	563.3	39.7	7	14 173	11.2	13 905	2 742
-9.7	0.3	491.0	40.6	4	12 091	13.5	11 755	2 828
-9.7	0.1	421.1	41.2	1	10 213	16.1	9 815	2 824
0.3	3	469.8	51.0	21	9 220	16.5	8 842	2 615
0.3	1	372.8	50.2	19	7 423	22.1	6 877	2 793
0.3	0.3	284.2	51.6	12	5 505	25.6	4 966	2 375
0.3	0.1	205.5	51.5	9	3 989	29.3	3 478	1 953
10.3	10	282.4	53.9	36	5 241	27.3	4 658	2 402
10.3	3	201.6	57.7	36	3 496	33.5	2 917	1 927
10.3	1	122.0	52.8	34	2 309	38.5	1 807	1 437
10.3	0.3	72.1	52.2	28	1 383	43.0	1 011	943
10.3	0.1	43.0	51.7	23	831	45.9	578	597
20.2	10	98.6	51.5	28	1 915	43.9	1 380	1 328
20.2	3	46.6	44.0	20	1 060	48.9	698	799
20.2	1	31.1	52.9	14	587	52.1	361	463
20.2	0.3	15.4	51.8	12	298	54.1	174	241
20.2	0.1	8.5	51.3	13	166	51.8	103	130
30.4	10	30.3	52.5	11	578	54.0	340	467
30.4	3	14.0	50.7	13	276	55.2	157	227
30.4	1	7.7	52.9	15	145	53.8	86	117
30.4	0.3	4.1	52.0	17	78	47.5	53	58
40.4	10	7.8	48.7	11	160	57.0	87	134
40.4	3	4.0	51.9	11	77	51.4	48	60

MODÈLE HUET-SAYEGH DE MODULE COMPLEXE, E* (MPa)

$$E^* = E_o + \frac{E_\infty - E_o}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}}$$

$$\tau = a_T \cdot \tau_o$$

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

$T_r =$	10 °C
RMSE log E1 =	0.056
RMSE log E2 =	0.040
R ² log E1 =	1.00
R ² log E2 =	1.00
n =	97

E _o	E _∞	δ	k	h	τ _o	a ₁	a ₂
2.0	32 500	2.231	0.205	0.604	0.015	-0.141	9.13E-04

MODÈLE WITCZAK DE MODULE DYNAMIQUE, LOG |E*| (MPa)

$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}}$$

$$f_r = a_T \cdot f$$

$$\log a_T = a_1(T - T_r) + a_2(T - T_r)^2$$

$T_r =$	10 °C
RMSE log E* =	0.031
R ² log E* =	1.00
n =	97
E _{min} =	1.5
E _{max} =	30 100

δ	α	β	γ	a ₁	a ₂
0.188	4.291	-1.318	-0.515	-0.137	7.20E-04

Éprouvette : EB-139-15 Densité brute : 2.406
Densité max : 2.499 Teneur vides : 3.7%

T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ε (µε)	CV _ε (%)	E* (MPa)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	792.9	28.4	15	27 947	2.4	27 922	1 182
-19.6	3	772.0	29.3	15	26 341	4.0	26 278	1 828
-19.6	1	718.6	28.9	16	24 847	5.0	24 754	2 157
-19.6	0.3	688.3	29.8	15	23 130	6.1	22 998	2 461
-19.6	0.1	653.5	30.5	15	21 456	7.1	21 292	2 646
-9.7	10	856.5	39.1	10	21 894	6.6	21 750	2 507
-9.7	3	780.6	39.8	10	19 617	8.2	19 417	2 794
-9.7	1	694.8	39.6	9	17 565	10.0	17 296	3 064
-9.7	0.3	615.9	40.3	8	15 287	11.8	14 962	3 135
-9.7	0.1	540.8	41.1	6	13 149	14.1	12 753	3 201
0.2	10	754.2	51.7	7	14 585	13.4	14 187	3 386
0.2	3	606.7	50.8	6	11 942	16.6	11 442	3 418
0.2	1	480.9	49.5	4	9 719	19.6	9 157	3 257
0.2	0.3	379.6	51.2	2	7 419	23.6	6 799	2 969
0.2	0.1	285.6	51.5	2	5 545	27.7	4 907	2 581
10.4	10	385.5	51.6	10	7 475	25.5	6 746	3 221
10.4	3	292.0	57.3	10	5 099	31.8	4 333	2 689
10.4	1	181.1	52.8	10	3 428	36.9	2 742	2 058
10.4	0.3	107.8	52.1	10	2 069	42.4	1 527	1 396
10.4	0.1	63.9	51.7	11	1 235	46.1	857	889
20.3	10	154.0	52.9	11	2 911	41.2	2 189	1 919
20.3	3	97.3	60.7	10	1 603	47.5	1 084	1 181
20.3	1	47.5	52.9	10	899	51.0	565	699
20.3	0.3	23.9	51.8	10	461	52.3	282	365
20.3	0.1	13.2	51.4	11	258	51.7	159	202
30.3	10	37.6	46.7	8	804	54.7	465	656
30.3	3	18.6	47.8	9	389	56.3	216	324
30.3	1	10.7	53.2	10	202	55.5	114	166
30.3	0.3	5.4	51.9	13	105	53.3	63	84
30.3	0.1	3.2	51.6	14	63	56.2	35	52
40.5	10	8.4	38.6	10	218	55.1	125	179
40.4	3	5.5	49.2	12	112	49.6	72	85
40.4	1	3.8	51.9	14	73	39.5	56	46

Éprouvette : EB-141-15 Densité brute : 2.389
Densité max : 2.499 Teneur vides : 4.4%

T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ε (µε)	CV _ε (%)	E* (MPa)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.7	10	770.2	29.4	36	26 184	2.3	26 164	1 038
-19.7	3	731.1	29.6	37	24 729	4.2	24 663	1 808
-19.7	1	680.6	29.0	38	23 432	4.8	23 349	1 973
-19.7	0.3	653.6	29.9	38	21 858	5.4	21 762	2 044
-9.7	10	820.3	39.5	28	20 780	6.8	20 634	2 455
-9.7	3	744.3	39.8	30	18 683	8.4	18 481	2 736
-9.7	1	668.1	39.8	30	16 802	9.6	16 568	2 792
-9.7	0.3	594.4	40.6	30	14 627	11.3	14 342	2 871
-9.7	0.1	521.4	41.3	30	12 624	13.7	12 267	2 983
0.3	10	715.3	53.3	29	13 429	14.1	13 025	3 266
0.3	3	556.4	50.9	31	10 926	17.5	10 418	3 292
0.3	1	448.0	49.8	30	8 986	18.7	8 511	2 884
0.3	0.3	355.1	51.5	30	6 896	23.3	6 335	2 725
0.3	0.1	267.5	52.0	27	5 141	24.7	4 670	2 150
10.4	10	364.3	50.0	9	7 286	24.6	6 624	3 036
10.4	3	281.2	56.1	8	5 016	30.5	4 324	2 542
10.4	1	179.9	52.5	7	3 427	35.0	2 806	1 967
10.4	0.3	110.9	52.2	4	2 124	40.0	1 627	1 364
10.4	0.1	68.6	51.6	4	1 328	42.8	975	902
20.2	10	151.9	53.2	12	2 854	40.1	2 183	1 838
20.2	3	67.4	40.6	8	1 659	44.9	1 175	1 172
20.2	1	50.8	53.0	4	958	48.1	639	713
20.2	0.3	27.8	51.9	9	536	48.5	355	401
20.3	0.1	17.8	51.6	18	345	42.5	255	233
30.3	10	44.0	47.2	7	932	50.2	596	717
30.3	3	23.2	49.3	3	471	51.3	294	367
30.3	1	13.9	53.5	10	259	49.6	168	197
30.3	0.3	7.5	52.3	18	143	45.7	100	102
30.3	0.1	4.6	51.9	21	89	44.3	63	62
40.2	10	11.4	49.1	6	231	58.7	120	198
40.2	3	5.8	55.2	3	106	55.8	59	88
40.2	1	3.1	52.1	5	59	50.6	37	46

Éprouvette : EB-143-15 Densité brute : 2.414
Densité max : 2.499 Teneur vides : 3.4%

T (°C)	f (Hz)	σ (kPa)	ε (µε)	CV _ε (%)	E* (MPa)	φ (°)	E1 (MPa)	E2 (MPa)
-19.6	10	753.5	28.0	17	26 867	3.3	26 822	1 557
-19.6	3	738.9	29.1	17	25 397	3.9	25 340	1 711
-19.6	1	697.3	28.8	18	24 177	4.8	24 093	2 020
-19.6	0.3	679.0	29.9	17	22 681	5.5	22 575	2 189
-19.6	0.1	648.0	30.7	16	21 094	6.6	20 952	2 441
-9.7	10	829.2	39.2	19	21 167	6.5	21 033	2 378
-9.7	3	754.8	39.6	19	19 085	7.9	18 904	2 622
-9.7	1	680.0	39.5	19	17 210	9.8	16 959	2 926
-9.7	0.3	611.5	40.6	18	15 066	11.1	14 784	2 906
-9.7	0.1	538.0	41.2	18	13 065	13.1	12 723	2 972
0.3	10	729.0	50.8	2	14 358	12.5	14 016	3 114
0.3	3	596.4	50.1	2	11 911	15.4	11 482	3 170
0.3	1	480.9	49.2	3	9 768	18.4	9 270	3 080
0.3	0.3	389.5	51.7	3	7 535	22.2	6 975	2 851
0.3	0.1	294.2	51.6	6	5 699	26.7	5 094	2 557
10.4	10	359.1	46.8	12	7 680	23.4	7 045	3 056
10.4	3	294.3	55.0	12	5 348	30.0	4 629	2 678
10.4	1	194.0	52.5	12	3 694	34.8	3 035	2 106
10.4	0.3	120.2	52.3	12	2 297	40.1	1 757	1 479
10.4	0.1	73.6	51.6	11	1 424	43.8	1 029	985
20.2	10	170.4	56.1	9	3 038	39.9	2 331	1 949
20.2	3	82.7	47.4	7	1 743	45.5	1 221	1 244
20.2	1	52.6	53.0	6	992	49.7	641	757
20.2	0.3	26.7	51.9	6	515	53.1	309	412
20.2	0.1	14.6	51.5	7	283	53.3	170	227
30.3	10	34.3	37.8	6	909	53.0	547	726
30.3	3	23.4	54.0	6	433	57.2	235	364
30.3	1	11.8	52.7	8	224	56.0	125	186
30.3	0.3	6.0	51.9	10	116	53.0	70	92
30.3	0.1	3.4	51.8	9	66	51.8	41	52
40.3	10	15.0	57.4	11	262	58.6	136	223
40.3	3	6.7	50.8	14	131	56.9	72	110

Dossier : SG-4125-16
Client : Jean-Pascal Bilodeau

Matériau : MG-20
Ajout :

Source : Université Laval
Péetrographie :

