TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE 3
1.1 Introduction à la structure de chaussée 3
1.2 Le gel et le dégel dans les sols 6
1.2.1 Catégories de sols : gélifs et non gélifs 6
1.2.2 Les phases du gel et du dégel 7
1.2.3 Phénomènes engendrés par le gel dans les sols 8
1.2.3.1 Changement de comportement des sols gelés 9
1.2.3.2 Augmentation de volume des sols gelés liés à la saturation du sol 11
1.2.3.3 Augmentation de volume des sols gelés liés à la formation de lentilles de glace 11
1.2.4 Phénomènes engendrés par le dégel des sols 13
1.2.4.1 L'affaiblissement du sol 13
1.2.4.2 Tassements et consolidation liés au dégel 14
1.3 Les effets du gel et du dégel sur une structure de chaussée 14
1.3.1 Soulèvements au gel 15
1.3.1.1 Soulèvements uniformes 15
1.3.1.2 Soulèvements différentiels des couches de fondation et de sous-fondation 16
1.3.1.3 Soulèvements différentiels dans les sols d'infrastructure 16
1.3.2 Perte de capacité portante 17
1.4 Les effets du gel et du dégel sur une structure de chaussée rigide 17
1.4.1 Soulèvements au gel 18
1.4.2 Perte de capacité portante au dégel 19
1.5 Le gel et le dégel dans les méthodes de dimensionnement de chaussées rigides 19
1.5.1 AASHTO 1993 20
1.5.1.1 Fondement de la méthode 20
1.5.1.2 Variation de l'indice de viabilité 22
1.5.1.3 Coefficient de drainage 23
1.5.1.4 Module de réaction de la structure de chaussée (k) 23
1.5.2 AASHTO 1998 24
1.5.2.1 Fondements de la méthode 25
1.5.2.2 Contrainte centrale de la dalle liée aux chargements et à la variation de température 25
1.5.3 *Portland Cement Association* (PCA) 27
1.5.3.1 Diminution du module de réaction du sol d'infrastructure 28
1.5.4 MEPDG 29
1.5.4.1 Sols susceptibles au gel 29

1.5.4.2 Modèle climatique amélioré (Enhanced Integrated Climatic Model) 30
1.5.4.3 Prise en compte des cycles de gel et de dégel 32
1.5.4.4 Prise en compte des cycles de gel et de dégel 33
1.5.5 Méthode de dimensionnement française 33
1.5.5.1 Lois de propagation du gel 33
1.5.5.2 Gonflement du sol 34
1.5.5.3 Profondeur de gel 34
1.5.5.4 Vérification des structures de chaussées 35
1.5.5.5 Recommandations si la structure est non conforme 37
1.5.6 Vencon 2.0 37
1.5.6.1 Le modèle climatique 38
1.6 Adaptations des méthodes par les administrations de réseau 38
1.6.1 Québec 38
1.6.1.1 Le modèle de simulation 39
1.6.1.2 Sensibilité du modèle de simulation au gel 41
1.6.2 Winnipeg 41
1.6.3 Illinois 42
1.6.4 Minnesota 45
1.6.4.1 Prise en compte de l'environnement 45
1.7 Atténuation des phénomènes liés au gel et au dégel intégré aux méthodes de dimensionnement 45
1.7.1 Isolation 46
1.7.1.1 Problématique et solution au givrage différentiel 46
1.7.2 Géotextiles 47
1.7.2.1 Barrières capillaires 47
1.7.2.2 Renforcement 48
1.7.3 Les systèmes de drainage 48
1.7.3.1 Drains latéraux 49
1.7.3.2 Drains transversaux 50
1.7.4 Transitions lors du changement de type de sol 50
1.7.5 Restriction de charges 51
1.8 Résumé de la revue de littérature 52

CHAPITRE 2 OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE 54
2.1 Objectifs 54
2.2 Méthodologie 54

CHAPITRE 3 DÉTERMINATION DES SOULÈVEMENTS AU GEL D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSÉE BITUMINEUSE 59
3.1 Outils de prédiction des soulèvements au gel étudiés 60
3.1.1 Comparaison des outils de prédictions des soulèvements au gel des logiciels Pavement ME et Chaussée 2 60
3.1.1.1 Pavement ME 60
3.1.1.2 Chaussée 2 62

3.1.2 Sélection de l'outil de prédiction des soulèvements au gel 64
3.2 Description de la chaussée bitumineuse type.....65
3.3 Résultats de simulation de soulèvements au gel à l'aide de l'ODP_{SG} 66
3.4 Résumé du chapitre 3.....68

CHAPITRE 4 PRÉPARATION AUX SIMULATIONS DES SOULÈVEMENTS AU GEL PAR DIFFÉRENCES FINIES.....69
4.1 Description du logiciel de simulation FLAC 7,0.....70
4.1.1 Description du code de calcul intégré au logiciel FLAC 7,0.....71
4.1.2 Description des éléments nécessaires à la simulation par différences finies.....72
4.1.2.1 Géométrie du modèle.....73
4.1.2.2 Conditions aux frontières.....74
4.1.2.3 Conditions aux interfaces.....76
4.1.2.4 Paramètres de modélisation des matériaux.....83
4.1.3 Description de la méthode d'application des soulèvements au gel dans le logiciel FLAC 7,0 92
4.1.3.1 Soulèvement de la sous-couche où les lentilles de glace se créent.....92
4.1.3.2 Hypothèses utilisées lors de l'application des soulèvements dans les simulations par différences finies.....94
4.2 Détermination des contraintes liées au soulèvement au gel de la chaussée bitumineuse type 95
4.2.1 Présentation des résultats de simulations par différences finies 95
4.3 Résumé du chapitre 4.....96

CHAPITRE 5 SIMULATIONS PAR DIFFÉRENCES FINIES DES SOULÈVEMENTS AU GEL DES STRUCTURES DE CHAUSSÉE RIGIDE.....97
5.1 Soulèvements liés à une forte saturation du sol d'infrastructure 99
5.2 Détermination des prédictions de soulèvement pour les trois types de revêtement rigide étudiés, en appliquant les contraintes mesurées sur la chaussée bitumineuse type 100
5.2.1 Explication de la méthodologie de simulation utilisée dans le logiciel FLAC 7,0 pour l'approche de contraintes imposées.....100
5.2.2 Résultats de simulation des soulèvements au gel 100
5.2.2.1 Coupe transversale et longitudinale de BAC (béton armé continu) 101
5.2.2.2 Coupe transversale de DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées) et DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées).....102
5.2.2.3 Coupe longitudinale de DCNANG (dalles courtes non armées, non goujonnées).....104
5.2.2.4 Coupe longitudinale de DCNAG (dalles courtes non armées, goujonnées).....106

5.3 Détermination des prédictions de soulèvement pour les trois types de revêtement rigide étudiés, en appliquant les déformations mesurées sur la chaussée bitumineuse 107
5.3.1 Description de l'approche de prise en compte de la rigidité du revêtement 109
5.3.1.1 Analogie à la théorie des poutres doublement appuyées 111
5.3.2 Explication de la méthodologie de simulation utilisée dans le logiciel FLAC 7,0 pour l'approche de déformations imposées 116
5.3.3 Résultats de simulation des soulèvements 120
5.3.3.1 Coupe transversale et longitudinale de BAC (béton armé continu) 120
5.3.3.2 Coupe transversale de DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées) et DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées) 122
5.3.3.3 Coupe longitudinale de DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées) 123
5.3.3.4 Coupe longitudinale de DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées) 124
5.4 Résumé du chapitre 5 125

CHAPITRE 6 ANALYSE DES RÉSULTATS DE SIMULATIONS DES SOULÈVEMENTS AU GEL 127
6.1 Analyse des résultats des simulations de soulèvements au gel par contraintes imposées 130
6.1.1 BAC (Béton armé continu) 132
6.1.2 DCNAG (Dalles courtes non armées goujonnées) 134
6.1.3 DCNANG (Dalles courtes non armées non goujonnées) 136
6.1.4 Résumé de l'analyse des résultats de l'approche de contraintes imposées 138
6.2 Analyse des résultats des simulations de soulèvement au gel par déformations imposées 139
6.2.1 BAC (Béton armé continu) 140
6.2.2 DCNAG (Dalles courtes non armées goujonnées) 142
6.2.3 DCNANG (Dalles courtes non armées non goujonnées) 144
6.2.4 Résumé de l'analyse de l'approche de déformations imposées 146
6.3 Comparatif entre les résultats obtenus avec l'approche par contraintes imposées et les résultats obtenus avec l'approche par déformations imposées 146
6.4 Dimensionnement d'une chaussée rigide de DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées) en suivant les conclusions obtenues 150
6.4.1 Dimensionnement structural avec AASHTO 1993 151
6.4.2 Vérification au gel (prédiction des soulèvements) 153
6.4.2.1 Vérification au gel - Approche conventionnelle (Chaussée 2) 153
6.4.2.2 Vérification au gel - Approche par contraintes imposées 154
6.4.2.3 Vérification au gel - Approche par déformations imposées 154
6.4.3 Comparaison des structures de chaussées dimensionnées 155

6.4.3.1 Comparaison économique....158

CONCLUSION....161

ANNEXE I DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSÉE BITUMINEUSE TYPE....165

ANNEXE II JUSTIFICATION DES PARAMÈTRES DES MATÉRIAUX....167

ANNEXE III ESSAI DE LABORATOIRE....175

ANNEXE IV APPROCHE DE PRISE EN CONSIDÉRATION DE LA RÉSISTANCE DU REVÊTEMENT....179

ANNEXE V ÉTUDE DE LA VARIATION DES PARAMÈTRES DES MATÉRIAUX COMPOSANT LA STRUCTURE DE CHAUSSÉE....195

ANNEXE VI EXEMPLE DE DÉTERMINATION DES PRÉDICTIONS DE SOULÈVEMENT EN UTILISANT L'APPROCHE PAR DÉFORMATIONS IMPOSÉES....205

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES....209

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Valeurs recommandées pour le coefficient de drainage 23

Tableau 1.2 Ajustement de la valeur *k* selon le type de fondation 29

Tableau 1.3 Valeurs entrantes de méthode MEPDG 31

Tableau 1.4 Épaisseur typique de dalle selon le type de route 42

Tableau 3.1 Résultats de prédiction de soulèvement obtenu avec l'ODP_{SG}.....68

Tableau 4.1 Conditions d'interfaces possibles dans FLAC 7,0.....79

Tableau 4.2 Caractéristiques des interfaces dans la modélisation rigide.....83

Tableau 4.3 Caractéristiques des matériaux 87

Tableau 4.4 Caractéristiques du revêtement d'enrobé bitumineux sélectionné.....89

Tableau 4.5 Caractéristiques du revêtement de béton sélectionné 89

Tableau 4.6 Caractéristiques du matériau de fondation et de sous-fondation sélectionné.....90

Tableau 4.7 Caractéristiques du sol d'infrastructure sélectionné 91

Tableau 4.8 Comparatif entre le béton et l'enrobé bitumineux 91

Tableau 4.9 Résultats de soulèvement pour le revêtement en enrobé bitumineux, coupe longitudinale.....96

Tableau 5.1 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de BAC en utilisant l'approche 1, coupe longitudinale et transversale.....102

Tableau 5.2 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de DCNANG et DCNAG en utilisant l'approche 1, coupe transversale.....104

Tableau 5.3 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de DCNANG en utilisant l'approche 1, coupe longitudinale 105

Rapport-Gratuit.com

Tableau 5.4 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de DCNAG en utilisant l'approche 1, coupe longitudinale 107

Tableau 5.5 Résultats de prédiction de soulèvement lié aux lentilles de glace en prenant en compte la résistance à la déformation du revêtement 114

Tableau 5.6 Résultats de mesure du rayon de courbure pour une déformation imposée de 10 mm 118

Tableau 5.7 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une chaussée rigide de type BAC en utilisant l'approche par déformations imposées (SP initial = 2,51E-06) 122

Tableau 5.8 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une coupe transversale de dalles courtes non armées en utilisant l'approche par déformations imposées (SP initial = 2,51E-06) 123

Tableau 5.9 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une coupe longitudinale de dalles courtes non armées non goujonnées en utilisant l'approche par déformations imposées (SP initial = 2,51E-06)..... 124

Tableau 5.10 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une coupe longitudinale de dalles courtes non armées goujonnées en utilisant l'approche par déformations imposée (SP initial = 2,51E-06) 125

Tableau 5.11 Récapitulatif des soulèvements totaux..... 126

Tableau 6.1 Présentation et comptabilisation des simulations réalisées..... 129

Tableau 6.2 Résultats de prédictions de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace avec l'approche de déformations imposées 139

Tableau 6.3 Comparaison économique entre la structure de chaussée à revêtement bitumineux et la structure de chaussée à revêtement rigide..... 159

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1	Coupe type d'une structure de chaussée	4
Figure 1.2	Phases de gel et de dégel	8
Figure 1.3	Phases de fluage d'un sol gelé	10
Figure 1.4	Formation de lentilles de glace	12
Figure 1.5	Représentation en plan de la fissuration typique par soulèvement	18
Figure 1.6	Caractérisation du gonflement d'un sol en fonction de l'indice de gel	34
Figure 1.7	Épaisseur de la dalle en fonction de la circulation pour un indice SSR moyen	43
Figure 1.8	Épaisseur de la dalle en fonction du facteur de circulation et de l'indice IBR	44
Figure 1.9	Abaque de dimensionnement de l'épaisseur du matériau granulaire nécessaire pour éviter le givrage sur une chaussée isolée	47
Figure 1.10	Installation de drains longitudinaux	50
Figure 1.11	Ajout de transitions	51
Figure 2.1	Structure des éléments traités dans le mémoire	57
Figure 3.1	Principaux éléments traités dans le chapitre 3	59
Figure 3.2	Prédiction et de vérification en chantier du modèle CRREL qui compare les soulèvements au gel simulés aux soulèvements au gel observés	62
Figure 3.3	Prédiction et vérification en chantier du modèle de Chaussée 2	64
Figure 3.4	Division en sous-couches du sol d'infrastructure soumis au gel	66
Figure 3.5	Caractéristiques nécessaires des matériaux utilisées pour les calculs des soulèvements de la chaussée bitumineuse	67
Figure 4.1	Principaux éléments traités dans le chapitre 4	70

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure 4.2 Maillage analysé dans le logiciel FLAC 7,0 71

Figure 4.3 Dimensions de la coupe transversale du modèle 74

Figure 4.4 Dimensions de la coupe longitudinale du modèle 74

Figure 4.5 Frontières de la modélisation en coupe transversale..... 75

Figure 4.6 Frontières de la modélisation en coupe longitudinale..... 76

Figure 4.7 Modèles rhéologiques représentant les conditions possibles de l'interface 77

Figure 4.8 Transfert de contraintes horizontales 78

Figure 4.9 Transfert de contraintes verticales 79

Figure 4.10 Interfaces de la modélisation transversale 81

Figure 4.11 Interfaces de la modélisation longitudinale 82

Figure 4.12 Graphique représentant la déformation en fonction de la contrainte pour matériau de type béton..... 84

Figure 4.13 Illustration du modèle Mohr-Coulomb 86

Figure 4.14 Pénétration du front de gel (rose) en fonction de la température (bleu) ... 88

Figure 4.15 Déplacement des nœuds du maillage suite à l'imposition d'une contrainte..... 94

Figure 5.1 Principaux éléments traités au chapitre 5..... 98

Figure 5.2 Vue en plan des axes de coupe ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type BAC 101

Figure 5.3 Vue en plan de l'axe de coupe transversale ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNANG..... 103

Figure 5.4 Vue en plan de l'axe de coupe transversale ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNAG 103

Figure 5.5 Vue en plan de l'axe de coupe longitudinale ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNANG 105

Figure 5.6 Vue en plan de l'axe de coupe longitudinale ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNAG.... 106

Figure 5.7 Potentiel de ségrégation en fonction de la contrainte verticale et du coefficient *a* 110

Figure 5.8 Réaction du revêtement face au soulèvement....112

Figure 5.9 Réaction face à un soulèvement d'un revêtement possédant une grande résistance à la déformation....117