Éprouvette : MG-001-16 Teneur eau : 2,4 % Porosité : 16 % Densité : 2,63 Teneur eau optimale : 6,5 %
Masse volumique : 2215 kg/m³ Saturation : 21 % Absorption : 0,9 % Masse vol. optimale : 2249 kg/m³

Teneur eau initiale : 2,4 %						Saturation : 21 %			
σ_3 (kPa)	σ_{db} (kPa)	$\Delta\sigma_3$ (kPa)	$\varepsilon_{1r moy}$ ($\mu\varepsilon$)	ε_{3r} ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	v_r
20	2,0	18	66	-9	14	80	9	271	0,13
20	4,0	36	146	-24	12	100	19	243	0,16
20	6,0	53	213	-40	11	119	28	250	0,19
35	3,5	32	93	-13	18	140	16	338	0,14
35	7,1	63	188	-32	11	175	33	335	0,17
35	10,6	94	266	-52	10	210	49	355	0,19
70	7,1	63	129	-18	17	280	33	487	0,14
70	14,1	126	240	-41	13	350	66	525	0,17
70	21,2	189	338	-69	12	420	99	559	0,20
105	7,1	63	106	-14	25	385	33	597	0,13
105	10,6	95	155	-22	18	420	50	609	0,14
105	21,2	189	281	-50	15	525	99	673	0,18
140	10,6	95	130	-18	24	525	50	726	0,14
140	14,1	126	169	-25	19	560	66	747	0,15
140	28,2	252	317	-57	15	700	132	795	0,18

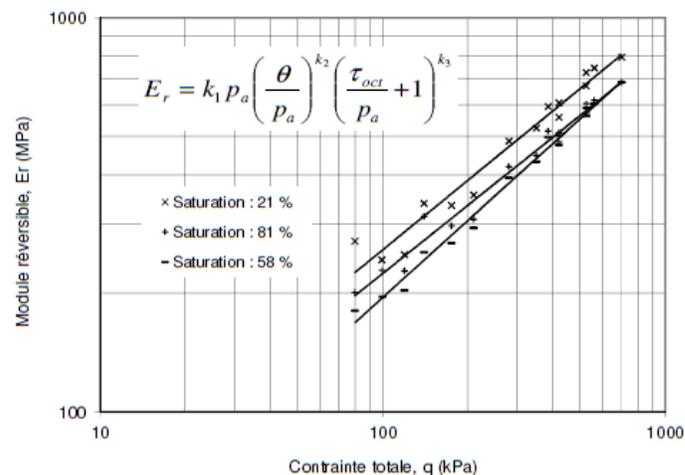
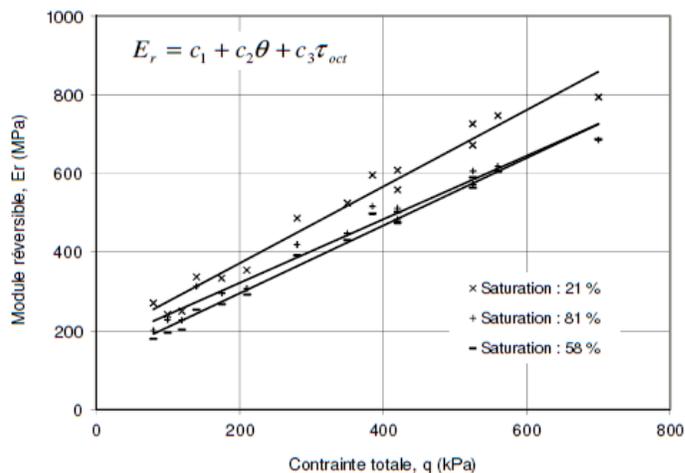
Teneur eau saturée : 6,7 %						Saturation : 81 %			
σ_3 (kPa)	σ_{db} (kPa)	$\Delta\sigma_3$ (kPa)	$\varepsilon_{1r moy}$ ($\mu\varepsilon$)	ε_{3r} ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	v_r
20	2,0	18	89	-14	8	80	9	201	0,15
20	4,0	36	156	-30	8	100	19	229	0,19
20	6,0	53	234	-52	8	119	28	228	0,22
35	3,5	32	101	-16	10	140	17	313	0,16
35	7,1	63	213	-42	8	175	33	296	0,20
35	10,6	95	307	-68	8	210	50	308	0,22
70	7,1	63	150	-24	15	280	33	420	0,16
70	14,2	126	282	-55	10	350	66	448	0,20
70	21,2	189	391	-89	11	420	99	484	0,23
105	7,1	63	122	-18	27	385	33	517	0,14
105	10,6	95	185	-30	17	420	50	512	0,16
105	21,2	189	330	-66	12	525	99	573	0,20
140	10,6	95	156	-24	24	525	50	606	0,15
140	14,1	126	204	-33	19	560	66	618	0,16
140	28,3	252	368	-73	14	700	132	686	0,20

Teneur eau drainée : 5,0 %						Saturation : 58 %			
σ_3 (kPa)	σ_{db} (kPa)	$\Delta\sigma_3$ (kPa)	$\varepsilon_{1r moy}$ ($\mu\varepsilon$)	ε_{3r} ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	v_r
20	2,0	18	99	-16	8	80	9	180	0,16
20	4,0	36	182	-34	5	100	19	196	0,19
20	6,0	54	263	-57	6	120	28	204	0,22
35	3,5	32	124	-19	11	140	17	254	0,16
35	7,1	63	235	-45	7	175	33	268	0,19
35	10,6	95	323	-71	8	210	50	293	0,22
70	7,1	63	161	-26	15	280	33	392	0,16
70	14,2	126	292	-57	10	350	66	432	0,19
70	21,2	189	398	-89	11	420	99	475	0,22
105	7,1	63	127	-18	26	385	33	498	0,14
105	10,6	95	188	-30	17	420	50	503	0,16
105	21,2	189	335	-66	12	525	99	564	0,20
140	10,6	95	160	-24	23	525	50	590	0,15
140	14,2	126	208	-34	18	560	66	606	0,16
140	28,3	252	367	-73	13	701	132	687	0,20

Note :

Réalisé par : Stéphane Bouchard
Date : 16 mai 2016

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 16 mai 2016



Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
21%	180	1,193	-1,461	0,99	20	15
81%	163	0,956	-0,984	0,99	19	15
58%	125	0,980	-0,795	0,99	15	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
21%	2,70	0,675	-0,344	0,97	0,033	15
81%	2,34	0,652	-0,298	0,98	0,023	15
58%	2,01	0,710	-0,233	0,99	0,017	15

Sat.	v_r	σ	n
21%	0,16	0,02	15
81%	0,18	0,03	15
58%	0,18	0,03	15

Conditionnement 10 000 cycles	
No.	ε_p
1	94
2	

Dossier : SG-4125-16
Client : Jean-Pascal Bilodeau

Matériau : MG-20
Ajout : 0

Source : Université Laval
Pédrographie : 0

Éprouvette : MG-001-16 Teneur eau : 2,4 % Porosité : 16 % Densité : 2,63 Teneur eau optimale : 6,5 %
Masse volumique : 2215 kg/m³ Saturation : 21 % Absorption : 0,9 % Masse vol. optimale : 2249 kg/m³

Teneur eau initiale : 2,4 %				Saturation : 21 %					
p (kPa)	q (kPa)	Δp (kPa)	Δq (kPa)	ε _{vr} (μ€)	ε _{gr} (μ€)	K _r (MPa)	G _r (MPa)	q/p	Δq/Δp
27	20	6	18	48	50	123	120	0,7	3,0
33	40	12	36	98	113	121	104	1,2	3,0
40	59	18	53	133	169	133	105	1,5	3,0
47	35	11	32	68	71	155	149	0,8	3,0
58	70	21	63	124	147	170	143	1,2	3,0
70	105	31	94	162	212	194	149	1,5	3,0
93	70	21	63	93	99	227	213	0,8	3,0
117	140	42	126	157	187	267	224	1,2	3,0
140	210	63	189	201	271	314	232	1,5	3,0
128	70	21	63	78	79	268	264	0,5	3,0
140	105	32	95	110	118	285	266	0,8	3,0
175	210	63	189	181	220	348	286	1,2	3,0
175	105	32	95	95	99	333	319	0,6	3,0
187	140	42	126	119	129	353	325	0,8	3,0
233	280	84	252	203	249	413	337	1,2	3,0

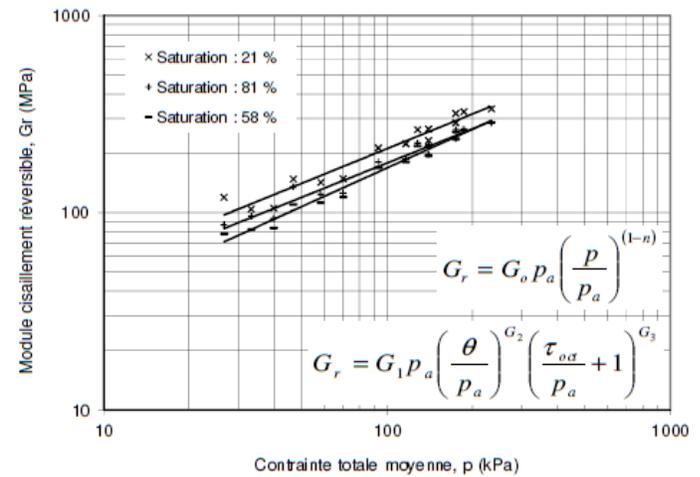
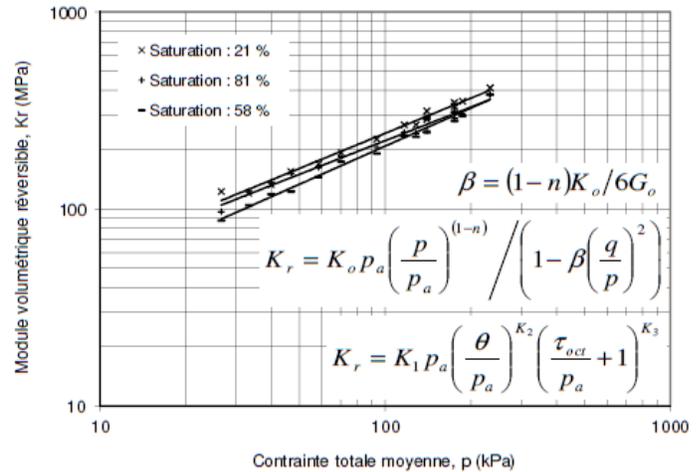
Teneur eau initiale : 6,7 %				Saturation : 81 %					
p (kPa)	q (kPa)	Δp (kPa)	Δq (kPa)	ε _{vr} (μ€)	ε _{gr} (μ€)	K _r (MPa)	G _r (MPa)	q/p	Δq/Δp
27	20	6	18	61	68	97	87	0,7	3,0
33	40	12	36	96	123	123	96	1,2	3,0
40	59	18	53	131	191	136	93	1,5	3,0
47	35	11	32	69	78	152	136	0,8	3,0
58	70	21	63	130	170	162	124	1,2	3,0
70	105	32	95	170	250	185	126	1,5	3,0
93	70	21	63	102	116	206	181	0,8	3,0
117	140	42	126	172	224	245	187	1,2	3,0
140	210	63	189	214	319	295	197	1,5	3,0
128	70	21	63	87	93	242	226	0,5	3,0
140	105	32	95	126	143	251	221	0,8	3,0
175	210	63	189	199	264	316	239	1,2	3,0
175	105	32	95	109	120	289	263	0,6	3,0
187	140	42	126	138	158	305	266	0,8	3,0
233	280	84	252	221	294	380	286	1,2	3,0

Teneur eau initiale : 5,0 %				Saturation : 58 %					
p (kPa)	q (kPa)	Δp (kPa)	Δq (kPa)	ε _{vr} (μ€)	ε _{gr} (μ€)	K _r (MPa)	G _r (MPa)	q/p	Δq/Δp
27	20	6	18	68	76	87	78	0,7	3,0
33	40	12	36	113	144	105	82	1,2	3,0
40	60	18	54	150	213	119	84	1,5	3,0
47	35	11	32	86	96	123	110	0,8	3,0
58	70	21	63	145	187	145	112	1,2	3,0
70	105	32	95	181	263	174	120	1,5	3,0
93	70	21	63	110	124	192	169	0,8	3,0
117	140	42	126	179	233	235	181	1,2	3,0
140	210	63	189	220	325	287	194	1,5	3,0
128	70	21	63	90	97	233	218	0,5	3,0
140	105	32	95	128	146	246	217	0,8	3,0
175	210	63	189	204	267	310	236	1,2	3,0
175	105	32	95	113	123	280	257	0,6	3,0
187	140	42	126	141	161	298	261	0,8	3,0
234	281	84	252	221	293	380	287	1,2	3,0

Note :

Réalisé par : Stéphane Bouchard
Date : 16 mai 2016

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 16 mai 2016



Sat.	K _o	G _o	n	R ² _{K_r}	RMSE _{K_r}	R ² _{G_r}	RMSE _{G_r}	n
21%	2,13	2,12	0,415	0,95	0,043	0,94	0,045	15
81%	1,94	1,79	0,427	0,98	0,027	0,96	0,037	15
58%	1,79	1,69	0,351	0,99	0,026	0,98	0,030	15

Sat.	K ₁	K ₂	K ₃	R ²	RMSE	n
21%	1,23	0,550	0,166	0,99	0,018	15
81%	1,14	0,481	0,333	0,99	0,016	15
58%	0,98	0,544	0,384	1,00	0,008	15

Sat.	G ₁	G ₂	G ₃	R ²	RMSE	n
21%	1,19	0,712	-0,491	0,96	0,038	15
81%	1,01	0,698	-0,467	0,98	0,028	15
58%	0,87	0,755	-0,399	0,99	0,022	15

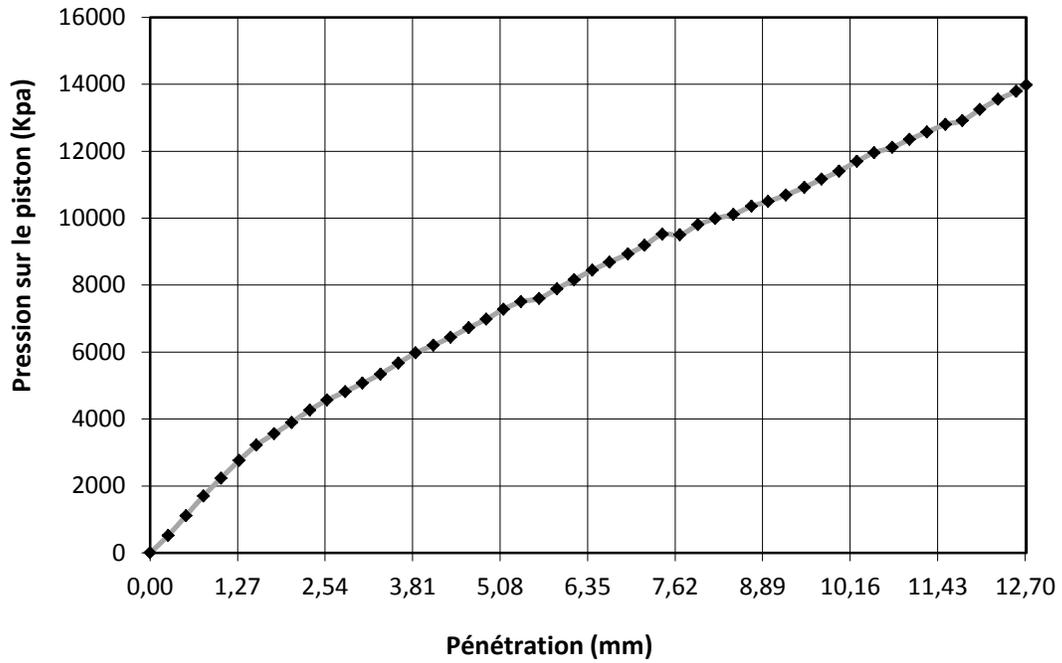


Figure B.1 : Courbe pression-pénétration du matériau MG20 (essai CBR)

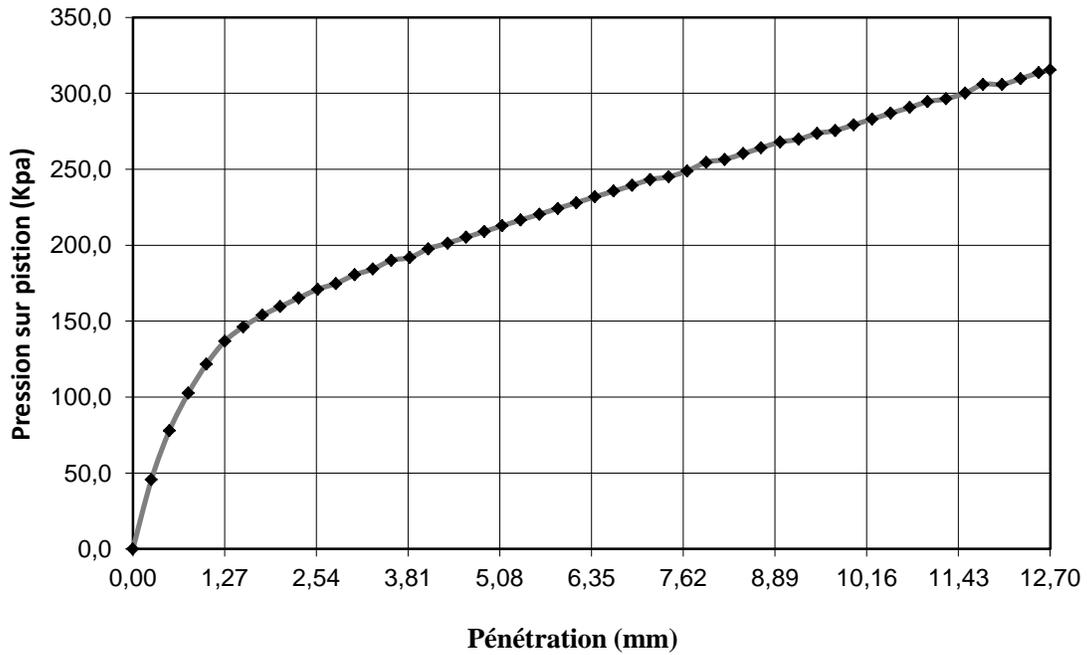


Figure B.2 : Courbe pression-pénétration du matériau CL (essai CBR)

ANNEXE C
DONNÉES EXPÉRIMENTALES ADDITIONNELLES

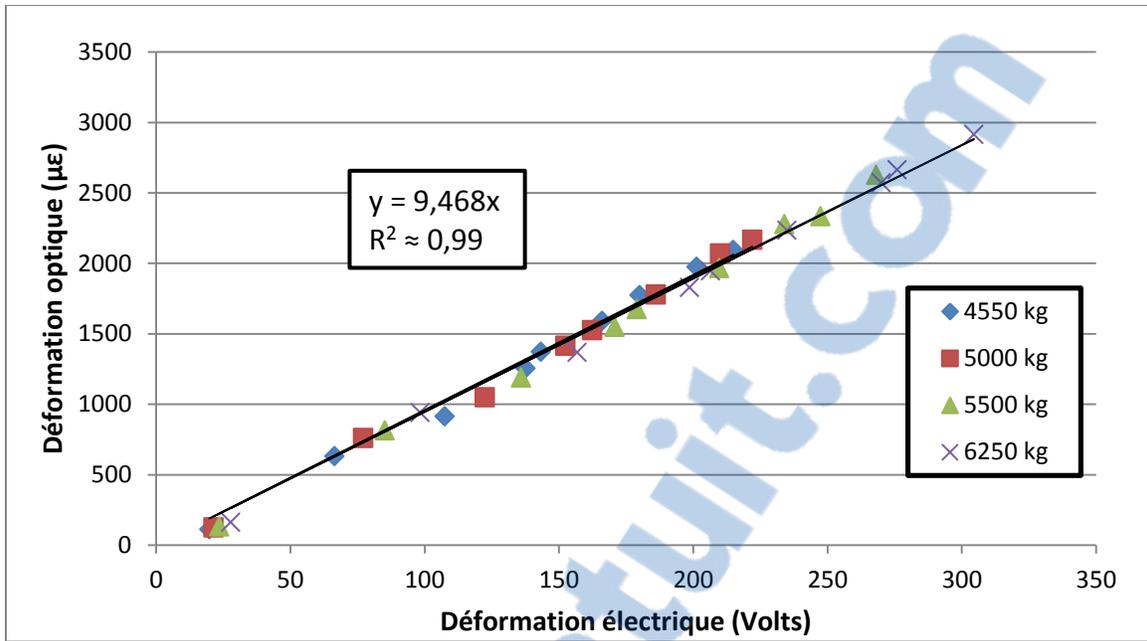


Figure C.1 : Calibration capteur de déformation verticale électrique, sol d'infrastructure (capteur no°10)