Figure 5.10 Soulèvement du revêtement rigide et mesure du rayon de courbure du revêtement....118

Figure 6.1 Principaux éléments traités au chapitre 6....128

Figure 6.2 Soulèvements cumulatifs par sous-couche en utilisant l'approche par contraintes imposées....131

Figure 6.3 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement BAC lors d'un soulèvement de 1,95 mm en utilisant l'approche de contraintes imposées....133

Figure 6.4 Vue en plan du revêtement de type DCNAG....134

Figure 6.5 Présentation de l'effet de rotule dans la coupe transversale des DCNAG....135

Figure 6.6 Vue en plan du revêtement de type DCNANG....136

Figure 6.7 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement DCNANG lors d'un soulèvement de 8,61 mm en utilisant l'approche de contraintes imposées....137

Figure 6.8 Soulèvements cumulatifs par sous-couche en utilisant l'approche par contraintes imposées pour la coupe longitudinale de DCNAG....138

Figure 6.9 Comparaison entre le soulèvement initial visé et du soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement....140

Figure 6.10 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement BAC lors d'un soulèvement de 1,75 mm en utilisant l'approche de déformations imposées....142

Figure 6.11 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement de dalles courte armées goujonnées lors d'un soulèvement de 2,48 mm....143

Figure 6.12 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement de dalles courte armées non goujonnées lors d'un soulèvement de 2,50 mm....145

Figure 6.13 Soulèvements cumulatifs de tous les revêtements étudiés en considérant les deux approches de prédictions des soulèvements au gel (échelle logarithmique en Y), le suffixe D a été ajouté aux résultats considérant l'approche par déformations imposées..... 147

Figure 6.14 Données nécessaires pour le dimensionnement avec la méthode AASHTO 1993 151

Figure 6.15 Détermination du coefficient de transfert de charge..... 152

Figure 6.16 Détermination du module de réaction du sol d'infrastructure 153

Figure 6.17 Coupe transversale la structure de chaussée rigide sans dimensionnement préalable au gel..... 156

Figure 6.18 Comparaison des prédictions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace pour les trois approches étudiées 157

Figure 6.19 Dimensionnement final des structures de chaussée..... 158

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

2S2P1D	Combinaison de deux ressorts, deux patins et un amortisseur
AASHO	*American Association of State Highway Officials*
AASHTO	*American Association of State Highway and Transportation Officials*
BAC	Béton armé continu
CBR	*California Bearing Ratio*
CRREL	*Cold Regions Research and Engineering Laboratory*
DCNAG	Dalles courtes non armées goujonnées
DCNANG	Dalles courtes non armées non goujonnées
ÉCAS	Équivalent charge axiale simple (traduit de ESAL)
EICM	*Enhanced Integrated Climate Model*
FLAC	*Fast Lagrangian Analysis of Continua*
GB	Grave-bitume
IDT	*Indirect Tensile Test*
LCMB	Laboratoire des chaussées et des matériaux bitumineux
MEPDG	*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*
Mn/DOT	*Minnesota Department of Transport*
MTQ	Ministère des Transports du Québec
ODP_{SG}	Outil de prédiction des soulèvements au gel
PCA	*Portland Cement Association*
SSR	*Subgrade Support Ratio*

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

°C	Degré Celsius
σ_l	Contrainte centrale de la dalle liée aux chargements
σ_t	Contraintes centrales de la dalle liées aux chargements et à la variation de température selon la conception de la nouvelle structure
$\sigma_t{}'$	Contraintes centrales de la dalle liées aux chargements et à la variation de température selon les constantes de l'AASHTO
σ	Surcharge appliquée
σ	Contrainte nécessaire à la déformation dans l'équation (4.2)
σ	Contrainte normale dans l'équation (4.3)
φ	Taux de création de soulèvements au gel
ϕ	Angle de friction interne
$(S'_c)'$	Résistance à l'essai de chargement en trois points du béton à 28 jours
Δh	Soulèvement total à la profondeur étudiée
Δh_0	Soulèvement lié à la présence d'eau interstitielle
Δh_s	Soulèvement lié à la formation des lentilles de glace
ΔPSI	Différence entre indice d'entretien initial et final
ΔPSI_{max}	Perte potentielle maximale d'indice d'entretien
a	Paramètre de surcharge lié à la granulométrie du sol
B	Coefficient de proportionnalité du sol
c	Cohésion
C_d	Coefficient de drainage
Cal	Calorie

cm	Centimètre
D	Épaisseur de la dalle de béton
dV_i	Gonflement du volume interstitiel
dz_0	Pénétration du front de gel durant un incrément de temps dt
E	Facteur d'ajustement du support de bordure de la chaussée
E	Module élastique d'un matériau
E_b	Module élastique de la fondation
E_c	Module élastique du béton
ε	Déformation du matériau
F	Coefficient de friction du sol
f	Flèche de la poutre
F_{env}	Facteur d'ajustement environnemental
k_{fz}	Conductivité thermique du sol gelé, au front de gel
kPa	Kilopascal
H	Profondeur de gel
H_b	Épaisseur de la fondation
hr	Heure
I	Indice de gel de surface
I	Inertie d'une poutre dans l'équation (5.1)
IA	Indice atmosphérique
IRI	Indice de rigidité international
I_s	Indice de gel en surface
It	Indice de gel transmis au sol d'infrastructure

J	Coefficient de transfert de la charge
k	Module de réaction du sol d'infrastructure
°K	Degré Kelvin
K_{n}	Rigidité normale
K_{s}	Rigidité en cisaillement
L	Variable liée aux caractéristiques de la dalle
L	Longueur de la poutre
L_m	Longueur associée avec le nœud M
L_n	Longueur associée avec le nœud N
$Logb$	Influence des joints de contrôle dans la conception
M_{Ropt}	Module optimal du sol d'infrastructure
MPa	Mégapascal
m	Mètre
n	Porosité
N	Newton
P	Pression nécessaire pour créer la flèche
Pa	Pascal
p_f	Probabilité des soulèvements au gel
P2	Indice de viabilité limite minimum
$Precip$	Moyenne annuelle des précipitations
τ	Résistance au cisaillement
R_{fz}	Résistance thermique des couches gelées

Rapport-Gratuit.com

S	Résistance en friction
S'_c	Module de rupture du béton
S_0	Combinaison de l'erreur normale de la prédiction de la circulation et de la prédiction de la performance
SP	Potentiel de ségrégation
SP_0	Potentiel de ségrégation sans surcharge
Sr	Saturation en eau
T	Résistance en tension
t	Temps
T_c	Température ambiante
T_f	Température de congélation
T_p	Température à la surface du sol au temps dt
T_s	Température dans la zone de ségrégation
T_w	Température à la base de l'échantillon de sol
TD	Effet de la variation différentielle de température
$Temp$	Moyenne annuelle de la température
W	Nombre de passage calculé à l'aide de la formule théorique AASHTO 1998
W'	Nombre de passages estimé dans la voie de conception d'un essieu normalisé à 80 kN
W_{18}	Nombre de passage dans une voie d'un essieu de 80 kN
$Wind$	Moyenne annuelle des vents
Z_R	Déviation de la courbe normale acceptable

INTRODUCTION

L'augmentation du transport des biens de consommation d'année en année impose de nouvelles contraintes sur le réseau routier. Face à ces nouvelles contraintes, le réseau routier doit rester performant, en offrant une bonne qualité de roulement et une bonne adhérence. Ces deux éléments étant les fondements d'une chaussée sécuritaire.

En hiver, la qualité de roulement d'une chaussée peut varier en fonction de la température. Par temps froid, le gel de l'eau dans les matériaux composant la chaussée peut provoquer un soulèvement du revêtement amenant ainsi des irrégularités, réduisant la qualité de roulement. Quelques méthodes de dimensionnement de chaussées en enrobé bitumineux comprennent un outil de prédictions des soulèvements du revêtement au gel. La majorité de ces outils de prédiction permettent le calcul de l'amplitude des soulèvements liés au gel. Ces outils ont été vérifiés en chantier et sont présentement utilisés lors de la conception des chaussées. La problématique est liée à l'utilisation de chaussée rigide, en béton. Les outils de prédiction de soulèvement au gel actuel ne permettent pas la prise en compte de l'augmentation de rigidité du revêtement de béton. Il serait intéressant de déterminer si cette rigidité pourrait permettre une certaine limitation des soulèvements du revêtement lié au gel de l'eau dans les matériaux composant la chaussée.

Pour répondre à cette interrogation, un outil de prédiction des soulèvements liés au gel d'une chaussée en enrobé bitumineux a été sélectionné. Sur une structure de chaussée bitumineuse, les contraintes nécessaires à la création des soulèvements au gel prédit par l'outil de prédiction sélectionné ont été mesurées à l'aide d'un logiciel d'analyse par différences finies en deux dimensions, FLAC 7,0. Dans le logiciel FLAC 7,0, les contraintes mesurées ont ensuite été appliquées sur une chaussée identique à la chaussée bitumineuse à l'exception du revêtement rigide dans le but d'étudié les soulèvements obtenus. Parallèlement, les déformations (soulèvements) prédites par outil de prédiction des soulèvements liés au gel ont aussi été appliquées sur la chaussée rigide à l'aide du logiciel FLAC 7,0. Pour considérer la rigidité du revêtement, une légère adaptation de l'outil de prédiction a été nécessaire. Grâce au

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

développement de ces deux approches de transfert des soulèvements au gel d'une structure de chaussée bitumineuse vers une structure de chaussée rigide (contrainte imposée et déformations imposées), il a été possible de prédire théoriquement les soulèvements au gel d'une structure de chaussée rigide. Finalement, un dimensionnement de chaussée prenant en considération la théorie avancée a été réalisé dans le but de présenter un cas typique.

Ce mémoire se divise en chapitres. Les chapitres se présentent dans l'ordre :

1) revue de littérature permettant de mettre en lumière les effets du gel sur une chaussée ainsi que de présenter la considération des soulèvements au gel dans les principales méthodes de dimensionnement de chaussées a été effectuée;
2) présentation des objectifs et de la méthodologie nécessaire au déroulement de cette recherche;
3) détermination des soulèvements au gel d'une structure de chaussée bitumineuse;
4) préparation aux simulations des soulèvements au gel par différences finies;
5) simulation par différences finies des soulèvements au gel des structures de chaussées rigides;
6) analyse des résultats de simulations des soulèvements au gel;
7) conclusion et les recommandations.

CHAPITRE 1

REVUE DE LITTÉRATURE

Une revue de littérature a été réalisée dans le but de :

- comprendre les mécanismes derrières les soulèvements au gel;
- présenter comment les soulèvements au gel dans les principales méthodes de dimensionnement sont pris en compte;
- présenter quelques méthodes de limitation des soulèvements au gel.

Pour commencer, une introduction à la structure de chaussée est présentée.

1.1 Introduction à la structure de chaussée

La structure de chaussée est mise en place pour permettre le transfert des charges engendrées par la circulation de véhicules vers le sol existant. Tel qu'illustré à la Figure 1.1, une structure de chaussée conventionnelle se compose, en partant du haut vers le bas (Vaillancourt, 2004) :

- d'un revêtement de chaussée généralement constitué d'enrobé ou de béton assurant la distribution uniforme des charges, une imperméabilisation de la structure de chaussée et une adhérence minimale;
- d'une fondation granulaire généralement constituée de gravier naturel ou concassé assurant une distribution des charges et un drainage efficace;
- d'une sous-fondation granulaire généralement constituée de sable et de gravier assurant une distribution des charges, un drainage de la fondation et l'atténuation des effets du gel;
- d'un sol d'infrastructure constitué du sol naturel en place et/ou de remblai granulaire. Les caractéristiques intrinsèques du sol d'infrastructure déterminent la composition et l'épaisseur des couches de fondation et de sous-fondation.

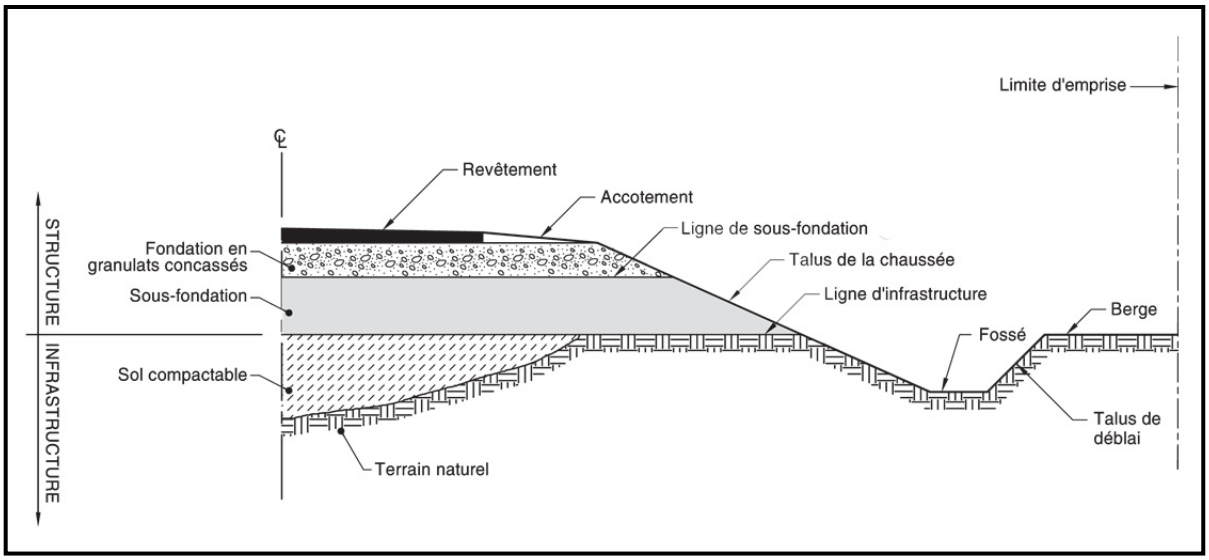


Figure 1.1 Coupe type d'une structure de chaussée
Tirée de Ministère des Transports du Québec (2013) Tome II - Structure de chaussée DN 001

Dans le but d'obtenir des structures routières répondant aux besoins actuels, des méthodes de dimensionnement de chaussées sont créées. La majorité des méthodes de dimensionnement se classe sous deux familles; les méthodes empiriques et les méthodes mécaniques-empiriques. Les méthodes empiriques prédisent le comportement d'une structure de chaussée à l'aide de fondements basés sur des expérimentations à long terme (ex. le manège d'AASHO) (AASHTO, 1993). Les approches mécaniques-empiriques ajoutent un volet empirique sur des fondements mécaniques ou analytiques (ex. le modèle de Boussinecq, Westergaard) (Peyronne et Caroff, 1984). Les deux familles de méthodes de dimensionnement intègrent des paramètres portants sur les aspects suivants :

- les charges externes se limitant généralement au passage des véhicules légers et des véhicules lourds, ces véhicules imposant une charge jusqu'à 10 tonnes par essieu (Gouvernement du Québec, 2013);
- les contraintes imposées par le milieu environnant se classifiant sous deux volets; les contraintes provenant du sol et les contraintes liées à la température;
  - le sol d'infrastructure est le support de la structure de chaussée, il possède une capacité portante maximale limitant le transfert des charges. Il régit donc les contraintes maximales qu'on peut lui transférer;

- l'effet de la température sur la structure de chaussée est un peu plus subtil. Lors du gel et du dégel, l'eau dans le sol gèle et fait varier le comportement des matériaux composant les couches de la structure de chaussée en plus d'imposer des contraintes supplémentaires. Lors du dégel du sol, la fonte de la glace peut faire augmenter la teneur en eau et amène un phénomène de diminution de la résistance de ces mêmes couches.