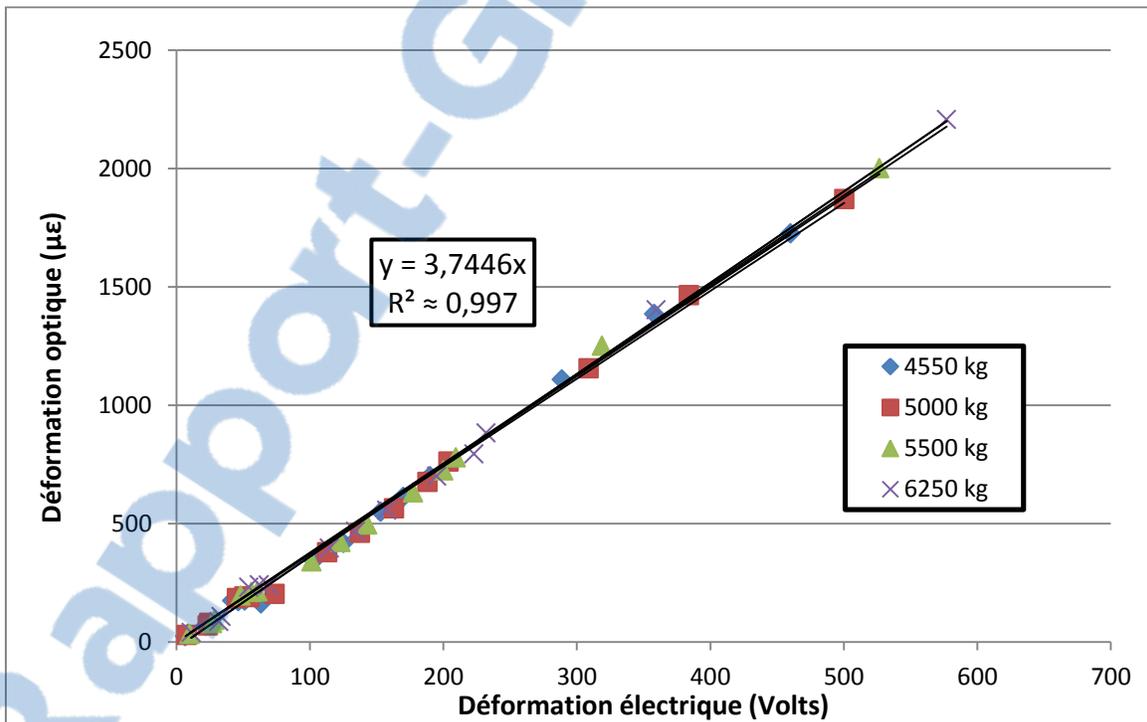


Figure C.2 : Calibration capteur de déformation verticale électrique, fondation granulaire (capteur no°7)

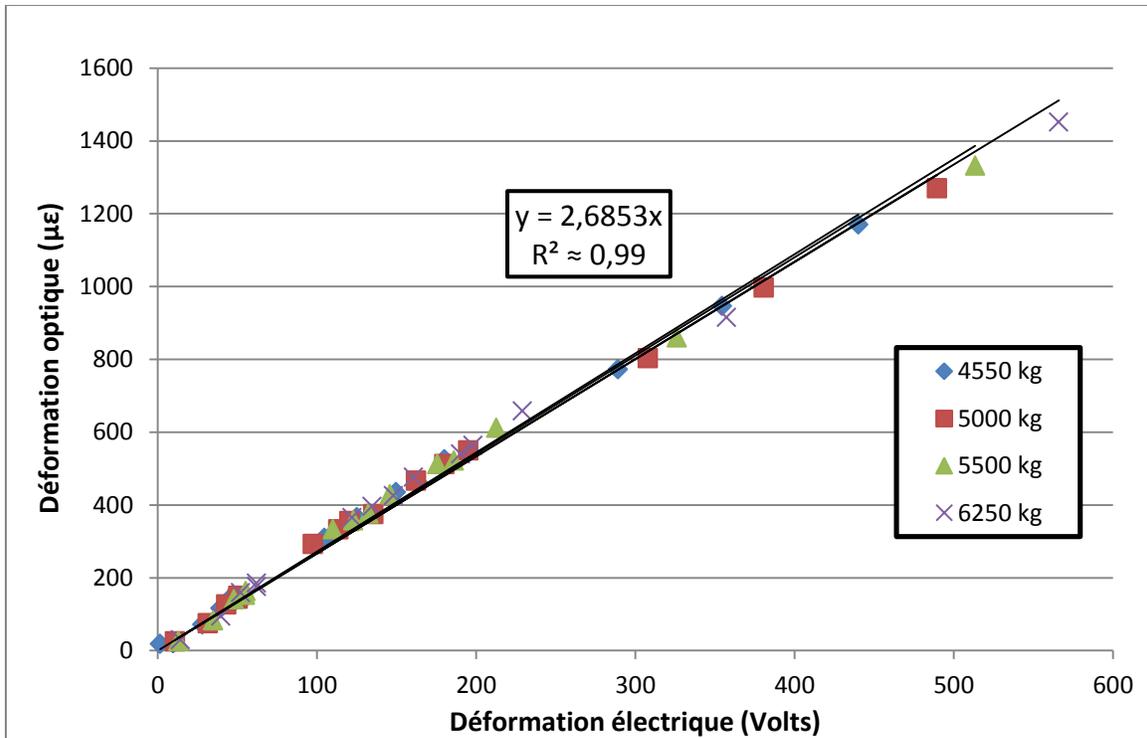


Figure C.3 : Calibration capteur de déformation verticale électrique, fondation granulaire (capteur no°3)

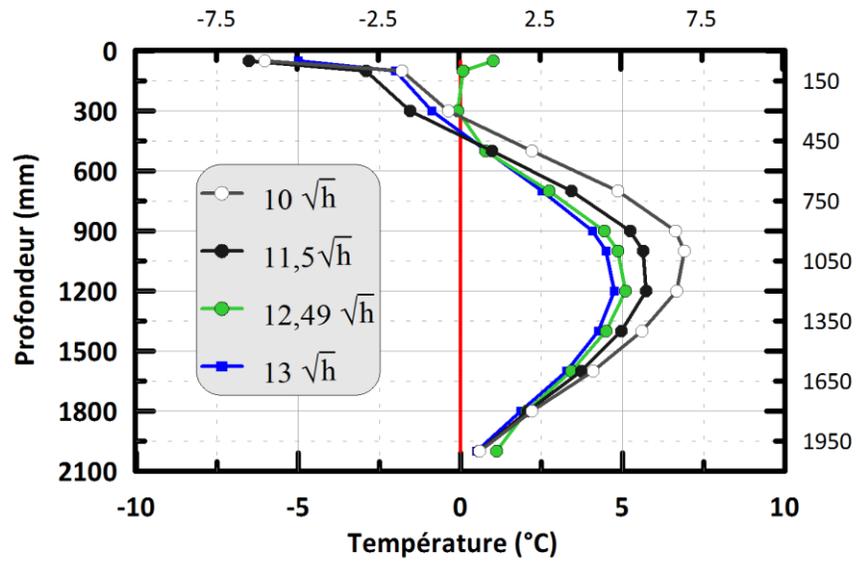


Figure C.4 : Régimes thermiques durant le problème mécanique (cycle de gel 1, 12,49 h^{0,5})

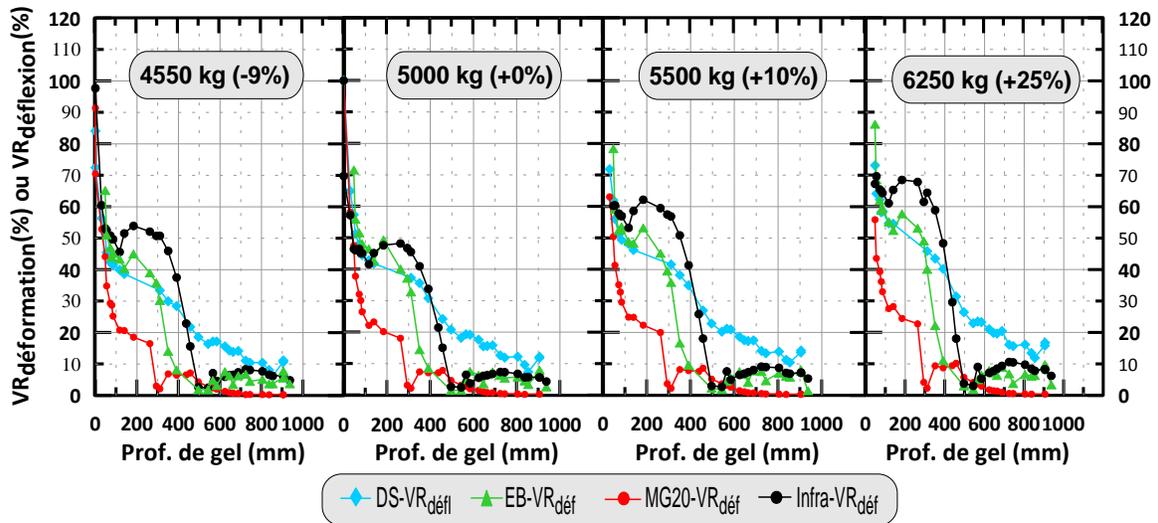


Figure C.5 : Réponse mécanique en valeurs relatives (VR) selon la profondeur de gel et la charge, 2^e cycle de gel

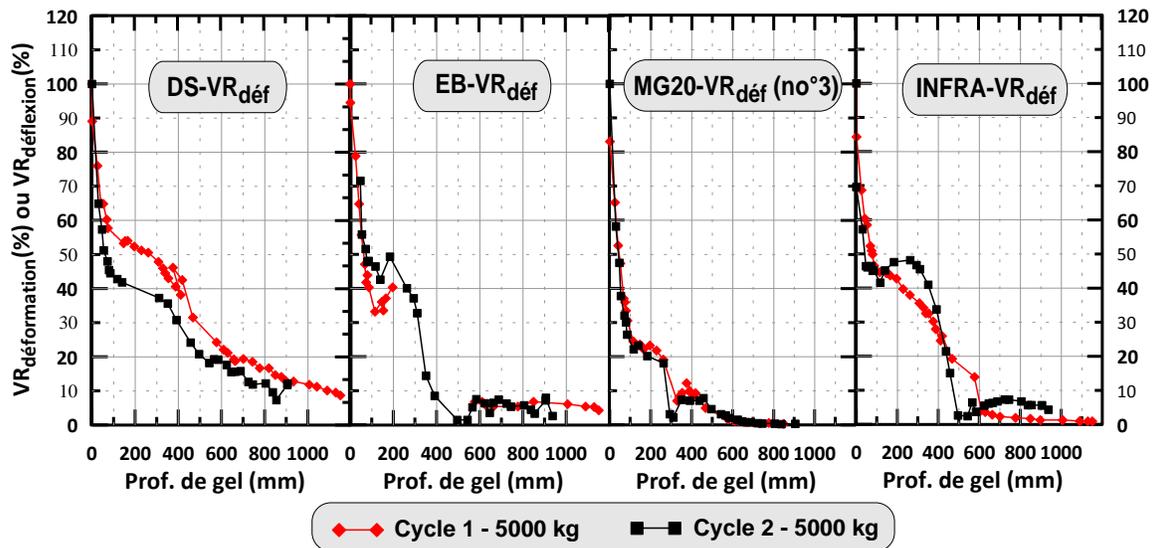


Figure C.6 : Comparaison des mesures relatives de déflexion et déformation entre le 1^{er} et 2^e cycle de gel selon une charge de 5000 kg

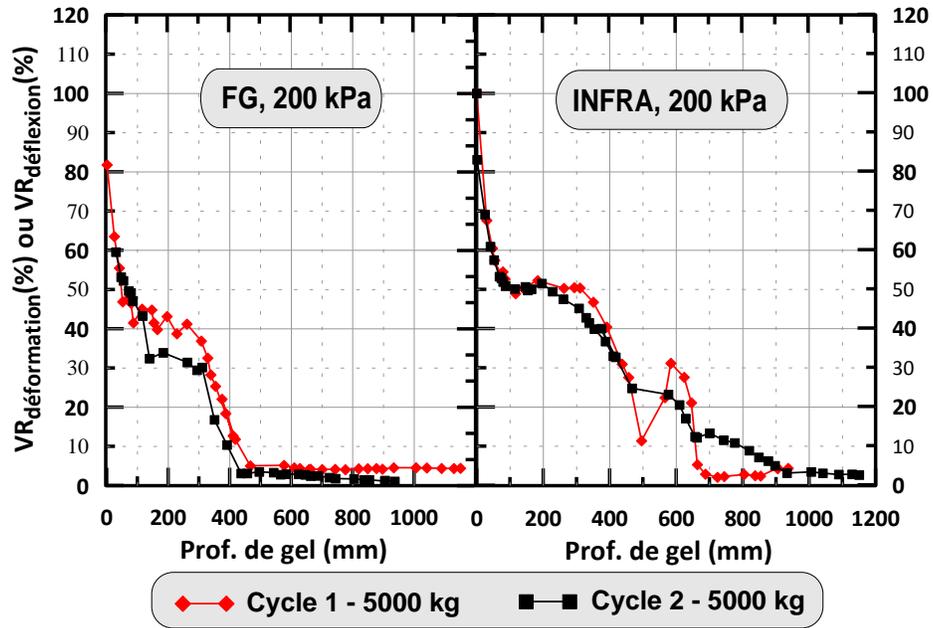


Figure C.7 : Comparaison des mesures relatives de contrainte entre le 1^{er} et 2^e cycle de gel selon une charge de 5000 kg

ANNEXE D
ANALYSES ET CALCULS WINJULEA

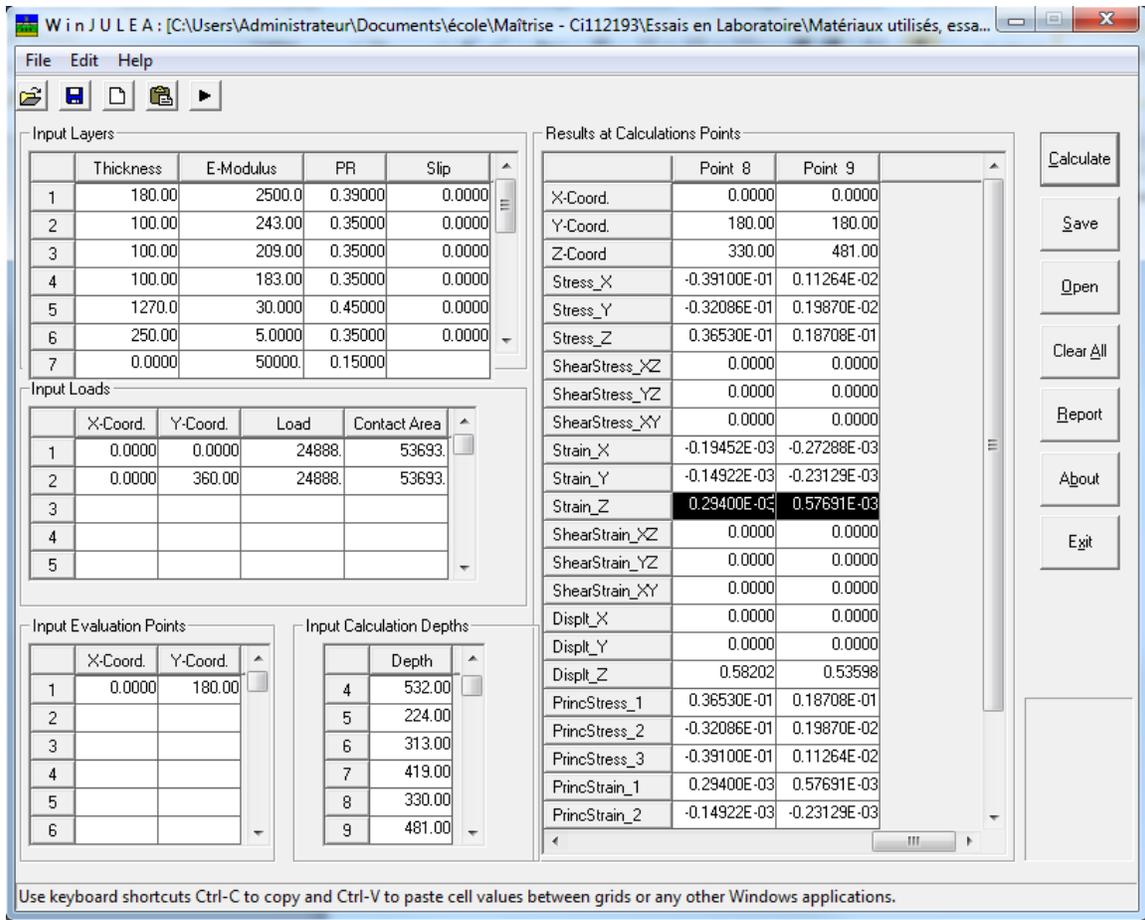


Figure D.1 : Calculs des déformations théoriques dans la chaussée selon WinJULEA (section 7.4.6)

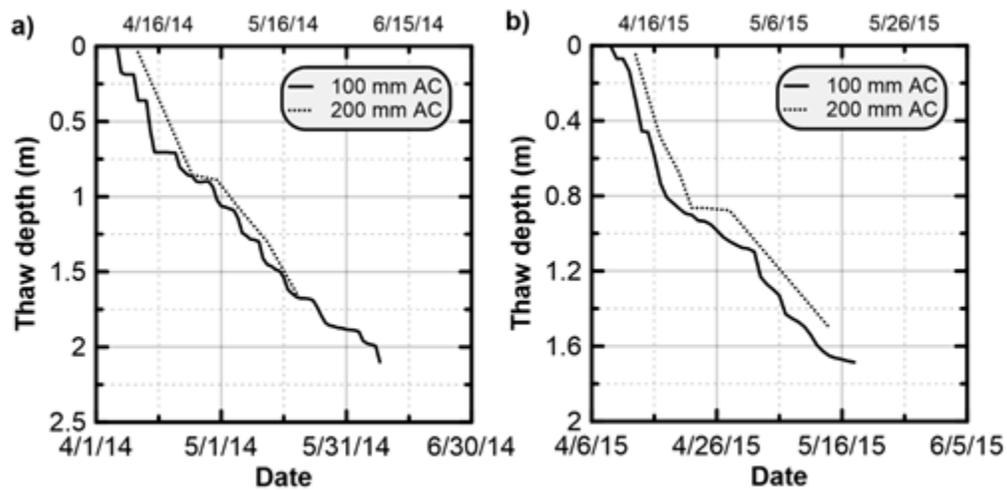


Figure D.2 : Fronts de gel et dégel des rétrocalculs réalisés sur la chaussée partiellement gelée du SERUL (Badiane, 2016)

Tableau D.1 : Températures dans les sous-couches pour les calculs WinJULEA (structure B₂₀₁₇)

Couche no° (Prof.) (mm) Itération no°	EB	Fondation granulaire				Infrastructure				
	no°1 (60)	no°2 (215)	no°3 (285)	no°4 (360)	no°5 (440)	no°6 (510)	no°7 (590)	no°8 (690)	no°9 (800)	no°10 (900)
1	17,7	16,7	16,6	16,2	15,8	15,4	14,7	13,7	12,6	11,1
2	10,1	15,2	15,5	15,5	15,4	15,3	14,7	13,7	12,6	11,1
3	-0,4	7,5	8,4	9,7	11,1	12,2	12,5	12,9	12,2	11,0
4	-4,5	0,3	0,8	1,8	3,1	4,3	5,4	7,1	8,0	8,7
5	-4,8	-0,2	0,3	1,2	2,3	3,2	4,2	5,8	6,7	7,7
6	-5,2	-1,0	-0,5	0,4	1,4	2,3	3,2	4,7	5,6	6,7
7	-7,1	-2,7	-2,2	-1,3	-0,3	0,5	1,1	2,1	2,9	3,8
8	-7,9	-4,6	-4,2	-3,4	-2,4	-1,5	-0,7	0,5	1,3	2,3
9	-8,9	-5,9	-5,6	-4,8	-3,8	-3,0	-2,2	-0,8	-0,1	0,8
10	-9,7	-7,0	-6,7	-5,9	-5,1	-4,3	-3,6	-2,4	-1,5	-0,4

**Tableau D.2 : Modules dynamiques et réversibles calculés lors des simulations WinJULEA
(structure B₂₀₁₇)**

calcul no°	Prof de gel (mm)	no°1 EB		Charge kg	no°2	no°3	no°4	no°5	no°6	no°7	no°8	no°9	no°10	no°11
		E* MPa	v		MG20 (215)	MG20 (285)	MG20 (360)	MG20 (440)	CL (510)	CL (590)	CL (690)	CL (790)	CL (890)	CL (890+)
					M _R (MPa)									
1	0	1437	0,350	5000	276,0	236,0	205,0	184,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	257,8	216,9	191,6	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
2	15	3753	0,269	5000	228,0	205,3	186,2	175,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	251,7	220,7	196,5	181,5	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
3	60	9894	0,207	5000	188,3	178,0	170,0	165,5	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	201,2	187,5	176,8	170,4	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
4	180	12995	0,195	5000	180,0	172,0	166,0	163,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	190,0	179,7	171,8	167,3	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
5	250	13246	0,194	5000	300,0	172,0	165,7	162,5	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	300,0	179,8	171,5	166,8	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
6	330	13528	0,194	5000	636,3	171,0	165,0	162,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	1462,0	636,3	168,1	163,7	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
7	466	14989	0,190	5000	2541,0	2330,0	1773,0	375,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	2541,0	2330,0	1773,0	375,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
8	645	15563	0,188	5000	2903,0	2855,0	2708,0	2416,0	400,0	100,0	27,0	27,0	27,0	27,0
				6250	2903,0	2855,0	2708,0	2416,0	400,0	100,0	27,0	27,0	27,0	27,0
9	800	16299	0,187	5000	3033,0	3006,0	2927,0	2794,0	700,0	500,0	100,0	35,0	27,0	27,0
				6250	3033,0	3006,0	2927,0	2794,0	700,0	500,0	100,0	35,0	27,0	27,0
10	1020	16855	0,188	5000	3105,0	3086,5	3037,0	2961,0	1200,0	720,0	500,0	115,0	35,0	27,0
				6250	3105,0	3086,5	3037,0	2961,0	1200,0	720,0	500,0	115,0	35,0	27,0