La revue de littérature se concentre sur les phénomènes liés au gel dans les sols d'infrastructure composant les structures de chaussée. Plus précisément, les structures de chaussée possédant un revêtement en béton, appelé chaussée rigide. Les types de chaussées rigides principalement utilisées sont (Maillard, 2010) :

- les dalles courtes non armées, goujonnées ou non goujonnées;
  - les dalles courtes non armées se distinguent, comme leurs noms l'indiquent, par une section de dalle variant entre 3,5 et 6,0 mètres de longueur et par le fait qu'une armature continue n'est pas présente dans la dalle. Seuls des tirants sont installés transversalement à l'intersection de deux dalles. Si la dalle courte non armée est goujonnée, ils seront installés longitudinalement à l'intersection de deux dalles. L'épaisseur habituelle se situe entre 250 et 325 mm.
- les dalles armées goujonnées;
  - les dalles armées goujonnées utilisent des sections de dalle variant entre 7,5 et 9,0 mètres de longueur. Pour contrer l'augmentation de la longueur, par rapport aux sections non armées, des barres d'armature sont présentes entre les goujons. L'épaisseur habituelle se situe entre 250 et 325 mm.
- les dalles armées continues;
  - les dalles armées continues se constituent d'une seule section de dalle, complètement armée, similaire aux dalles de béton retrouvées dans les bâtiments. L'épaisseur habituelle se situe entre 250 et 325 mm.
- les dalles préfabriquées.
  - les dalles préfabriquées sont des sections de dalles fabriquées en usine, et installées sur le chantier. Ce type de dalle est particulièrement utilisé pour les réparations de dalle

demandant une fenêtre de travail courte. L'épaisseur habituelle se situe entre 250 et 325 mm.

La revue de la littérature portera plus précisément sur :

- les principaux mécanismes liés au gel dans les sols;
- l'impact du gel sur les structures de chaussée;
- les dommages causés sur une structure de chaussée rigide par les cycles de gel et de dégel;
- la prise en compte des effets du gel dans les différentes méthodes de dimensionnement de chaussée;
- les principales méthodes de limitation des soulèvements au gel.

1.2 Le gel et le dégel dans les sols

Les sols sont constitués de matériaux dont le comportement varie selon plusieurs facteurs. Dans cette étude, la principale variation étudiée est l'effet du gel. Les sols sont caractérisés face au gel selon le comportement que le sol adopte lorsqu'il est soumis au gel. Deux grandes catégories de sol sont remarquées.

1.2.1 Catégories de sols : gélifs et non gélifs

Les sols se classifient selon le comportement face au gel que le sol adopte. Le comportement est caractérisé par un niveau de susceptibilité au gel. Ce niveau varie de négligeable à très élevé (St-Laurent, 2006). Dans le cadre de cette recherche, les sols comportant une susceptibilité au gel négligeable sont classés comme non gélifs tandis que les autres types de sol sont classés comme gélifs.

Les sols gélifs sont caractérisés par une dimension de vides interstitiels qui favorise la remontée de l'eau par capillarité. Ils ne sont pas directement caractérisés par des granulométries particulières malgré le fait qu'un pourcentage de particules fines élevé soit souvent remarqué. Les sols gélifs gèlent en présentant une augmentation importante du volume

lié à un changement de structure et de teneur en eau (Rouquès et Caniard, 1975). Ces changements de volume sont liés à la formation de lentilles de glace.

Contrairement à un sol gélif, la montée capillaire de l'eau est limitée dans les sols non gélifs à cause de la forte dimension des vides interstitiels. La forte dimension des vides interstitiels élimine en grande partie le phénomène de formation de lentilles de glace. Ces sols ont tendance à ne présenter qu'un faible changement de volume lié à la présence d'eau dans le sol lorsqu'ils sont soumis au gel.

1.2.2 Les phases du gel et du dégel

Selon Doré et Imbs (2002), le gel et le dégel dans un sol gélif en fonction du temps peut se divisé en quatre phases distinctes tel que représentées à la Figure 1.2 :

- la phase A consiste en la propagation du front de gel dans le sol. La pénétration du front de gel amène la création d'une force de succion partant de la couche de sol non gelé vers la couche gelée. Cette succion permet à l'eau sous le front de gel de le traverser et ainsi monter pour s'accumuler dans la partie supérieure;
- la phase B se définit par le commencement du processus de ségrégation par la glace. En se solidifiant, l'eau ayant traversé le front de gel s'accumule dans la partie supérieure de sol gelé et crée une lentille de glace. Cette lentille force une expansion importante de la structure granulaire au-dessus du front de gel;
- la phase C se déroule lors de la période de dégel du sol. La pénétration du front chaud, à partir de la surface, fait fondre l'eau interstitielle gelée et les lentilles de glace. L'accumulation importante d'eau qui s'en suit ne peut être évacuer, augmentant la pression interstitielle. Cette pression élevée se reflète par une diminution de la résistance au cisaillement du sol où la pression interstitielle est plus importante que la contrainte effective du sol;
- la phase D consiste en une dissipation de la pression interstitielle dans le sol dégelé. Le drainage de l'eau accumulée dans le sol sera continu jusqu'à ce qu'un équilibre entre la force capillaire et le gradient d'écoulement soit fait.

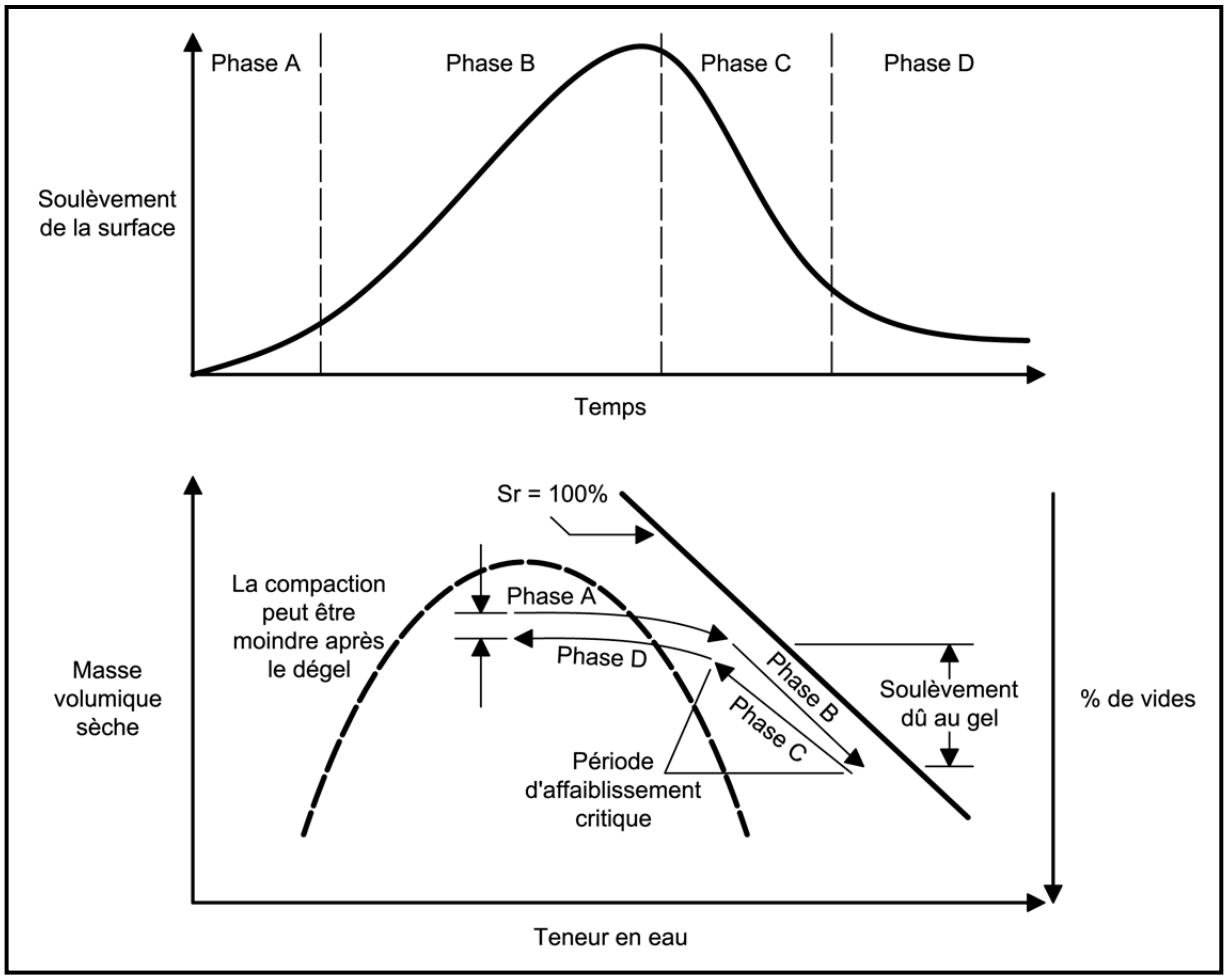


Figure 1.2 Phases de gel et de dégel
Adaptée de Doré et Imbs (2002, p. 350)

1.2.3 Phénomènes engendrés par le gel dans les sols

Lorsqu'ils passent en phase gelée, certaines caractéristiques des sols, qu'ils soient gélifs ou non, sont modifiées. Ces changements sont directement liés à la transformation de l'eau en glace dans les sols. Dans la plupart des cas, le comportement et le volume du sol sont grandement influencés.

1.2.3.1 Changement de comportement des sols gelés

Résistance

Lorsque le front de gel pénètre dans le sol, il fait geler l'eau qui se trouve dans les couches de matériau. Cette eau interstitielle gelée agit comme un liant et augmente considérable la résistance du matériau. La résistance des sols gelés dépend de la température, de la teneur en eau, de la teneur en sel de l'eau, du mode de cristallisation de la glace et des caractéristiques mécaniques des particules solides (Dysli, 1991).

Fluage

La glace est un matériau visqueux. Selon Dysli (1991), lorsque l'eau interstitielle d'un sol se transforme en glace, le sol adopte aussi un comportement visqueux. Cet ajout de viscosité amène le sol gelé à présenter une forte tendance au fluage. Lors de l'application d'une contrainte constante sur un sol gelé, la déformation d'un sol gelé peut se décomposer en trois phases distinctes comme le présente la Figure 1.3. La phase I correspond à une contrainte du déviateur ($\sigma 1$-$\sigma 3$) sous la résistance structurelle limite. La phase II présente une contrainte suffisante à l'obtention d'un fluage constant. La phase III montre une rupture après fluage avec un déviateur supérieur à la contrainte de rupture.

Rapport-Gratuit.com

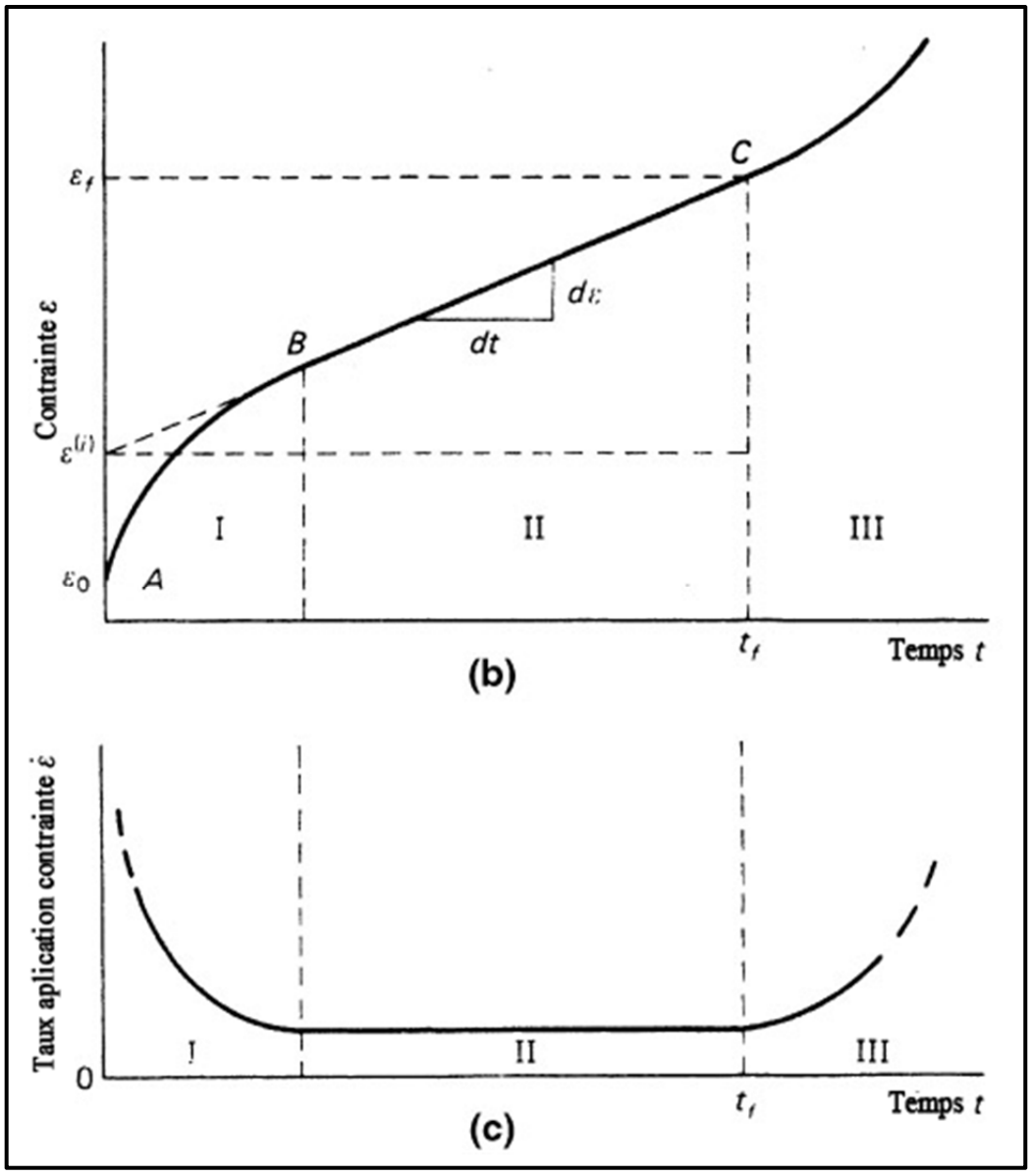


Figure 1.3 Phases de fluage d'un sol gelé
Adaptée de Andersland et Ladanyi (2004, p. 108)

Déformations élastiques

Le sol gelé peut présenter des déformations élastiques lors de charge de très courte durée (Dysli, 1991). Le meilleur exemple dans le cadre d'une chaussée est le passage d'un poids lourd à une vitesse élevée. Dans ce cas, les modules élastiques des sols gelés peuvent atteindre des valeurs importantes. Sollicité à une fréquence élevée, un sable gelé peut obtenir le même module élastique qu'un enrobé bitumineux soit 10 GPa (Andersland et Ladanyi, 2004).

1.2.3.2 Augmentation de volume des sols gelés liés à la saturation du sol

Lorsque le front de gel pénètre le sol, l'eau localisée dans les vides interstitiels gèle. L'eau passant sous forme solide produit une augmentation de volume de l'ordre de 9%. Dans le cas où la saturation du sol est supérieure à une valeur comprise entre 85 à 90 %, selon le type de sol, l'eau se solidifiera et augmentera de volume jusqu'à faire augmenter le volume total du sol provocant ainsi un soulèvement (St-Laurent, 2006).

1.2.3.3 Augmentation de volume des sols gelés liés à la formation de lentilles de glace

Trois éléments sont nécessaires pour que la formation de lentilles de glace ait lieu. Le sol en place doit être gélif, la température ambiante doit être sous 0°C et une source d'alimentation en eau doit être présente (Holtz et Kovacs, 1991; Rouquès et Caniard, 1975). Lorsque la température ambiante passe sous le point de congélation, un flux thermique caractérisé par une basse température est induit dans le sol. Un gradient de température négatif est noté entre la température ambiante et la température du sol non gelé. Ce gradient crée un effet de succion amenant une migration de l'eau du sol inférieur non gelé vers le sol supérieur gelé (Konrad et Morgenstern, 1980). La délimitation entre la couche de sol gelé et la couche de sol non gelé est appelée frange gelée. Il s'agit d'une couche mince de glace que l'eau traverse verticalement. L'eau se déplaçant verticalement dans le sol s'accumule dans une zone tampon et se loge autour des particules de sol en altérant l'équilibre thermodynamique (Konrad et Morgenstern, 1980). Pour rétablir l'équilibre, l'eau doit se transformer en glace. Une lentille de glace est donc créée lorsqu'une accumulation d'eau se solidifie au-dessus de la frange gelée. La dimension de cette lentille de glace ne varie jamais tant que l'alimentation en eau est continue; l'eau de l'alimentation se dépose sur la glace et la fait fondre. La glace fondue se déplace vers la surface, par capillarité, et gèle à une hauteur supérieure (Konrad et Morgenstern, 1980). Ce qui entraîne un déplacement vers le haut de la lentille de glace. La formation des lentilles de glace est présente à condition que la force de succion permette la remontée de l'eau au travers de la frange gelée (Konrad et Morgenstern, 1980). La Figure 1.4 présente une coupe de sol en phase gelé ainsi que les températures reliées. La température à la base de l'échantillon de sol

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

est appelée T_w. La température dans la zone de ségrégation est dénotée T_s. La température ambiante est notée T_c.

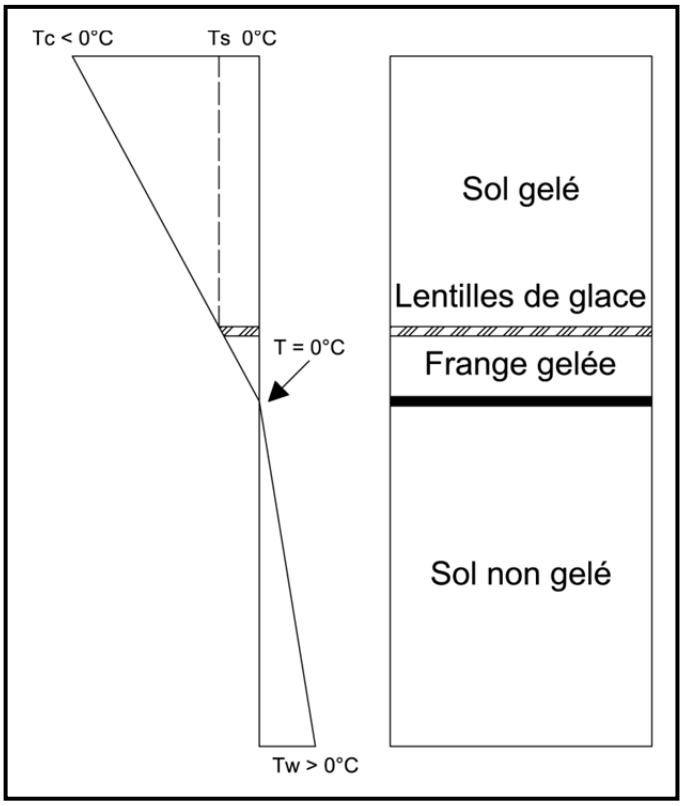


Figure 1.4 Formation de lentilles de glace
Adaptée de Konrad et Morgenstern (1980, p. 2)

La formation de lentilles de glace engendre un phénomène de ségrégation par le gel dans les sols. La ségrégation par le gel se caractérise par une séparation de la structure granulaire du matériau lié à l'accumulation d'eau glacée dans un sol. Pour quantifier ce phénomène, le potentiel de ségrégation est utilisé. Ce potentiel se définit comme étant le rapport de la vitesse d'écoulement de l'eau interstitielle vers le front de gel divisé par le gradient thermique qui se développe au niveau du front de gel lorsque le taux de croissance de la lentille de glace est constant (Direction du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec, 2010). Dans le cas d'un sol gélif, la ségrégation est caractérisée par l'accumulation de lentille de glace dans la couche de sol gelé. Cette ségrégation se déroulera selon un axe vertical, cet axe offre le moins de résistance en possédant l'épaisseur de sol la plus faible pour permettre

une diffusion rapide de la chaleur (Black et Hardenberg, 1991). La ségrégation par l'action du gel dans les granulométries grossières est souvent ignorée puisque ces matériaux sont censés ne pas être sensibles au gel. Par contre, la présence de particules fines peut modifier la susceptibilité au gel de ces matériaux. En utilisant une cellule de gel, Konrad et Lemieux (2005) ont démontré qu'un mélange grossier peut présenter un comportement similaire à un sol typiquement gélif avec aussi peu que 5% de particules fines très sensible au gel.

1.2.4 Phénomènes engendrés par le dégel des sols

Lors du dégel, les principaux phénomènes qui peuvent être remarqués sont l'affaiblissement du sol, le tassement et la consolidation du sol.

1.2.4.1 L'affaiblissement du sol

Lors de la phase de dégel, un front chaud pénètre dans le sol à partir de la surface et fait fondre la majorité de la glace présente dans les vides interstitiels et la glace sous forme de lentille de glace. L'énergie géothermale du sol inférieur non gelé participe aussi légèrement au phénomène de fonte à partir du bas de la structure de chaussée vers la surface. L'augmentation en eau interstitielle additionnée aux charges appliquées sur la chaussée ainsi qu'à une chaussée qui tente de reprendre sa position initiale entraîne une augmentation de la pression interstitielle qui diminue la résistance au cisaillement menant à un affaiblissement de la couche de sol (Simonsen et Isacsson, 1999). L'importance de l'affaiblissement est contrôlée par la vitesse de fonte de la glace et la capacité drainante du sol d'infrastructure, affectant la quantité d'eau emprisonnée entre la couche de roulement et la couche inférieure de matériau gelée (Andersland et Ladanyi, 2004). Puisque l'évacuation gravitaire de l'eau est impossible à cause de la couche de sol inférieure gelée, deux options de drainage restent possibles pour éliminer l'eau accumulée, le drainage par remontée verticale ou le drainage par écoulement transversal. La remontée verticale est essentiellement limitée par une couche de roulement imperméable. La majorité de l'eau doit donc s'évacuer dans un axe transversal. Si la fondation sous l'accotement est encore gelée ou s'il y a une accumulation d'eau et de neige dans les fossés, le rythme auquel l'eau est évacuée horizontalement sera ralentie. Le temps nécessaire pour que la

résistance au cisaillement revienne à son niveau optimal dépend principalement de la perméabilité et du gradient hydraulique du sol en dégel (Doré et Imbs, 2002). Toujours selon Doré et Imbs (2002), le phénomène d'affaiblissement au dégel est une fonction de la quantité de soulèvements au gel dans la couche étudiée, du taux de dégel de la couche ainsi que du taux auquel la couche se consolide.

1.2.4.2 Tassements et consolidation liés au dégel

Une variation de volume, positive ou négative, peut être notée après un cycle de gel et de dégel en fonction de la susceptibilité au gel et des caractéristiques mécaniques du sol d'infrastructure. Les variations de volume négatives peuvent s'expliquer par des tassements du sol d'infrastructure lors du dégel influencé par une liquéfaction de la glace en eau et une consolidation de la couche de sol en dégel. L'ampleur des tassements est directement reliée à la quantité de glace présente, la masse volumique, la pression interstitielle et la compressibilité du sol (Andersland et Ladanyi, 2004). La consolidation s'explique par l'évacuation de l'eau présente dans le sol sous l'effet d'une pression interstitielle en excès ou d'une contrainte imposée. Cette contrainte est le produit de la masse du sol supérieure et/ou de l'application de charges externes tels les véhicules lourds. En général, le niveau de consolidation d'un sol à granulométrie grossière restera stable tout au long du cycle de gel et de dégel puisque la fonte de la glace s'effectue au même rythme que l'eau est évacuée (Andersland et Ladanyi, 2004). Pour un sol à granulométrie fine, une consolidation plus importante peut avoir lieu puisque l'eau ne s'évacue pas assez rapidement. Cette accumulation d'eau mène à un excès de pression interstitielle.

1.3 Les effets du gel et du dégel sur une structure de chaussée

La section 1.2 a présenté les mécanismes liés à l'action du gel dans les sols gélifs composant une structure de chaussée. Une fois ces mécanismes définis, leurs influences sur les structures de chaussée, autant bitumineuse que rigide, ont été étudiés. Cette section présente les effets des soulèvements au gel et de la perte de capacité portante sur une structure de chaussée.

1.3.1 Soulèvements au gel

Les soulèvements au gel dans les différentes couches de sol sont majoritairement créés par la variation de volume de l'eau dans le sol lors de sa solidification et par la ségrégation par le gel. En gonflant, les sols ajoutent des contraintes ponctuelles sous la surface du revêtement. Selon le revêtement, la réaction sera différente. Selon Durand et al. en 1993, pour un revêtement en enrobé bitumineux où des soulèvements au gel sont présent, des fissurations du centre, polygonales et en lézardes peuvent être observées en plus d'affaissement et de soulèvements différentiels (Vaillancourt, 2004). Tandis que pour les chaussées à revêtement de béton, les soulèvements au gel apportent une problématique de fissuration reliée au chargement de la dalle appuyée sur un sol d'infrastructure irrégulier (Waalkes, 2003). Une fissuration longitudinale et un mouvement de la dalle reprenant le mouvement du sol peuvent être observés. Ces déformations et fissurations créeront des détériorations de la couche de roulement et une problématique quant à la sécurité des usagers en lien avec la stabilité des véhicules circulant sur la chaussée. Selon l'American Concrete Pavement Association (2013), les soulèvements au gel se produisent majoritairement dans les zones :

- où des travaux d'excavation à remplissage ont eu lieu;
- où les fossés sont inadéquats ou inexistants;
- au-dessus des éléments enfouis tels des conduites ou des ponceaux;
- à proximité des entrées privées près des fossés ou des ponceaux;
- où un changement du type de sol d'infrastructure est présent.

Les soulèvements ont été classifiés en trois grandes catégories soit; les soulèvements uniformes, les soulèvements différentiels dans la couche de remblai et les soulèvements différentiels dans les sols d'infrastructure.

1.3.1.1 Soulèvements uniformes

Les soulèvements uniformes s'expliquent par une route complètement soulevée lors de périodes froides. Ces soulèvements ne seront pas habituellement visibles pour l'automobiliste puisqu'aucune déformation ponctuelle n'est notée. Il n'y a donc aucune problématique

particulière quant à la détérioration de la couche de roulement ou la sécurité des usagers (Rouquès et Caniard, 1975).

1.3.1.2 Soulèvements différentiels des couches de fondation et de sous-fondation

Les couches de fondation et de sous-fondation sont composées de matériaux non gélifs. La faible proportion en particules fines des couches de fondation et de sous-fondation limite la remontée capillaire de l'eau et ainsi la formation de lentilles de glace produisant une grande partie des soulèvements différentiels. Une nappe phréatique haute ou une infiltration d'eau par le revêtement peut amener une alimentation en eau assez importante pour créer des lentilles de glace dans les sols gélifs (Tart, 2000). Les lentilles de glace peuvent aussi se produire lors d'une période de dégel suivi d'une période de gel. Lors du dégel, l'eau se trouve prisonnière au-dessus de la couche inférieure gelée et ne peut être évacuée. Une période de gel subséquente peut faire solidifier cette eau. L'amas de glace créé attirera une certaine quantité d'eau verticalement pouvant mener à un soulèvement au gel important dans un matériau non gélif (Tart, 2000). Il est à noter qu'un soulèvement au gel dans une couche de fondation ou de sous-fondation causera une problématique ponctuelle sur la chaussée puisque la déformation créée par le soulèvement ne traversera qu'une mince épaisseur de matériau avant d'atteindre le revêtement (Barnes et al., 2008). L'énergie ne pourra être absorbée par les couches supérieures, elle sera directement transmise au revêtement. Lorsque le revêtement fissure, le gel de l'eau infiltrée dans ces fissures peut aussi créer un soulèvement autour de ces fissures accélérant la dégradation à cet endroit.

1.3.1.3 Soulèvements différentiels dans les sols d'infrastructure

Dans les cas où la profondeur de gel atteint le sol d'infrastructure, un soulèvement différentiel de la chaussée peut être causé par un soulèvement du sol d'infrastructure. Dans le cas d'un sol d'infrastructure non gélif, peu de soulèvements seront à prévoir si l'évacuation de l'eau est possible. La problématique la plus importante survient lorsqu'un sol d'infrastructure gélif est présent. Des lentilles de glaces se forment et un soulèvement de la couche est à prévoir. La grande accessibilité en eau, par la nappe phréatique, mène à des soulèvements importants.

Dans des cas extrêmes, il est possible que les soulèvements atteignent 100 à 200 mm au niveau du revêtement de chaussée (Doré et Imbs, 2002). Lors de variation du type de sol d'infrastructure, il est fréquent de retrouver le phénomène de soulèvement différentiel. L'indice de gélivité des sols étant différent, un type de sol peut subir une augmentation de volume importante tandis que l'autre reste stable.

1.3.2 Perte de capacité portante

Lors de la période de dégel, un affaiblissement des couches de sol peut être remarqué. Cet affaiblissement se caractérise par une perte de capacité portante d'une ou de plusieurs couches qui composent la structure de chaussée. La perte de capacité portante d'une couche demande une reprise plus importante des efforts par les couches de sol supérieures. Cette surexploitation cause une fatigue prématurée des matériaux pouvant mener à des déformations permanentes (Tart, 2000). Dans le cas d'une chaussée bitumineuse, ces déformations permanentes se caractérisent à la surface de la chaussée par la création de dépressions ponctuelles, d'ornières de roulement, de fissurations de fatigue et de fissurations en rives (Tart, 2000). Pour une chaussée rigide, un mouvement d'une section de dalle peut être observé pour mener à une fissuration par fatigue suite à un chargement important (Waalkes, 2003). L'affaiblissement au dégel est reconnu comme étant la problématique principale de la détérioration du revêtement de chaussée (Doré et Imbs, 2002). Le programme de recherche AASHO montre que 60 % des dommages sur une structure de chaussée sont apparus lors de la période de dégel, tandis que 2 % des dommages ont été perçus en saison estivale (White et Coree, 1990).

1.4 Les effets du gel et du dégel sur une structure de chaussée rigide

La section 1.3 a présenté les effets des soulèvements au gel et de la perte de capacité portante sur une structure de chaussée en général. Cette section se veut plus précise sur les effets du gel et du dégel sur une structure de chaussée rigide.

Dans le cas d'une structure de chaussée rigide, l'uniformité du sol supportant le revêtement de béton influence particulièrement sa viabilité. Un support irrégulier augmentera les dépressions

ponctuelles causant ainsi une contrainte importante sous le revêtement entraînant des dommages prématurés, de la fissuration par fatigue, du pompage et de l'orniérage (Taylor et United States Federal Highway Administration, 2006). Un sol support irrégulier peut être lié à deux phénomènes problématiques dans le cas d'une étude sur l'influence du gel et du dégel, les soulèvements au gel et la perte de capacité portante.

Les détériorations liées aux soulèvements différentiels excessifs sont majoritairement caractérisées par une fissuration commençant et finissant à l'extrémité du revêtement, tel qu'illustré à la Figure 1.5, en plus de présenter un changement d'élévation observable (American Concrete Pavement Association, 2002). Ce type de fissuration est créée lors qu'un véhicule lourd passe sur une section de dalle non entièrement supportée (Waalkes, 2003).