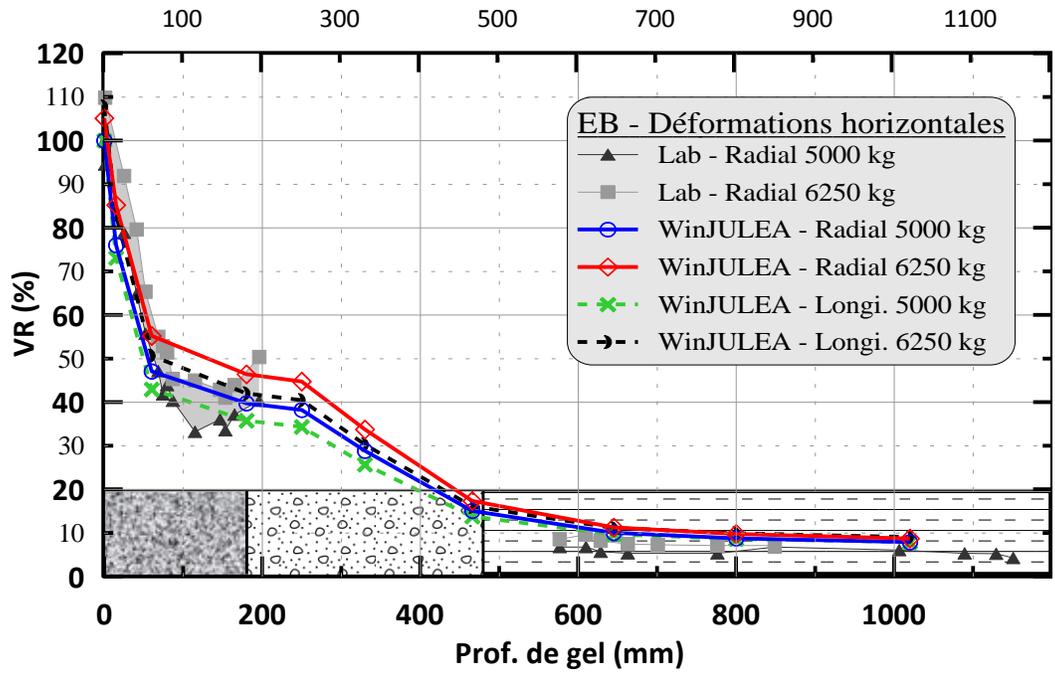


Figure D.3 : Déformations radiales et longitudinales (théoriques et expérimentales)
(structure B₂₀₁₇)

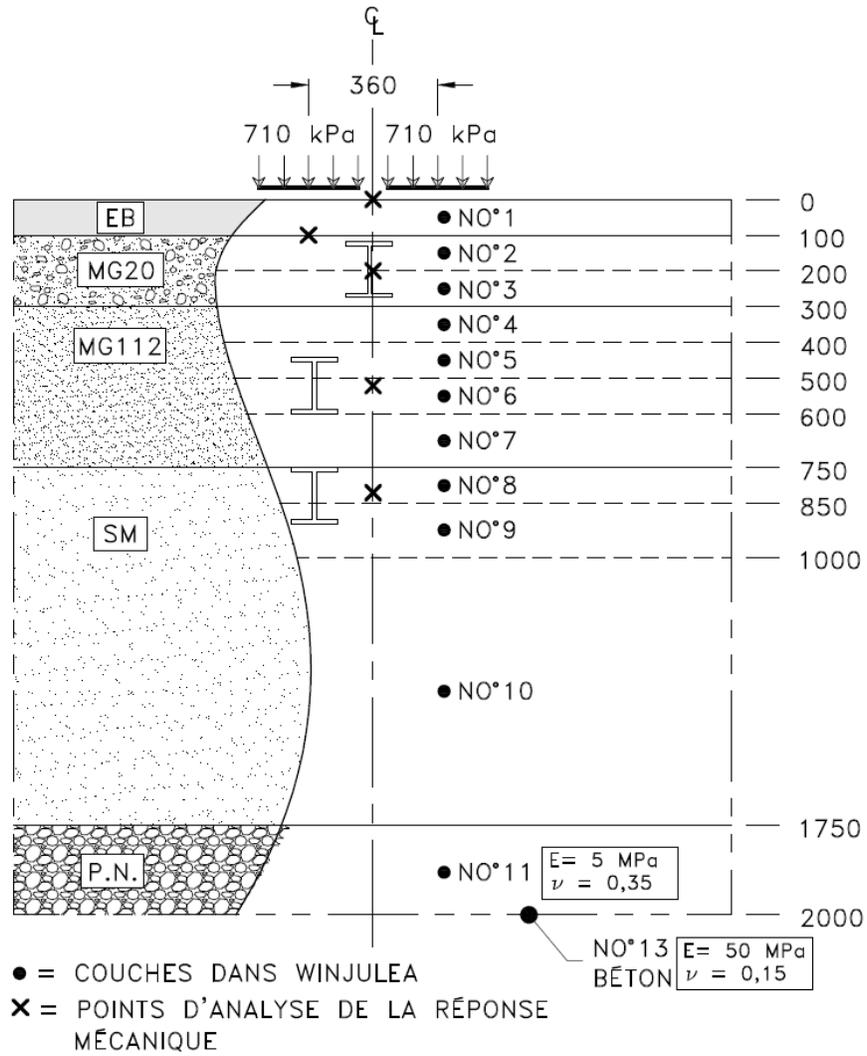


Figure D.4 : Maillage de calcul WinJULEA pour la structure A₂₀₁₄

**Tableau D.3 : Propriétés mécaniques des matériaux considérés dans les calculs WinJULEA
(structure A₂₀₁₄)**

Couche	Y (kN/m ³)	Modèle	Modules (MPa) et coefficient de poisson (ν)	Remarques
EB	24	Witczak	$\log E^* = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{(\beta + \gamma \log f_r)}}$ ν = équation (36)	Voir Tableau D.4 T (°C) calculée au 1/3 de l'EB
MG20 non gelé	22	LC 22-400	$M_R = a \cdot \theta + b + c \cdot \tau_{oct}$ ν = 0,33	a = 184,29 b = 2,12 et c = -3,159
MG112 non gelé	19	LC 22-400	$M_R = a \cdot \theta + b + c \cdot \tau_{oct}$ ν = 0,33	a = 87,59 b = 0,672 et c = -0,669
Infra. (SM) non gelé	21	LC 22-400	$M_R = a \cdot \theta + b + c \cdot \tau_{oct}$ ν = 0,33	a = 184,3 b = 2,1159 c = -3,159 et R ₂ = 0,99
MG20, MG112 et SM gelé		Simonsen et coll. (2002)	$M_R = e^{k_1 + k_2/T}$ ν = 0,33	k ₁ = 8,17 k ₂ = 0,9 T < -0,5 °C

Tableau D.4 : Paramètres de la courbe de Witczak pour la structure A₂₀₁₄ (

Coefficient	Valeur
α	3,102
δ	1,325
β	-0,849
γ	-0,569
a₁	-0,145
a₂	0,00119

Tableau D.5 : Températures dans les sous-couches pour les calculs WinJULEA (structure

A₂₀₁₄)

Couche no° (Prof.) (mm) Itération no°	EB	Fondation (MG20)		Sous-Fondation (MG112)				Infra. (SM)	
	no°1 (33)	no°2 (150)	no°3 (250)	no°4 (350)	no°5 (450)	no°6 (550)	no°7 (675)	no°8 (800)	no°9 (925)
1	13,6	9,6	8,4	6,7	5,6	5,1	4,7	4,5	4,4
2*	1,0	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0
3*	-2,5	≈ (-0,2)	>0	>0	>0	>0	>0	>0	>0
4	-5,5	-1,1	0,5	1,7	2,8	3,7	4,2	4,4	4,5
5	-6,7	-2,9	-1,3	0,0	1,2	2,1	2,9	3,4	3,8
6	-7,2	-3,6	-2,1	-0,8	0,3	1,2	2,0	2,6	3,1
7	-8,5	-5,7	-4,3	-2,9	-1,5	-0,2	0,6	1,0	1,4
8	-8,6	-5,8	-4,4	-3,2	-2,2	-1,3	-0,3	0,6	1,4
9	-8,2	-6,2	-5,0	-3,8	-2,7	-1,8	-0,8	0,0	0,7
10	-8,5	-6,7	-5,6	-4,3	-3,2	-2,3	-1,4	-0,6	0,1

* Valeurs approximées

**Tableau D.6 : Modules dynamiques et réversibles calculés lors des simulations WinJULEA
(structure A₂₀₁₄)**

Calcul no°	Prof de gel	no°1 EB		Charge	no°2	no°3	no°4	no°5	no°6	no°7	no°8	no°9	no°10
		E* MPa	v		MG20 (150)	MG20 (250)	MG112 (350)	MG112 (450)	MG112 (550)	MG112 (675)	SM (800)	SM (925)	SM (1375)
	(mm)			kg	M _R (MPa)								
1	0,0	2010	0,319	5000	631,8	491,0	164,0	147,6	137,3	129,7	83,2	81,8	85,8
				5500	688,9	523,1	171,0	152,7	141,1	132,5	86,0	83,9	86,8
2	0,0	8468	0,214	5000	545,2	429,1	150,5	138,9	131,5	126,1	79,9	79,3	85,0
				5500	590,4	454,9	156,4	143,2	134,6	128,5	82,3	81,3	85,9
3	180	11332	0,200	5000	517,1	413,4	147,4	136,9	130,2	125,4	79,2	78,9	84,9
				5500	559,9	438,2	153,1	141,1	133,4	127,7	81,7	80,8	85,8
4	205	13908	0,200	5000	1593,0	370,0	137,5	130,0	125,3	122,2	76,2	76,9	84,4
				5500	1593,0	391,7	142,6	133,8	128,3	124,5	78,8	78,9	85,4
5	350	14890	0,192	5000	2599,0	1778,0	125,7	121,8	119,4	118,2	72,1	73,8	83,5
				5500	2599,0	1778,0	129,5	124,7	121,7	120,0	74,2	75,6	84,3
6	413	15361	0,190	5000	2750,8	2289,9	1130,9	118,0	116,3	115,7	69,2	71,5	82,6
				5500	2750,8	2289,9	1130,9	120,6	118,2	117,2	70,9	72,9	83,3
7	595	16482	0,188	5000	3034,0	2907,0	2682,0	2233,0	803,0	112,2	64,7	67,8	81,0
				5500	3034,0	2907,0	2682,0	2233,0	803,0	113,0	65,8	68,8	81,5
8	717	16474	0,186	5000	3025,0	2880,0	2667,0	2336,0	1791,4	230,0	64,0	67,3	80,6
				5500	3025,0	2880,0	2667,0	2336,0	1791,4	230,0	65,2	68,2	81,2
9	795	16146	0,186	5000	3055,0	2951,0	2788,0	2539,5	2128,0	1147,0	62,8	66,4	80,2
				5500	3055,0	2951,0	2788,0	2539,5	2128,0	1147,0	63,9	67,3	80,7
1	900	16413	0,187	5000	3089,0	3008,0	2866,0	2672,0	2378,0	1814,0	62,5	66,0	79,8
				5500	3089,0	3008,0	2866,0	2672,0	2378,0	1814,0	62,5	66,0	79,8