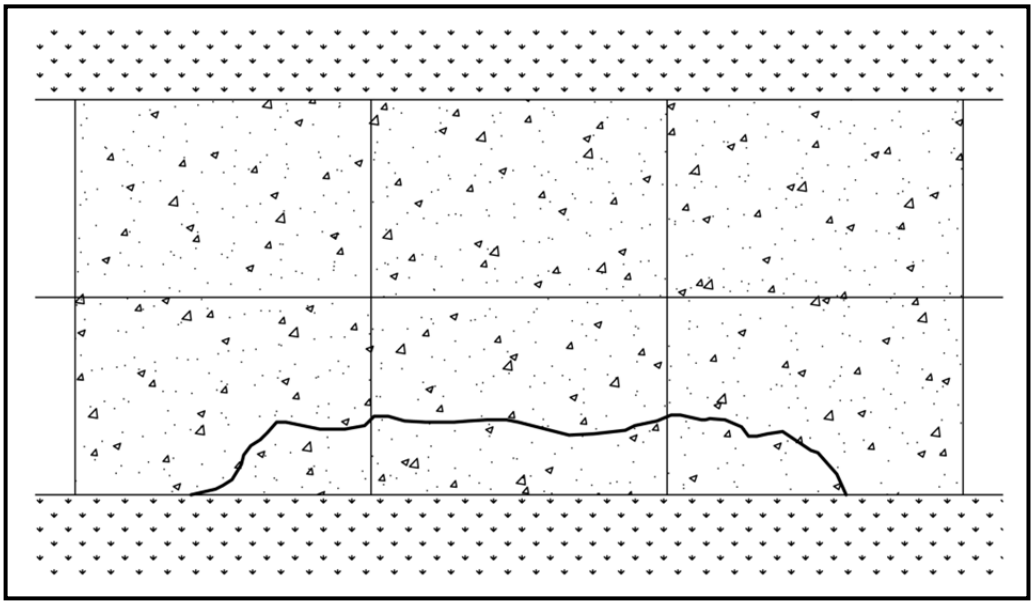


Figure 1.5 Représentation en plan de la fissuration typique par soulèvement
Tirée de American Concrete Pavement Association (2002, p. 4)

1.4.1 Soulèvements au gel

La problématique majeure concernant les cycles de gel et de dégel est identifiée comme étant des soulèvements au gel différentiels importants. Il est à noter que le soulèvement lui-même ne

constitue pas une problématique pour le revêtement, c'est plutôt le dégel associé et les tassements différentiels qui s'en suivent qui peuvent mener à des irrégularités ou des fissurations du revêtement (Taylor et United States Federal Highway Administration, 2006). Selon l'American Concrete Pavement Association (1995), une étude sur la performance à long terme de chaussées rigides dans un climat froid a montré que des actions de limitation de la profondeur de gel coûteuse ne sont pas nécessaires pour prévenir les dommages reliés au gel. Les actions coûteuses devraient seulement être mises en place pour réduire les soulèvements excessifs provocants des soulèvements différentiels importants.

1.4.2 Perte de capacité portante au dégel

La rigidité du revêtement de béton permet une meilleure distribution des contraintes induites par la circulation vers les couches de sols inférieures ce qui permet de limiter les effets négatifs liés à la perte de capacité portante de la structure de chaussée (Waalkes, 2003). De plus, tel que l'a démontré l'AASHO Road Test, une réduction temporaire de la capacité portante de la structure de chaussée rigide n'affecte peu ou pas l'épaisseur minimale du revêtement (National Research Council, Highway Research Board et American Association of State Highway Officials, 1962).

1.5 Le gel et le dégel dans les méthodes de dimensionnement de chaussées rigides

Tous les mécanismes et les effets du gel sur les structures de chaussées ont été présentés aux sections précédentes. La section 1.5 présente comment ces effets sont considérés lors du dimensionnement d'une structure de chaussée rigide.

Les méthodes de conception de chaussées rigides sont nombreuses. En Amérique du Nord, la méthode AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) datant de 1993, sans la révision du chapitre de conception de chaussée rigide de 1998, est la plus utilisée (American Concrete Pavement Association, 2005). Certains états ou provinces imposent de légères adaptions à la méthode de dimensionnement AASHTO dans le but de mieux s'adapter à un environnement particulier. La méthode proposée par le Portland Ciment

Rapport-Gratuit.com

Association existe aussi, mais est de moins en moins utilisée. Ces méthodes se font lentement remplacer par une méthode plus mécanistique, le MEPDG (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide). La transition ne se fait pas rapidement à cause des nombreux paramètres intrants que la méthode nécessite (Illinois Bureau of Design and Environment, 2010). En effet, le MEPDG demande une période de recherches pour modéliser avec fidélité les caractéristiques régionales dans le logiciel. L'Allemagne, étant un grand constructeur de chaussées rigides, de même que la Belgique utilisent des abaques prédéterminés dans le but de concevoir les chaussées rigides (Kathleen Hall et al., 2007). En France, une méthode de conception mécanique-empirique des chaussées rigides est utilisée depuis longtemps (Peyronne et Caroff, 1984). Dans les Pays-Bas, la méthode Vencon 2.0 a été développée et est utilisée. Cette méthode est reprise par certains pays environnants (Söderqvist, 2006). Un travail quant à la prise en compte du gel et du dégel dans les principales méthodes de dimensionnement de chaussées de béton a été réalisé.

1.5.1 AASHTO 1993

Le «Guide for Design of Pavement Structures» présenté par AASHTO propose une procédure dans le but de réhabiliter et concevoir des chaussées routières en enrobé bitumineux et en béton. Le guide prend en compte :

- les critères statistiques de performance de la route,
- la circulation,
- les matériaux de construction,
- le milieu environnant et le drainage.

1.5.1.1 Fondement de la méthode

Le guide se base sur une équation empirique, présentée à l'équation (1.1), pour quantifier le nombre de passages possibles d'un essieu normalisé à 80 kN, un équivalent de charge axiale simple (ÉCAS).

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 7{,}35 * \log_{10}(D+1) - 0{,}06 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4{,}5-1{,}5}\right)}{1+\frac{1{,}624*10^7}{(D+1)^{8{,}46}}} + (4{,}22 - 0{,}32 * p_t) * \log_{10}\left(\frac{S'_c * C_d * (D^{0{,}75} - 1.132)}{215{,}63 * J * \left(D^{0{,}75} - \frac{18{,}42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0{,}25}}\right)}\right) \quad (1.1)$$

Tirée de AASHTO (1993, p. 45) - Partie II, section 3

Où :

W_{18} Nombre de passage dans la voie de conception d'un essieu de 80 kN;

Z_R Déviation de la courbe normale acceptable;

S_0 Combinaison de l'erreur normale de la prédiction de la circulation et de la prédiction de la performance;

D Épaisseur de la dalle de béton (pouce);

ΔPSI Différence entre indice de viabilité initial (p_o) et final (p_t);

S'_c Module de rupture du béton (PSI);

C_d Coefficient de drainage;

J Coefficient de transfert de la charge;

E_c Module élastique du béton (PSI);

k Module de réaction du sol d'infrastructure (PCI).

Cette équation nécessite dix données entrantes (inputs) calculées à l'aide de la procédure AASHTO. Les principales données affectées par le gel sont la variation de l'indice de viabilité (ΔPSI), le coefficient de drainage (C_d) et le module de réaction de la fondation (k).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

1.5.1.2 Variation de l'indice de viabilité

L'indice d'entretien se base sur une échelle de 0 à 5, 0 étant une route impraticable et 5 étant une route parfaite. Le concepteur doit déterminer une limite minimum théorique dépendamment du type de route, la limite maximum étant, pour une chaussée rigide, fixée à 4,5. La variation de l'indice d'entretien se chiffre comme la différence entre la limite maximum et la limite minimum. L'AASHTO propose de quantifier le soulèvement par le gel en perte d'indice d'entretien (AASHTO, 1993).

Pour obtenir la perte d'indice d'entretien lié au soulèvement par le gel, il est nécessaire d'évaluer trois aspects selon la méthode AASHTO, le taux de soulèvement par le gel en mm/jour (φ), la perte d'indice d'entretien maximal liée au soulèvement par le gel (ΔPSI_{max}) et la probabilité au soulèvement par le gel (p_f) (AASHTO, 1993). Le taux de soulèvement est régi par le type de matériaux utilisés dans la fondation granulaire et le pourcentage de particules fines présent. L'utilisation du système de classification unifié des sols (système USCS) est nécessaire pour déterminer la valeur à utiliser. La perte d'indice de viabilité maximale liée au soulèvement par le gel est directement reliée à la capacité drainante du sol et à la profondeur de gel. La probabilité de soulèvement au gel est estimée par le concepteur. Elle devrait représenter le pourcentage du projet où le soulèvement au gel est présent. Le soulèvement est caractérisé par la gélivité du sol de fondation, l'humidité relative du sol, la qualité drainante du sol, le nombre de cycles de gel et de dégel annuel et la profondeur de gel (AASHTO, 1993). Lorsque toutes les données sont déterminées, le concepteur doit utiliser l'équation (1.2) pour calculer une perte d'indice de viabilité liée au soulèvement par le gel.

$$\Delta PSI_{FH} = 0{,}01 * p_f * \Delta PSI_{max}(1 - exp^{-0{,}02*\varphi*t}) \quad (1.2)$$

Tirée de AASHTO (1993, p. 11) - Annexe G

Où :

ΔPSI_{FH} Perte potentielle d'indice de viabilité lié aux soulèvements au gel (de 0 à 5);

p_f Probabilité des soulèvements au gel (%);

ΔPSI_{max} Perte potentielle maximale d'indice de viabilité (de 0 à 5);

φ Taux de création de soulèvements au gel (mm/jour);

t Temps (années).

1.5.1.3 Coefficient de drainage

Le coefficient de drainage selon l'AASHTO se caractérise par un facteur de sécurité (AASHTO, 1993). La détermination de ce facteur est présentée au Tableau 1.1 . Ce tableau utilise les valeurs entrantes de la qualité du drainage allant d'excellent à très faible (imperméable) et le pourcentage de temps où la structure sera à saturation.

Tableau 1.1 Valeurs recommandées pour le coefficient de drainage
Tiré de AASHTO (1993)

	Pourcentage de temps où la structure sera à saturation			
Qualité du drainage	Moins de 1%	1 à 5%	5 à 25%	Plus de 25%
Excellent	1,25-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10
Bon	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00
Moyen	1,15-1,10	1,10-1,00	1,00-0,90	0,90
Faible	1,15-1,00	1,00-0,90	0,90-0,80	0,80
Très faible	1,00-0,9	0,90-0,80	0,80-0,70	0,70

1.5.1.4 Module de réaction de la structure de chaussée (*k*)

Dans la version de l'AASHTO 1993, la valeur du module la réaction de la structure de chaussée comprend une déformation élastique et une déformation permanente. Pour déterminer cette valeur, une série de transformations est nécessaire. Le module de réaction réversible de la structure de chaussée dans la condition la plus représentative doit être calculé. Pour le faire, les

modules réversibles du sol d'infrastructure pour chaque mois sont nécessaires. Ces modules peuvent être déterminés à l'aide de trois techniques (AASHTO, 1993) :

- en laboratoire à l'aide de l'essai AASHTO T274, les modules réversibles saisonniers sont alors corrélés à partir des propriétés du sol;
- en établissant une relation entre le module réversible et l'humidité du sol en laboratoire pour ensuite prédire le M_r de chaque saison;
- par calcul rétroactif sur une structure de chaussée similaire en ajustant les résultats.

Par la suite, le module réversible de la fondation et de la sous-fondation pour chaque saison sont nécessaire dans le but d'établir un module *k* provisoire. Ce module *k* est ensuite altéré selon la profondeur de la fondation rigide ou du roc. Un graphique renvoie par rapport à l'épaisseur de dalle estimée et du module *k* provisoire, un facteur de dommage relatif saisonnier. La moyenne des facteurs de dommage relatif saisonnier est faite et le module *k* est déterminé en utilisant le tableau utilisé précédemment à l'inverse. À ce module *k*, une correction quant à la perte de soutien est apportée. L'indice de perte de soutien simule le potentiel d'érosion et la variation verticale de la fondation pouvant créer des vides sous la couche de roulement par rapport au type de matériau de fondation utilisé. Si la dalle est directement déposée sur le sol d'infrastructure, la valeur du module *k* est déterminée à l'aide de l'équation : $k = M_r/2{,}03$ pour le système métrique (AASHTO, 1993).

1.5.2 AASHTO 1998

Un supplément à la méthode AASHTO 1993 qui propose une nouvelle méthode de dimensionnement des chaussées rigides a été publié en 1998. Les fondements de la méthode sont les mêmes que pour la méthode de 1993. L'équation permettant le calcul du nombre de passages maximaux (W') a été modifiée. Ce changement à amener de nouveaux éléments à prendre en considération quant à la considération du gel lors de la conception d'une chaussée rigide.

1.5.2.1 Fondements de la méthode

Le guide se base toujours sur une équation empirique pour quantifier le nombre de passages dans une voie possible d'un essieu normalisé à 80 kN.

$$\log W' = \log W + (5.065 - 0.03295 * P2)\left[\log\left(\frac{(S'_c)'}{\sigma_t{}'}\right) - \log\left(\frac{690}{\sigma_t}\right)\right] \quad (1.3)$$

Tirée de AASHTO (1998, p. 19)

Où :

W' Nombre de passages estimé dans la voie de conception d'un essieu normalisé à 80 kN;

W Nombre de passage calculé à l'aide de la formule théorique AASHTO 1998;

P2 Indice de viabilité limite minimum (imposé par le type de route);

$(S'_c)'$ Résistance à l'essai de chargement en trois points du béton à 28 jours (PSI);

$\sigma_t{}'$ Contraintes centrales de la dalle liées aux chargements et à la variation de température selon les constantes de l'AASHTO (PSI);

σ_t Contraintes centrales de la dalle liées aux chargements et à la variation de température selon la conception de la nouvelle structure (PSI).

Le volet gel est caractérisé par deux valeurs entrantes dans cette équation, la variation de l'indice de viabilité, identique à la version de 1993, et la contrainte centrale de la dalle liée aux chargements et à la variation de température. La variation de l'indice d'entretien entre en jeu lors du calcul de la variable W. Les deux valeurs de contraintes centrales de la dalle liée aux chargements et à la variation de température sont ensuite calculées. L'une, $\sigma_t{}'$, utilise des paramètres constants fixés par l'AASHTO et l'autre, σ_t, utilise des paramètres réels du site.

1.5.2.2 Contrainte centrale de la dalle liée aux chargements et à la variation de température

Il est nécessaire selon la méthode AASHTO 1998 d'utiliser l'équation (1.4) pour déterminer les contraintes centrales de la dalle liée au chargement et à la variation de température.

$$\sigma_t = \sigma_l * E * F\left[1.0 + 10^{\log b} * TD\right] \quad (1.4)$$

Tirée de AASHTO (1998, p. 19)

Où :

σ_t Contrainte totale imposée sur la dalle (PSI);

σ_l Contrainte centrale de la dalle liée aux chargements (PSI);

E Facteur d'ajustement du support de bordure de la chaussée;

F Coefficient de friction du sol;

logb Influence des joints de contrôle dans la conception;

TD Effet de la variation différentielle de température.

Dans l'équation (1.5) calculant la contrainte centrale de la dalle liée aux chargements, certaines valeurs sont directement reliées au facteur de gel, les variables H_b et E_b. Contrairement à la version de 1993, cette amélioration montre la nécessité de mettre en place la chaussée de béton sur une base stable. Par contre, lors d'essai théorique avec un calculateur, il est possible d'éliminer cette couche au profit d'une hauteur de dalle légèrement plus élevée (environ 0,5 pouce). Dans le calcul de la contrainte centrale de la dalle lié aux chargements, il est nécessaire d'intégrer le module de réaction élastique du sol support (k), calculé de façon identique à la version de 1993.

$$\sigma_l = \frac{18000}{D^2}\left\{4{,}227 - 2{,}381\left(\frac{180}{l}\right)^{0{,}2} - 0{,}0015\left[\frac{E_b * H_b}{1{,}4 * k}\right]^{0{,}5} - 0{,}155\left[H_b\left(\frac{E_b}{E_c}\right)^{0{,}75}\right]^{0{,}5}\right\} \quad (1.5)$$

Tirée de AASHTO (1998, p. 20)

Où :

D Épaisseur de la dalle (pouces);

l Variable liée aux caractéristiques de la dalle;

E_b Module élastique de la fondation (PSI);

H_b Épaisseur de la fondation (pouces);

k Module élastique du sol d'infrastructure (psi);

E_c Module élastique du béton (PSI).

L'effet de la variation différentielle de la température prend effet sous forme de valeur TD dans l'équation (1.6). La variation de température entre le dessus et le dessous apporte des contraintes internes dans la dalle de béton. L'équation (1.6) nécessite les données moyennes annuelles de la vitesse du vent, de la température et des précipitations.

$$TD = 0{,}962 - \frac{52{,}181}{D} + 0{,}341 * Wind + 0{,}184 * Temp - 0{,}00836 * Precip \quad (1.6)$$

Tirée de AASHTO (1998, p. 21)

Où :

$Wind$ Moyenne annuelle des vents (mph);

$Temp$ Moyenne annuelle de la température (°F);

$Precip$ Moyenne annuelle des précipitations (pouces).

1.5.3 *Portland Cement Association* (PCA)

La méthode PCA est aujourd'hui intégrée dans le logiciel StreetPave 12. Ce logiciel est utilisé pour le dimensionnement de structure de chaussée rigide. Le logiciel StreetPave 12 intègre les théories de la méthode PCA datant de 1984 (Matthew S. Oman, 2012).

1.5.3.1 Diminution du module de réaction du sol d'infrastructure

Le logiciel Streetpave n'intègre pas de prise en compte du soulèvement par le gel. Seule la perte de capacité portante du sol est prise en compte. Selon la méthode PCA, le support offert par la couche de fondation et par le sol d'infrastructure est le second facteur en importance pour la détermination de l'épaisseur de la dalle, après les chargements sur la dalle (Packard et Portland Cement Association, 1984). Par contre, lorsqu'une perte de capacité portante en saison printanière est observée, la méthode PCA se range derrière les résultats du manège AASHO (National Research Council, Highway Research Board et American Association of State Highway Officials, 1962). Ces résultats concluent qu'une réduction de support temporaire de la part du sol d'infrastructure n'influence que peu ou pas du tout l'épaisseur finale de la dalle de béton. Packard et Portland Cement Association (1984) ajoutent que la brève période où la capacité portante est faible est suffisamment compensée par la longue période où le sol d'infrastructure est gelé possédant ainsi une capacité portante supérieure à celle utilisée pour la conception. C'est pourquoi une valeur de module de réaction du sol d'infrastructure (k) en saison estivale ou automnale est utilisée (Packard et Portland Cement Association, 1984).

Pour déterminer le module k l'essai d'indice de portance californien (CBR) peut être utilisé. Selon Packard et Portland Cement Association (1984), cet essai est valide même s'il ne renvoie pas une valeur exacte du module k. Une légère imprécision de cette valeur n'affecte pas grandement l'épaisseur finale de la dalle. Si une fondation granulaire ou traitée au ciment est utilisée, la méthode PCA prévoit une légère variation de la valeur du module k. Ces variations sont montrées au Tableau 1.2, il suffit de connaître la valeur du module k pour le sol d'infrastructure et l'épaisseur de la couche de fondation. Les valeurs du tableau sont tirées d'une analyse Burmister d'un système bicouche et d'une analyse à échelle réelle (Packard et Portland Cement Association, 1984).

Tableau 1.2 Ajustement de la valeur *k* selon le type de fondation
Adapté de Packard et Portland Cement Association (1984, p. 6)

Effet d'une fondation granulaire sur la valeur *k*				
Valeur k du sol d'infra (pci)	**Valeur k de la fondation (pci)**			
	4"	6"	9"	12"
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430
Effet d'une fondation traité au ciment sur la valeur *k*				
Valeur k du sol d'infra (pci)	**Valeur k de la fondation (pci)**			
	4"	6"	8"	10"
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	-

1.5.4 MEPDG

Paru en 2004, le *Guide for Mechanistic-Empirical Design* (MEPDG) propose une méthode de dimensionnement de chaussée applicable pour les chaussées d'enrobé bitumineux et de béton. La méthode s'appuie sur une démarche mécanique-empirique. Lors de l'utilisation du MEPDG, la première étape est l'identification du sol support. Lorsqu'un sol de nature particulière (sol compressible, sol sujet au gonflement, sol saturé en eau ou sol susceptible au gel) est identifié, la National Cooperative Highway Research Program (2004) recommande un cheminement détaillé. Le cheminement des sols susceptibles au gel a été étudié.

1.5.4.1 Sols susceptibles au gel

Deux phénomènes liés au gel sont identifiés comme potentiellement problématiques dans la méthode MEPDG, les soulèvements au gel et les cycles de gel et de dégel. Les cycles de gel et de dégel sont caractérisés par une diminution notable de la capacité portante du sol support en plus d'augmenter l'action du soulèvement dû au gel (National Cooperative Highway Research Program, 2004).

Rapport-Gratuit.com

Trois approches de protection face au gel sont recommandées par le MEPDG (National Cooperative Highway Research Program, 2004). L'approche de protection complète qui consiste à retirer tous les matériaux gélifs, l'approche de limitation du front de gel qui consiste à permettre la pénétration du gel en contrôlant les conséquences sur la chaussée et l'approche de pénétration du gel complète qui consiste à laisser le sol support geler. Peu importe la protection choisie, la chaussée doit être dimensionnée à l'aide du modèle climatique amélioré.

1.5.4.2 Modèle climatique amélioré (Enhanced Integrated Climatic Model)

Pour déterminer la performance d'une structure de chaussée face au front de gel, la méthode MEPDG recommande de simuler différents scénarios de couches de matériaux dans la structure routière. Pour faire la comparaison entre ces scénarios, un modèle climatique amélioré, l'*Enhanced Integrated Climatic Model* (EICM) est utilisé (National Cooperative Highway Research Program, 2004). L'EICM est un outil intégrant les flux de température et d'humidité qui simule des changements dans le comportement et les caractéristiques des couches de la structure routière par rapport aux conditions climatiques. En se basant sur trois modèles mathématiques, l'EICM est capable de prédire le comportement de la structure en intégrant les variations de températures, de facteurs d'ajustement de module élastique (F_{env}), de pression d'eau interstitielle, de teneur en eau (W), de profondeur de gel et de dégel, de soulèvement du au gel et de performance de drainage (National Cooperative Highway Research Program, 2004). Pour ce faire, quatre grandes catégories de variables sont nécessaires. Les données reliées à la température, les niveaux de la nappe phréatique, les capacités de drainage et les propriétés des surfaces et les caractéristiques des matériaux des couches de la structure routière. Le Tableau 1.3 résume les valeurs entrantes.

Tableau 1.3 Valeurs entrantes de méthode MEPDG
(National Cooperative Highway Research Program, 2004)

Type de données entrantes		Sous-type de données	Utilisation
Données de température (sur une base horaire)		Température de l'air	Création une courbe de température de radiation entre la chaussée et l'air et définition des périodes de gel et de dégel.
		Précipitations	Détermination de l'infiltration et du vieillissement de la chaussée pour des projets de réhabilitation.
		Vitesse du vent	Détermination du coefficient de transfert de chaleur à la chaussée.
		Pourcentage d'ensoleillement	Calcul de la température à la surface de la chaussée.
		Humidité relative	Calcul de la contraction par retrait hydraulique de séchage de la dalle lors de la mise en place.
Niveaux de la nappe phréatique (sur une base annuelle ou saisonnière)		-	Calcul de la profondeur des couches saturées.
Capacités de drainage et propriétés des surfaces		Absorption de surface	Détermination de la quantité d'énergie solaire transmise à la couche supérieure de la chaussée.
		Infiltration	Définis l'infiltration potentielle de la chaussée sur sa vie entière et détermine la quantité d'eau disponible au-dessus de la couche de fondation
		Distance de drainage	Calcul du temps nécessaire pour drainer la fondation et la sous-fondation.
		Pente transversale	Calcul de temps nécessaire pour drainer la surface de roulement.
Caractéristiques des matériaux des couches de la structure routière		Épaisseur de la couche	Délimite chaque couche de la structure de chaussée
	Propriété du béton	Conductivité thermique (K) et capacité thermique (Q)	Détermination de la conductivité thermique (K) et de la capacité thermique (Q).
	Propriété des matériaux granulaires compactés	Paramètres reliés à la masse et au volume	Détermination de la masse volumique sèche (G_s), de densité sèche des solides (γ_{dmax}) et de la teneur en eau optimale (W_{opt}).
		Conductivité hydraulique dans un milieu saturé (k_{sat})	Détermination des profils d'humidité transitoire et calcul des caractéristiques drainantes.
		Conductivité thermique (K) sèche et capacité thermique (Q) sèche	Calcul un facteur de variation de la conductivité thermique et de la capacité thermique pour ajuster les valeurs initiales par rapport au taux d'humidité présent.
		Courbe caractéristique de l'eau dans le sol	Définis une relation entre la teneur en eau et la succion du sol.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 1.3 Valeurs entrantes de méthode MEPDG (suite)

Type de données entrantes		Sous-type de données	Utilisation
Caractéristiques des matériaux des couches de la structure routière	Propriété des matériaux granulaires du sol support	Paramètres reliés à la masse et au volume	Détermination de la masse volumique sèche (G_s), de densité sèche des solides (γ_{dmax}) et de la teneur en eau optimale (W_{opt}), de l'indice de plasticité (IP) et de la granulométrie.
		Conductivité hydraulique dans un milieu saturé (k_{sat})	Détermination des profils d'humidité transitoire et calcul des caractéristiques drainantes.
		Conductivité thermique (K) sèche et capacité thermique (Q) sèche	Calcul un facteur de variation de la conductivité thermique et de la capacité thermique pour ajuster les valeurs initiales par rapport au taux d'humidité présent.

La technique de collecte des données entrantes comporte, selon la méthode MEPDG, un niveau de fiabilité. Le niveau le plus fiable est décrit par des essais en laboratoire. Les niveaux suivants sont décrits soit par des corrélations établies entre certains aspects du matériau ou par des approximations en fonction des matériaux utilisés (National Cooperative Highway Research Program, 2004).

1.5.4.3 Prise en compte des cycles de gel et de dégel

Pour caractériser les cycles de gel et de dégel, deux données ressortent de l'EICM soit le module réversible pour chaque nœud que la modélisation simule dans la structure routière (caractérisé par un changement d'humidité, de succion et de température) et les profils de température dans la structure de chaussée (National Cooperative Highway Research Program, 2004).

Dans le but de déterminer un module réversible dans chacun des nœuds, un facteur d'ajustement environnemental (F_{env}) horaire est créé (National Cooperative Highway Research Program, 2004). Ce facteur F_{env} est simplement multiplié au module réversible optimal du sol (M_{Ropt}) pour obtenir le module réversible de la section entre deux nœuds. Le F_{env} peut prendre trois conditions ; la condition gelée, la condition de dégel et la condition normale. Les profils

de température dans la structure routière sont utilisés dans le but de connaître la condition à imposer dans chacun des nœuds.

1.5.4.4 Prise en compte des cycles de gel et de dégel

Lorsqu'un sol pouvant engendrer des variations de volume lié au gel est rencontré, ces soulèvements et tassements sont simulés selon le *CRREL Frost Heave and Thaw Settlement Model*. Le *CRREL Frost Heave and Thaw Settlement Model* se base sur plusieurs caractéristiques du sol pour établir le comportement face au gel. Les variables entrantes sont : la masse volumique du sol sec, l'indice de vide, la température de gel, la capacité thermique des minéraux, la conductivité thermique des minéraux, la teneur en eau, la rétention d'eau du sol, la conductivité hydraulique en milieu saturé et la conductivité hydraulique en milieu gelé (Guymon et al., 1992). Ces données sont ensuite utilisées par un algorithme où des coefficients de variations sont établis en fonction d'essai en laboratoire portant sur le sol à l'étude. Ces coefficients sont ensuite utilisés dans le calcul du soulèvement du sol.

1.5.5 Méthode de dimensionnement française

Cette méthode de conception, intégrée dans le logiciel Alizé, s'applique aux chaussées possédant un revêtement d'enrobé bitumineux et de béton. Elle s'appuie sur des fondements majoritairement mécanistiques en plus d'avoir subi une vérification expérimentale. Après le dimensionnement complet de la structure de chaussée, si un sol gélif est rencontré, il est nécessaire de vérifier la performance au gel de la structure. L'étape de vérification au gel d'une structure de chaussée possédant un sol gélif a été analysée.

1.5.5.1 Lois de propagation du gel

Selon Peyronne et Caroff (1984), pour être affectée par les phénomènes de gel, une chaussée doit posséder un sol support gélif, une alimentation en eau suffisante et un froid intense pour atteindre le sol support. Dans le modèle français, trois éléments doivent être caractérisés, le

gonflement du sol pour déterminer les soulèvements au gel, la profondeur de gel, et l'indice de gel transmis.

1.5.5.2 Gonflement du sol

Le gonflement d'un sol gélif est caractérisé, selon la méthode française, par une fonction linéaire selon la racine carrée de l'indice de gel (Peyronne et Caroff, 1984; Rouquès et Caniard, 1975). La Figure 1.6 présente la classification des sols en fonction du gonflement. Si la pente de cette fonction est supérieure à 1, le sol est gélif. Si la pente est entre 0,05 et 0,25 le sol est peu gélif et si la pente est moins de 0,05 le sol est non gélif (Rouquès et Caniard, 1975).

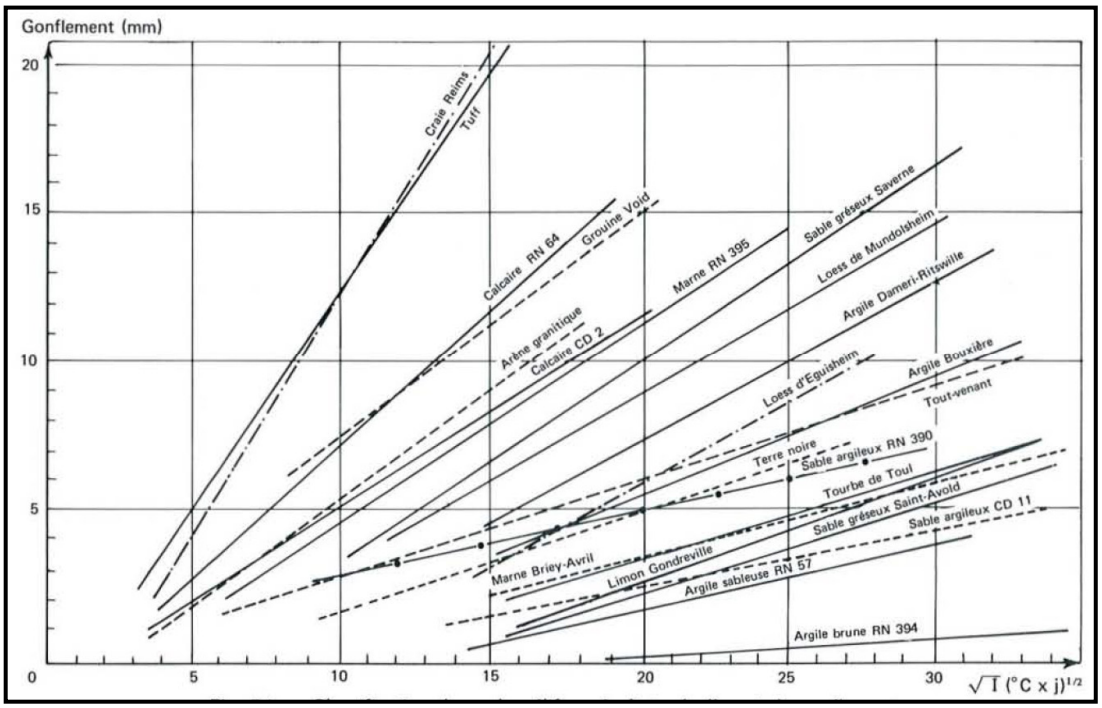


Figure 1.6 Caractérisation du gonflement d'un sol en fonction de l'indice de gel
Tirée de Rouquès et Caniard (1975, p. 21)

1.5.5.3 Profondeur de gel

La profondeur de gel dans un massif non gélif est caractérisée par l'équation (1.7) dans le modèle français. Il est montré que la profondeur de gel varie linéairement avec l'indice de gel

de surface, les caractéristiques thermiques et la teneur en eau ralentissent la progression du front de gel.

$$h = B\sqrt{I_s} \tag{1.7}$$

Tirée de Rouquès et Caniard (1975, p. 13)

Où :

h Profondeur de gel (centimètres);

B Coefficient de proportionnalité variant entre 3 et 10 dépendamment des caractéristiques thermiques et de la teneur en eau de la couche étudiée;

I_s Indice de gel de surface.