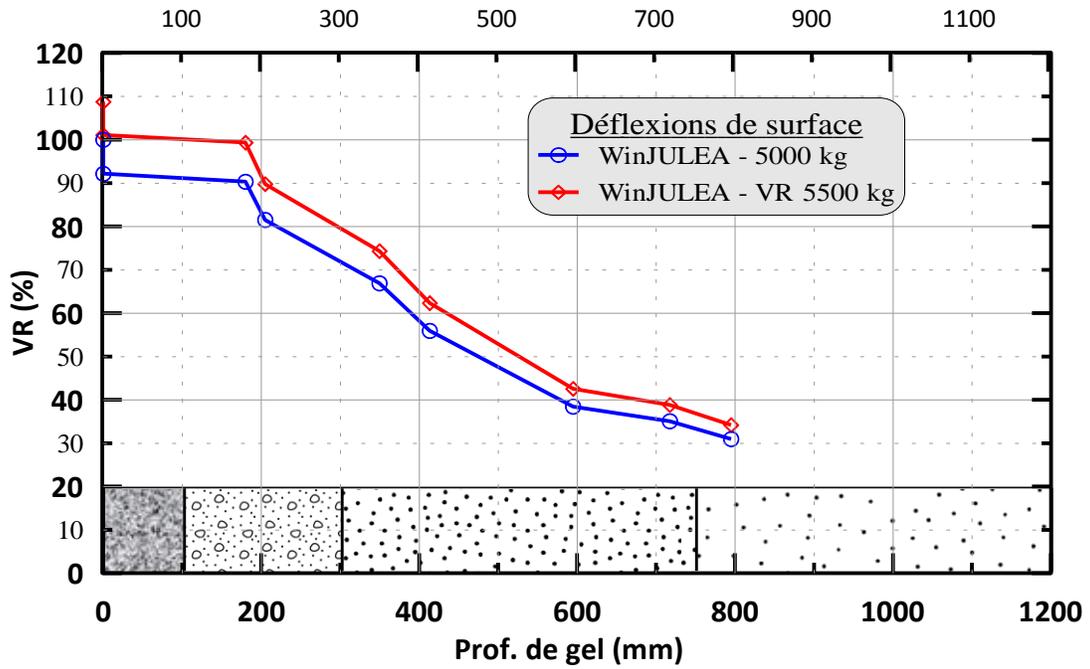


Figure D.5 : Déflexions de surface théoriques (A₂₀₁₄)

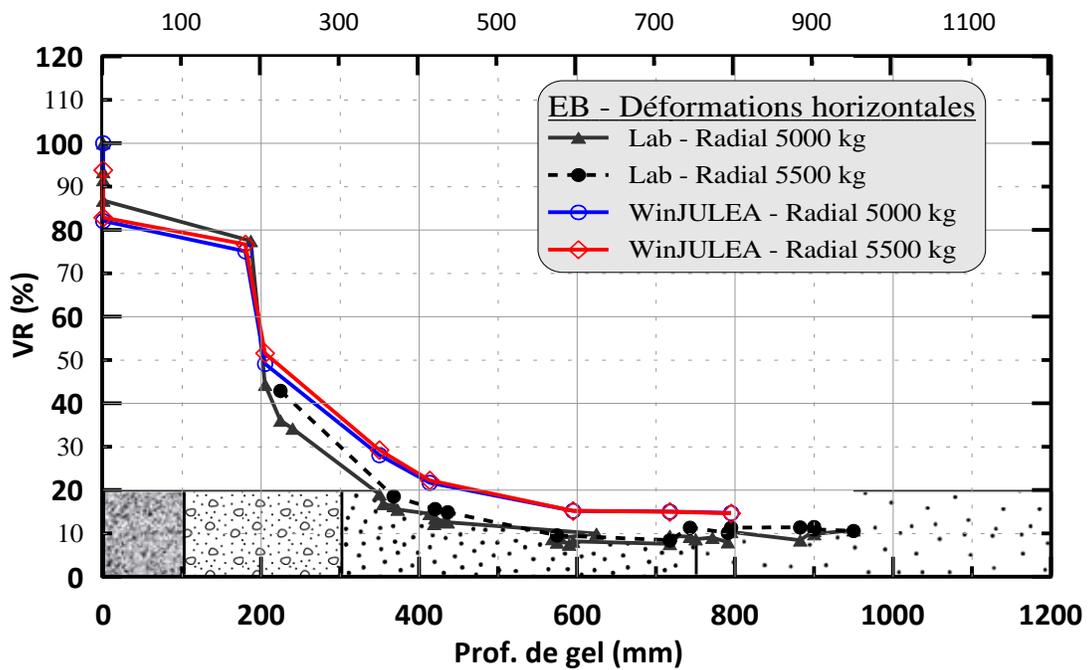


Figure D.6 : Déformations transversales à la base de l'EB (A₂₀₁₄)

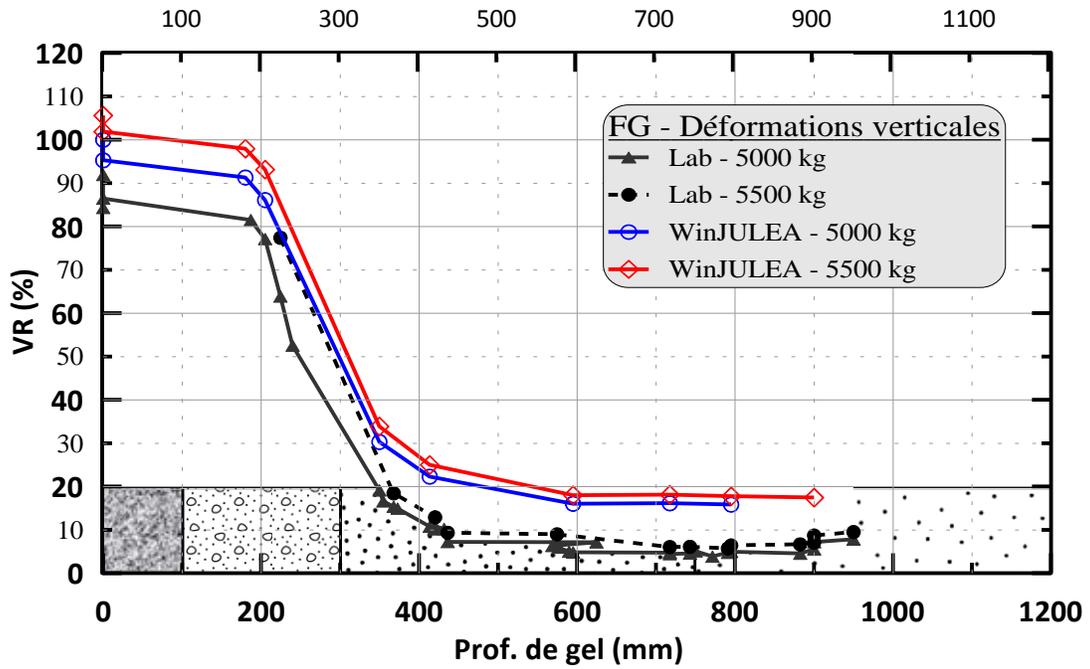


Figure D.7 : Déformations verticales au centre de la fondation (A₂₀₁₄)

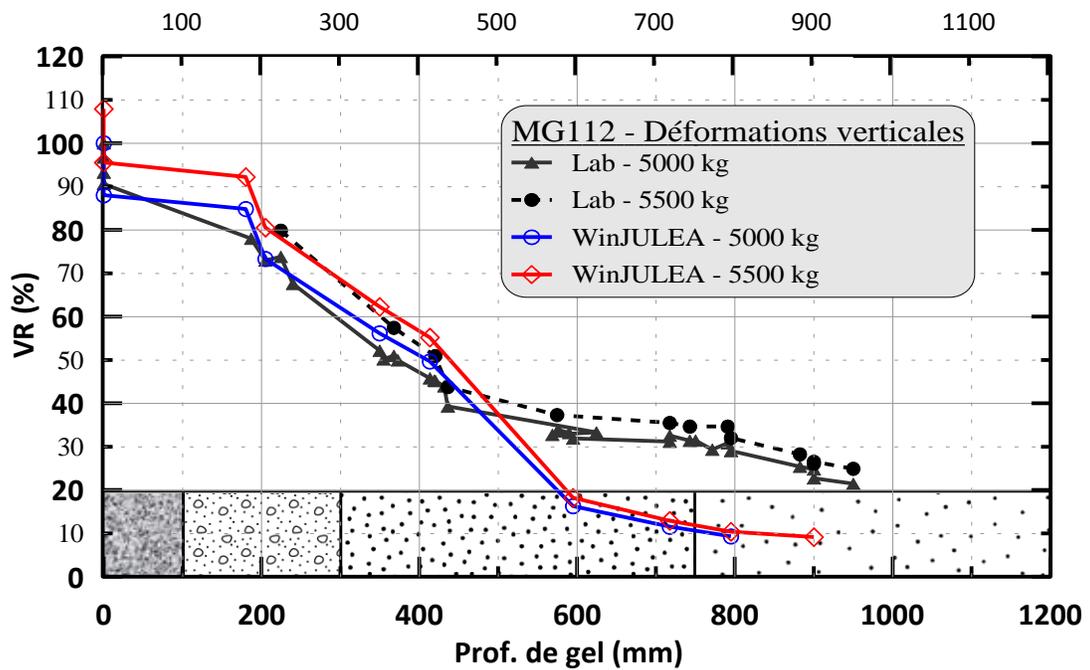


Figure D.8 : Déformations verticales au centre de la sous-fondation (A₂₀₁₄)

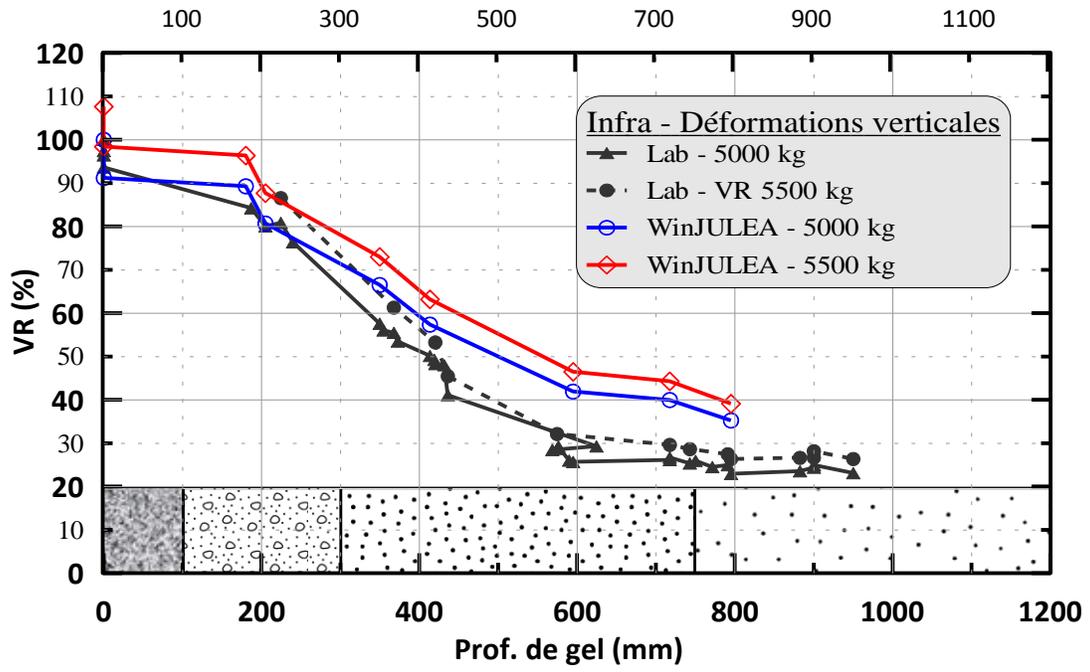


Figure D.9 : Déformations verticales au sommet du sol d'infrastructure (A₂₀₁₄)