L'indice de gel en surface est défini par l'équation (1.8). Cet indice est la clé de la méthode de vérification puisqu'il définit la quantité de gel présent à l'interface entre le sol non gélif et le sol gélif.

$$\sqrt{I_s} = A * h + q\sqrt{It} \tag{1.8}$$

Tirée de Rouquès et Caniard (1975, p. 14)

Où :

I_s Indice de gel en surface;

A et q Variables liées aux caractéristiques des matériaux et de la forme du cycle de gel;

h Épaisseur de la couche (centimètres);

It Indice de gel transmis au sol d'infrastructure.

1.5.5.4 Vérification des structures de chaussées

L'étape de vérification de la structure comporte trois aspects principaux, le calcul de l'indice de gel transmit au sol d'infrastructure à l'aide de l'équation (1.8), la comparaison avec l'indice de gel admissible et les recommandations si la structure est non conforme.

Par la suite, il est nécessaire de calculer l'indice de gel admissible. L'indice de gel admissible se calcul à partir de la sensibilité au gel du sol, de la protection thermique, la résistance mécanique de la structure et du décalage entre l'indice de gel au sol et l'indice atmosphérique (Rouquès et Caniard, 1975).

La sensibilité au gel des sols est caractérisée par les résultats de l'essai de gonflement NF P98-234-2 (Association française de normalisation, 1996). Le classement est fait dans trois catégories, les sols non gélifs, peu gélifs et très gélifs.

La protection thermique est déterminée à partir de la quantité de gel admissible du sol gélif et la protection offerte par les couches de matériaux non gélifs situés au-dessus du sol gélif. La protection mécanique offerte par la chaussée se décrit comme une reprise des contraintes normalement distribuées vers le sol support par la chaussée durant une période de dégel.

La protection mécanique offerte par la chaussée peut faire varier à la baisse la quantité de gel admissible du sol gélif. Le facteur de protection mécanique est fonction croissante de l'inertie de la chaussée. L'application de ce facteur a pour conséquence de diminuer la durée de vie de la chaussée.

Le décalage de l'indice de gel au sol et l'indice atmosphérique sont principalement liés au type de revêtement et aux conditions d'exposition solaires. Le calcul est présenté à l'équation (1.9). Grâce à ce facteur, il est possible de diminuer légèrement l'indice de gel en surface.

$$I_s = 0{,}8(IA - 10) \quad (1.9)$$

Tirée de Rouquès et Caniard (1975, p. 23)

Où :

I_s Indice de gel en surface;

IA Indice atmosphérique.

1.5.5.5 Recommandations si la structure est non conforme

Si l'indice admissible est dépassé, la méthode avance trois recommandations à effectuer, soit :

- une augmentation de l'épaisseur non gélive;
- une diminution de la durée de vie de la chaussée suite à l'ajout des contraintes non reprises par la fondation lors de période de dégel;
- une augmentation de l'épaisseur du revêtement.

1.5.6 Vencon 2.0

Vencon 2.0 est un logiciel de dimensionnement de chaussée développé aux Pays-Bas. Le logiciel permet la prise en compte de la circulation, des matériaux et des conditions climatiques autant sur une chaussée bitumineuse, semi-rigide ou rigide. Il offre la possibilité d'un dimensionnement mécanique classique ou d'une simulation de dégradation jusqu'à l'atteinte des exigences minimales prédéfinies. Selon le guide d'utilisateur (Vejregelrådet, 2011), six modèles sont utilisés dans le but de prédire le comportement de la chaussée :

- le «Befæstelsesmodel» permet de définir les propriétés et l'épaisseur de chaque couche et de la surface de roulement;
- le modèle de charge établit la corrélation entre la géométrie de la route, les mouvements de roues et les impacts sur la chaussée;
- le modèle climatique définit la relation entre les déformations des matériaux et le climat;
- le modèle de réponse prédit le comportement de la chaussée par rapport aux modèles déjà intégrés en appliquant le modèle de Odemark – Boussinesq;

- le modèle de décomposition de l'enrobé bitumineux définit la relation entre les contraintes appliquées et la dégradation de la chaussée d'enrobé bitumineux;
- le modèle de déformation permanente établit une relation entre les contraintes appliquées et les déformations permanentes tels l'orniérage, l'augmentation de l'IRI.

1.5.6.1 Le modèle climatique

Dans le modèle climatique, les soulèvements au gel ne sont pas intégrés. Le modèle prend seulement en compte la variation du module réversible de chaque couche de la structure de chaussée par rapport à la température en appliquant un facteur saisonnier. Pour établir ces facteurs saisonniers, deux modèles climatiques sont intégrés pour déterminer la profondeur de gel et ainsi prédire le module réversible des couches par rapport au degré-jour gel. Le module élastique d'été est déterminé à l'aide d'essais normalisés et ensuite multipliés par des facteurs saisonniers, le module estival possède la valeur 1. Le module haut et le module bas sont ensuite envoyés au modèle de réaction qui vérifie l'épaisseur minimale de chaque couche de matériau composant la structure de chaussée.

1.6 Adaptations des méthodes par les administrations de réseau

Certains climats étant particuliers, les administrations de réseaux préfèrent développer leur propre méthode de dimensionnement. Ces méthodes de dimensionnement sous généralement des modifications de méthodes de dimensionnement connues.

1.6.1 Québec

Dans le but de concevoir des structures de chaussées performantes face au climat rigoureux présent au Québec, le ministère du Transport du Québec (MTQ) présente son logiciel de conception de chaussée bitumineuse, Chaussée 2. Ce logiciel ajoute principalement un module de simulation de la pénétration du gel et des soulèvements à la méthode AASHTO 1993.

1.6.1.1 Le modèle de simulation

Chaussée 2 possède un volet de dimensionnement structural et un volet de vérification au gel. Essentiellement, le volet de vérification au gel permet de vérifier la variation des soulèvements d'une chaussée bitumineuse demeure acceptable. Pour ce faire, un modèle mathématique inspiré des travaux de Saarelainen (1992) a été intégré au logiciel, le modèle SSR. Ce modèle a pour but d'estimer les soulèvements au gel en fonction de la saturation des couches de sol gelé et du potentiel de ségrégation du sol d'infrastructure. Si le soulèvement est trop important, l'épaisseur de la couche de sous-fondation, matériau le moins coûteux, peut être augmentée jusqu'à ce que l'addition du soulèvement produit par l'augmentation de volume de l'eau interstitielle lorsqu'elle se transforme en glace et du soulèvement lié à la formation de lentilles de glace soit acceptable.

Le volet calculant les soulèvements au gel intégré au logiciel Chaussée 2 inclut les soulèvements dus à la formation des lentilles de glace (Δh_s) et les soulèvements dus à l'augmentation de volume de l'eau interstitielle lorsqu'elle se transforme en glace (Δh_0). Le modèle utilisé a été développé par Saarelainen (1992) sur la base de la théorie de potentiel de ségrégation de Konrad et Morgenstern (1980). Le modèle complet est présenté aux équations (1.10), (1.11), (1.12) et (1.13).

$$\Delta h = \Delta h_s + \Delta h_0 \tag{1.10}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 140)

$$\Delta h_s = \frac{1{,}09 * SP * \left(T_f - T_p\right) * dt}{\left(k_{fz} * R_{fz}\right)} \tag{1.11}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 139)

$$\Delta h_0 = dV_i * Sr * n * dz_0 \tag{1.12}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 139)

Rapport-Gratuit.com

$$SP = SP_0 * e^{-a*\sigma} \quad (1.13)$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 140)

Où :

Δh soulèvement total à la profondeur étudiée (m);

Δh_s soulèvement dû à la formation des lentilles de glace (m);

Δh_0 soulèvement dû à l'augmentation de volume de l'eau lorsqu'elle se transforme en glace (m);

SP potentiel de ségrégation (m²/°C*H);

T_f température de congélation (°C);

T_p température à la surface du sol au temps dt (°C);

k_{fz} conductivité thermique du sol gelé, au front de gel (W/°C*m);

R_{fz} résistance thermique des couches gelées (m²K/W);

dV_i gonflement du volume interstitiel : dVi = (Sr – SrCritique) (limité de 0 à 0,09);

Sr saturation en eau (%);

n porosité;

dz_0 pénétration du front de gel durant un incrément de temps dt (m);

SP_0 potentiel de ségrégation sans surcharge (m²/°C*H);

a paramètre de surcharge lié à la granulométrie du sol;

σ surcharge appliquée (MPa).

Il est à noter que le modèle nécessite l'utilisation d'un processus itératif dans le but de prédire un soulèvement total final. Chaque itération prédit un soulèvement en fonction d'une période de temps, de données de température d'air ambiante et de profondeur de gel. Donc, chaque itération est calculée pour une période de temps déterminée et l'addition des soulèvements calculés à chaque itération permet d'obtenir un soulèvement au gel total final.

Ce modèle mathématique de prédiction des soulèvements au gel a été validé sur une vingtaine de structures. La comparaison entre des soulèvements prédit et réel montre que le modèle possède une bonne fiabilité (St-Laurent, 2007).

1.6.1.2 Sensibilité du modèle de simulation au gel

Les données entrantes que le concepteur doit fournir sont le potentiel de ségrégation, la conductivité thermique, la chaleur latente de fusion, les masses volumiques, la volumétrie, la surface spécifique et la teneur en eau gelée ou non gelée.

- le potentiel de ségrégation est déterminé à partir de l'équation de Konrad et Morgenstern (1980), qui consiste à effectuer le calcul à partir de l'indice de gélivité sans surcharge et du coefficient de surcharge. Ces valeurs étant plus simples à déterminer expérimentalement que le potentiel de ségrégation même;
- la conductivité thermique peut être déterminée en laboratoire, mais par souci d'économie et de rapidité, le modèle de Côté et Konrad de 2005 (St-Laurent, 2006) est utilisé. Ce modèle se base sur la composition minéralogique et de la masse volumique des grains solides;
- la teneur en eau gelée ou non gelée est tirée du modèle empirique d'Anderson et Tice de 1972 (St-Laurent, 2006). La teneur en eau gelée ou non gelée est utilisée dans le calcul de la conductivité thermique du sol gelé, de la chaleur latente et du gonflement interstitiel.

En dernier lieu, le concepteur est amené à prendre des décisions quant aux critères de conception. Ces choix sont effectués lors de la sélection du seuil de soulèvement admissible et de la période de récurrence. Le seuil de soulèvement admissible est relié au niveau de viabilité de la chaussée tandis que la période de récurrence définit le niveau de risque acceptable que le type de chaussées peut comporter.

1.6.2 Winnipeg

La ville de Winnipeg, qui possède un sol majoritairement constitué de silt et de silt sableux, favorise la construction de chaussées rigides. Selon les concepteurs, la dalle de béton est plus permissible sur un sol d'infrastructure moins performant (Peters, 2013). Un système de dimensionnement basé sur des détails typiques a été établi. La conception varie en fonction du nombre de véhicule circulant sur la route et du type de route. Les dalles sont goujonnées et

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

jointes bout à bout avec des tirants. Dans les cas contraires, l'épaisseur de la dalle est augmentée.

De plus, entre la couche de sous-fondation et le sol d'infrastructure un géotextile non tissé est utilisé. Lorsque le sol d'infrastructure est inadapté structuralement pour la construction d'une route, une géogrille est installée sous la couche de sous-fondation. Tel que présenté au Tableau 1.4, cette sous-fondation se constitue habituellement de 300 à 450 mm de granulats grossiers pour les routes collectrices et les artères principales. Dans les rues résidentielles, l'épaisseur de fondation varie entre 150 et 450 mm. Une fondation de 75 mm est appliquée sur la sous-fondation (Peters, 2013). Dans certains cas, pour les rues résidentielles qui présentent un sol d'infrastructure bon, la fondation est installée directement sur le sol d'infrastructure, un géotextile sépare uniquement les deux couches. Dans le cas où un sol gélif est rencontré, une sous-fondation plus épaisse est mise en place (Peters, 2013).

Tableau 1.4 Épaisseur typique de dalle selon le type de route (Peters, 2013)

Conditions de circulation	**Épaisseur de dalle**
Rues résidentielles avec une circulation moyenne de 1053 véhicules par année	150 mm
Routes collectrices avec une circulation moyenne de 5069 véhicules par année	200 mm
Artères principales avec une circulation entre 12304 et 31673 véhicules par année	230 mm et plus

1.6.3 Illinois

En Illinois, deux adaptations de méthodes sont disponibles pour la conception de chaussées rigides. Une adaptation d'une méthode mécanique-empirique, MEPDG, et adaptation d'une méthode empirique, AASHTO 1993.

Dans le cas de l'approche mécanique-empirique, il est nécessaire de déterminer le type de sol rencontré selon l'indice SSR (Subgrade Support Rating). Cet indice varie entre faible, bon et granulaire. Dans sa classification l'indice SSR prend en considération le pourcentage d'argile, de silt et de sable dans le sol. Il est directement évalué à l'aide de l'étude géotechnique. Dans le cas d'un sol faible ou bon, le sol d'infrastructure doit être amélioré. Les alternatives pour améliorer le sol d'infrastructure sont un traitement à la chaux, au ciment, à la cendre volante ou le remplacement du sol par un matériau granulaire. Une courbe, pour chacun des indices SSR, est disponible pour déterminer l'épaisseur minimale de la dalle de béton par rapport au facteur de circulation, représentant le nombre de passages (en millions) d'un essieu normalisé. Une de ces courbes est illustrée à la Figure 1.7. Cette figure présente l'épaisseur de la dalle de béton en fonction de la circulation pour un indice SSR moyen.

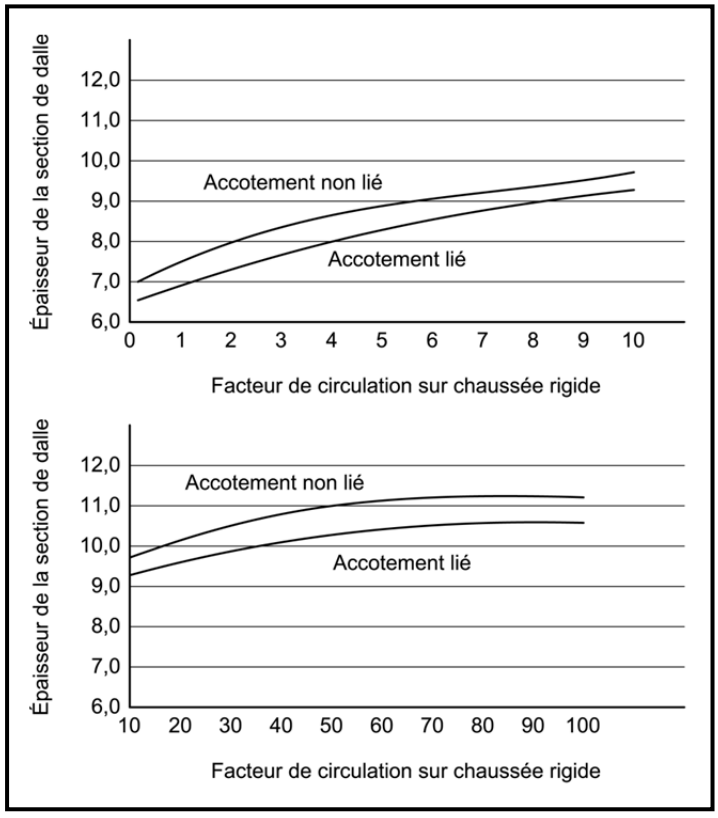


Figure 1.7 Épaisseur de la dalle en fonction de la circulation pour un indice SSR moyen
Adaptée de Illinois Bureau of Design and Environment (2010, p. 4.6)

Dans le cas de la méthode empirique, l'indice *Illinois Bearing Ratio* (IBR), adaptation du CBR, est nécessaire. Cet indice représente l'indice minimal du sol d'infrastructure, peu importe la saison. En considérant le facteur de trafic et le résultat du test IBR, l'épaisseur de la dalle peut être déterminée selon la Figure 1.8.