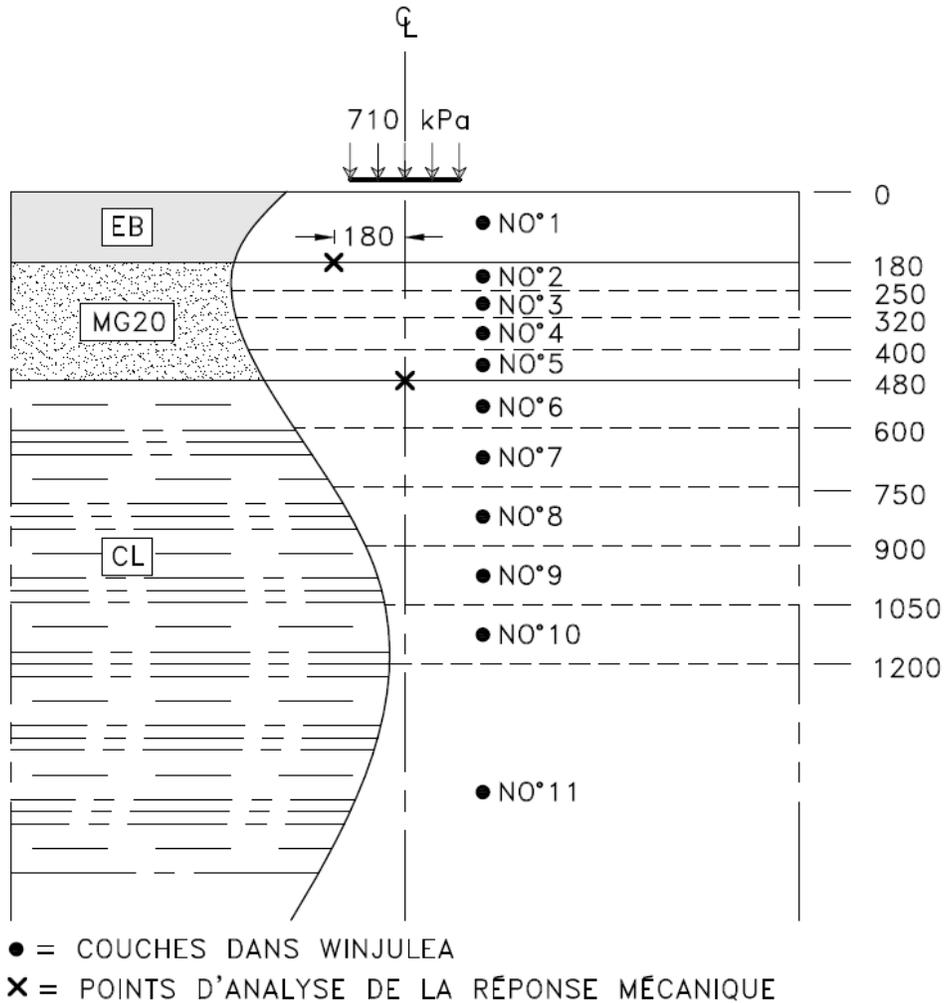


Figure D.10 : Maillage de calcul pour l'analyse de consommation de vie

Tableau D.7 : Températures dans les sous-couches pour l'analyse de consommation de vie

Couche no° (Prof.) (mm) Prof gel° (mm)	EB	Fondation granulaire				Infrastructure					
	no°1 (60)	no°2 (215)	no°3 (285)	no°4 (360)	no°5 (440)	no°6 (540)	no°7 (675)	no°8 (825)	no°9 (975)	no°10 (1125)	no°11 (1200+)
600	-3,8	-2,5	-2,0	-1,5	-1	-0,5	> 0	> 0	> 0	> 0	> 0
480 à 1200	> 0	> 0	> 0	> 0	> 0	-0,5	-1	-1,5	-1	-0,5	> 0

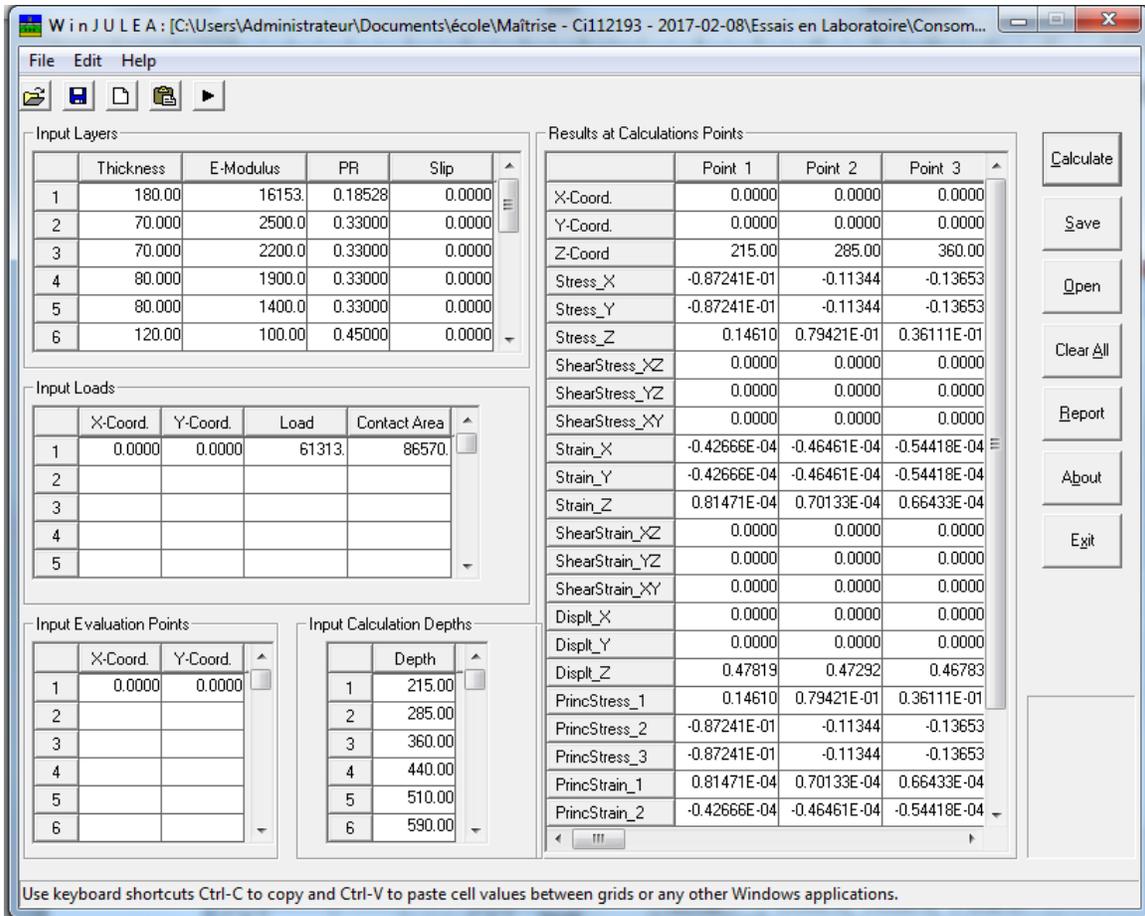


Figure D.11 : Feuille de calcul WinJULEA pour la saison hivernale

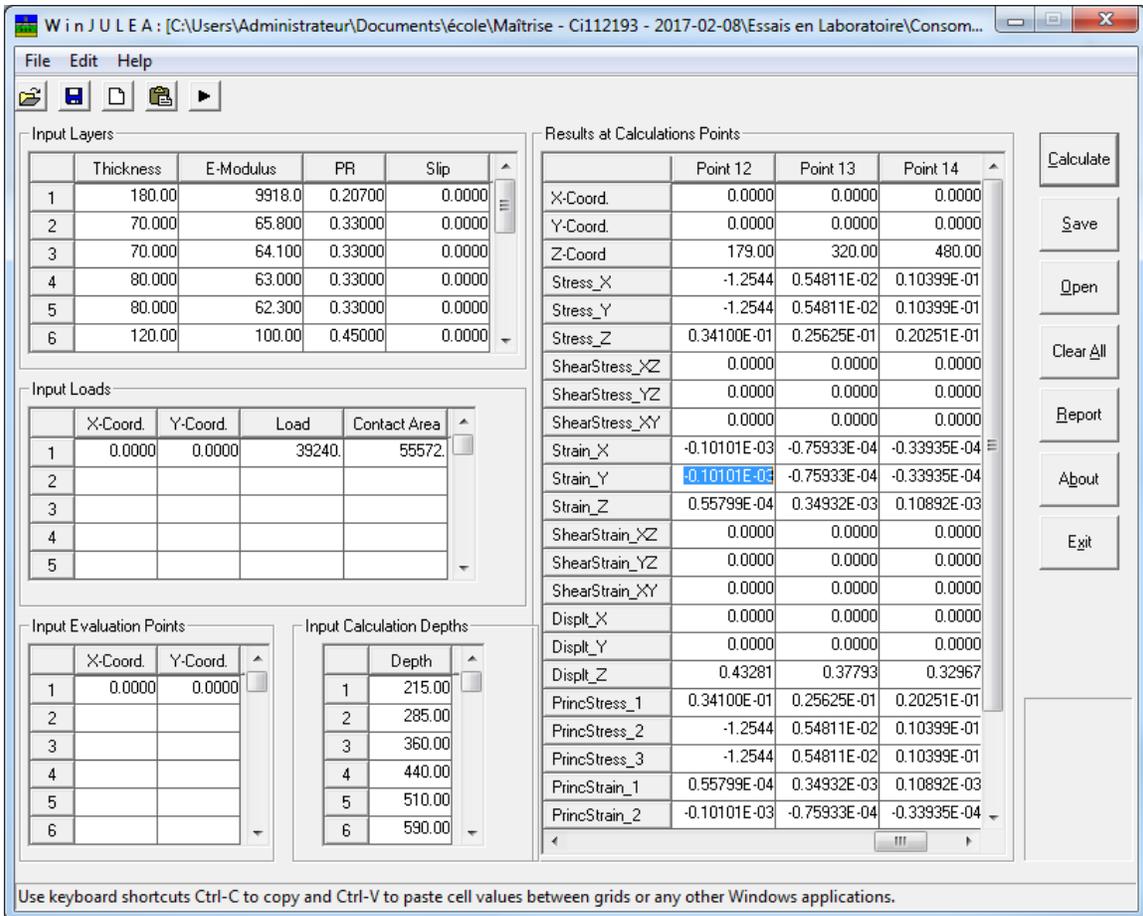


Figure D.12 : Feuille de calcul WinJULEA pour la saison du début du printemps