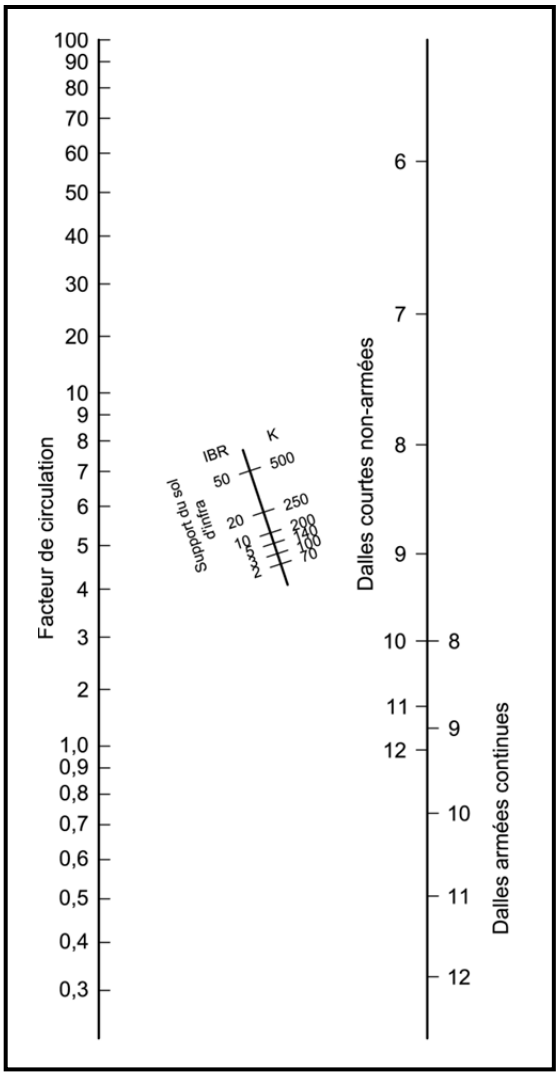


Figure 1.8 Épaisseur de la dalle en
fonction du facteur de circulation et de l'indice IBR
Adaptée de Illinois Bureau of Design and Environment (2010, p. 4.16)

1.6.4 Minnesota

Le département des transports du Minnesota utilise une méthode de conception des chaussées rigides basée sur AASHTO 1981, mais adaptée aux conditions présentes dans cet état (Minnesota Department of Transportation, 2007). Pour simplifier le travail des ingénieurs, des valeurs typiques représentant bien la région sont déjà insérées dans le modèle Mn/DOT's Rigid PAVE. Finalement, le concepteur doit déterminer la durée de vie théorique, le nombre d'équivalents de charge axiale simple, le support offert par le sol d'infrastructure (valeur-R) et le coefficient de transfert de charge. La valeur-R est établie en fonction de la moyenne des valeurs-R moins un écart-type.

1.6.4.1 Prise en compte de l'environnement

La prise en compte des facteurs environnementaux sur la chaussée n'est pas intégrée dans le modèle Mn/DOT's Rigid PAVE. Le concepteur doit prendre des mesures pour minimiser ou éliminer complètement des effets négatifs reliés à l'environnement. Dans le cas d'un sol d'infrastructure gélif et d'une nappe phréatique haute, pouvant créer des phénomènes de soulèvement au gel, le matériau gélif sera remplacé par un matériau non gélif jusqu'à la profondeur maximale de gel (Minnesota Department of Transportation, 2007).

1.7 Atténuation des phénomènes liés au gel et au dégel intégré aux méthodes de dimensionnement

Les méthodes de dimensionnement présentées considèrent les matériaux et les conditions environnementales où le projet se situe. Si les matériaux ou les conditions environnementales sont défavorables, certaines méthodes d'atténuation des phénomènes liés au gel et au dégel peuvent être employées. Cette section présente ces principales méthodes.

1.7.1 Isolation

L'isolation d'un sol d'infrastructure gélif est une méthode de limitation des soulèvements au gel utilisée au Québec (St-Laurent, 2007). Le principe de fonctionnement est simple, le matériau isolant empêche la progression du front de gel sous un certain niveau. Il limite donc grandement les soulèvements au gel, puisque la majorité des soulèvements se produisent lors du gel du sol d'infrastructure. À cause de son faible coût, le matériau isolant le plus utilisé est le matériau granulaire (St-Laurent, 2007). Par contre, ce matériau ne possède pas une bonne valeur isolante. C'est donc l'augmentation d'épaisseur de la couche qui fait en sorte que le gel n'atteint pas le sol d'infrastructure. Lors de situation où la hauteur finale du revêtement importe, un isolant rigide en panneau peut être utilisé.

1.7.1.1 Problématique et solution au givrage différentiel

Les isolants en panneau sont utilisés depuis le début des années 1970 au Québec dans la construction de structure de chaussée (Savard, 2003). Une problématique quant à la présence givrage différentielle sur la surface de roulement de la chaussée est apparue avec l'installation d'isolants. Le givrage différentiel est défini comme une formation de givre ou de gelée blanche à la surface des sections isolées alors que la surface des sections adjacentes sans isolant demeure sèche (Savard, 2003).

Puisqu'il était bien connu que plus la profondeur de l'emplacement de l'isolant dans la structure de chaussée augmentait, moins important était le givrage, une étude a été lancée consternant les profondeurs minimales nécessaires à l'enraiement du phénomène de givrage (Savard, 2003). Les résultats représentent des abaques, une est illustrée à la Figure 1.9, montrant l'épaisseur minimale de matériau granulaire par rapport à la température moyenne annuelle et la conductivité thermique moyenne du matériau granulaire.

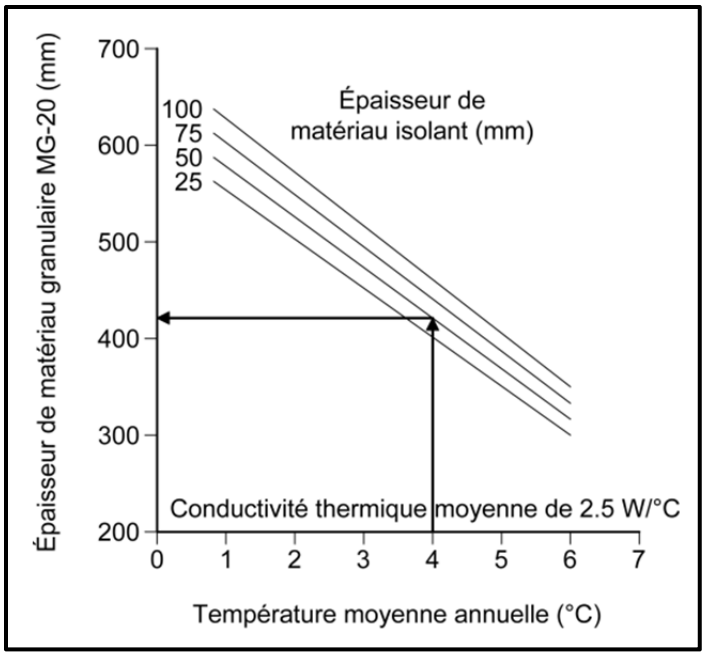


Figure 1.9 Abaque de dimensionnement de l'épaisseur du matériau granulaire nécessaire pour éviter le givrage sur une chaussée isolée
Adaptée de Savard (2003, p. 2)

1.7.2 Géotextiles

Les géotextiles sont utilisés puisqu'ils possèdent des caractéristiques favorisant principalement à limiter la remontée capillaire de l'eau, à améliorer la performance du sol dans un cycle de gel et dégel et à limiter le pompage des particules fines du sol d'infrastructure vers les couches de fondation et de sous-fondation (Henry, 1996).

1.7.2.1 Barrières capillaires

La principale utilité du géotextile lorsqu'il est installé sur le sol d'infrastructure est de limiter la remontée capillaire de l'eau lorsque le sol d'infrastructure gèle et ainsi la formation de lentilles de glaces dans la couche de sous-fondation. Allen, Bell et Vinson en 1983 ont déterminé que le pouvoir mouillant du géotextile contribuait à la performance (Henry, 1996). Un géotextile ayant une absorption d'eau plus importante limite moins les soulèvements au gel. Par contre, le

facteur ayant le plus d'impact sur la performance du géotextile est l'âge. Henry, Taylor et Ingersoll en 1989 ont réalisé des essais à long terme sur la performance d'un géotextile (Henry, 1996). Les résultats montrent qu'un échantillon de sol avec géotextile intégré à une cellule de gel performe toujours mieux qu'un échantillon sans membrane même après 40 jours d'essai. De plus, un essai en chantier par Henry et Christopher en 1993 à montrer que lors de la première saison, un géotextile a limité le soulèvement au gel de 8 à 28% par rapport à une section témoin (Henry, 1996). Par contre, lors des trois années suivantes aucune amélioration par rapport à la section témoin n'a été notée. L'hypothèse faite stipule que le flux hydraulique a réduit l'épaisseur effective du géotextile limitant ainsi ces capacités et que la présence de particules fines dans les pores du géotextile le rendait inefficace.

1.7.2.2 Renforcement

Hoover et al. en 1981 ont examiné l'influence d'un géotextile sur la récupération de la capacité portante d'un sol après un cycle de gel et de dégel (Henry, 1996). Pour ce faire, quatre échantillons avec différents géotextiles ont été compactés dans quatre cellules de gel. Il a été conclu que le géotextile a apporté un renforcement puisque les propriétés mécaniques étaient meilleures sans réellement pouvoir les quantifier. De plus, lors du dégel, le géotextile a permis une diminution de la perte de capacité portante.

Lors d'une expérimentation en chantier, Anderson et Freden en 1977, ont étudié le renforcement apporté par le géotextile dans cinq chaussées différentes (Henry, 1996). Lorsque la chaussée fut gelée, une charge dynamique a été appliquée. Les résultats n'ont démontré aucune variation dans la déflexion en lien avec la présence d'un géotextile. Par contre, lorsque des essais destructifs ont été réalisés sur la chaussée, les sections avec géotextile ont résisté plus longtemps, presque le double de cycles.

1.7.3 Les systèmes de drainage

Le drainage d'une chaussée est un élément essentiel de son bon comportement. Deux grandes familles de drainage existent, le drainage de surface et le drainage souterrain. Le drainage de

surface se compose majoritairement de faussés et de ponceau. Le drainage souterrain se compose de drains non perforés et perforés intégrés à la structure de chaussée. Les drains souterrains ont été étudiés.

Lors de la production de lentilles de glace, trois éléments sont nécessaires; un sol gélif, une alimentation en eau et un front de gel. Si une de ces trois conditions n'est pas présente, les lentilles de glace ne se produiront pas (Rouquès et Caniard, 1975). Le système de drainage permet une évacuation vers les fossés de l'eau prisonnière dans la structure de chaussée et de l'eau provenant de la nappe phréatique. Dans un deuxième temps, lors de la période de dégel, le système de drainage a pour objectif de réduire les pressions interstitielles pour limiter l'importance et la durée de la perte de capacité portante du sol (Henry, 1996). Il existe plusieurs types de système de drainage, les plus utilisés sont le drainage granulaire, les drains latéraux et les drains transversaux.

1.7.3.1 Drains latéraux

Le drainage par drains latéraux consiste en l'installation de deux drains sous l'accotement de la surface de roulement. Pour assurer l'évacuation de l'eau de la structure de chaussée vers les drains, une couche de matériau granulaire à la granulométrie ouverte est installée. La Figure 1.10 présente un détail typique d'une structure de chaussée possédant des drains latéraux. Les drains latéraux sont installés à l'extérieur de la dalle. Ainsi, ils captent l'eau des précipitations infiltrée sous la dalle et le surplus d'eau en présence dans les couches de sol. Selon Harrigan et al. (2002), les drains latéraux sont potentiellement bénéfique pour la chaussée à condition que la performance structurale du drain soit suffisante et que la couche granulaire drainante ne devienne pas instable avec l'âge.

Rapport-Gratuit.com

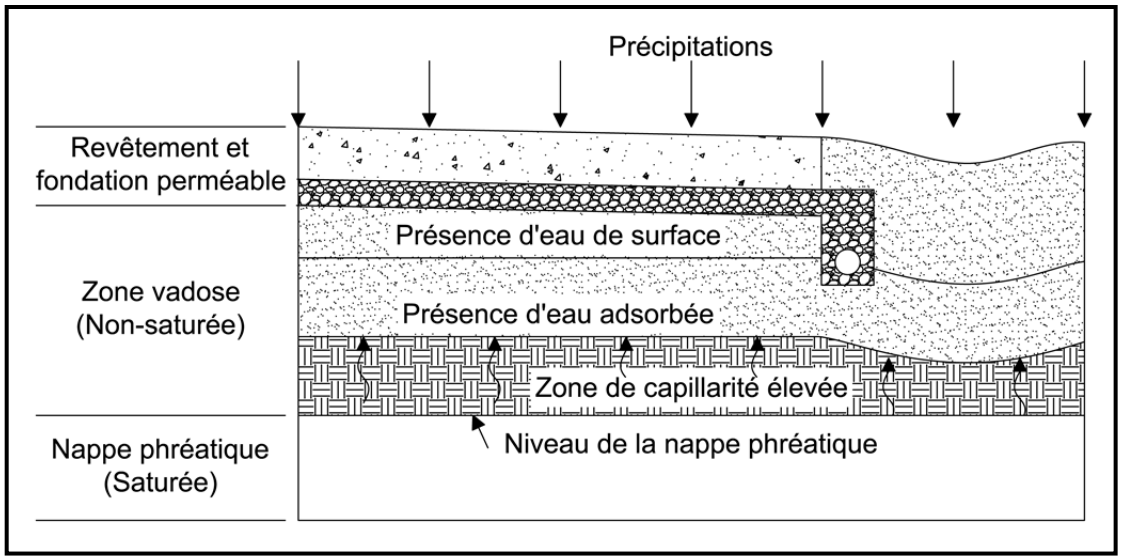


Figure 1.10 Installation de drains longitudinaux
Adaptée de Harrington et The National CP Tech Center (2003, p. 9)

1.7.3.2 Drains transversaux

La construction des drains transversaux est similaire à celle des drains longitudinaux à l'exception de l'orientation et du fait qu'aucune couche de matériau granulaire n'est prévue pour amener l'eau environnante vers le drain. Ces drains sont mis en place pour capter l'eau dans les sections basses d'une structure de chaussée ou l'eau infiltrée par une surface de roulement perméable. Cette configuration augmente l'efficacité du drainage en réduisant la période d'évacuation de l'eau quand ce système est installé avec un système latéral. Par contre, l'installation de drains transversaux peut augmenter les soulèvements différentiels au gel puisqu'à un endroit particulier sous la chaussée, l'eau est mieux évacuée. Cette diminution de teneur en eau a tendance à réduire l'importance des soulèvements au gel à cet endroit précis (Moulton et United States Federal Highway Administration, 1980).

1.7.4 Transitions lors du changement de type de sol

Le sol d'infrastructure n'étant pas parfaitement plan, des corrections avant d'y mettre en place la couche de fondation ou de sous-fondation sont nécessaires. Ces corrections sont

habituellement faites avec un sol d'emprunt. Ce sol d'emprunt amène un changement de type de sol d'infrastructure, qui se traduit par une variation de sensibilité au gel. Ce changement brusque amènera une variation ponctuelle du revêtement de chaussée lors de la période hivernale. Pour diminuer l'ampleur du problème, une transition entre les deux types de sol peut être mise en place. La transition consiste à créer une dépression suivant une pente déterminée et d'ensuite combler cette dépression avec le sol d'emprunt tel que montré à la Figure 1.11. Cette transition permettra un soulèvement graduel qui n'affectera pas la qualité de roulement ou qui n'imposera pas des contraintes suffisantes pour amener la fissuration du revêtement (Gross et Dunn, 2006). Des transitions en pente ont été utilisées avec succès par la firme Qualitas lors d'une réhabilitation d'un tablier de béton à l'aéroport Pierre-Élliott-Trudeau de Montréal (D'Amours, Contant et Chevalier, 2013).

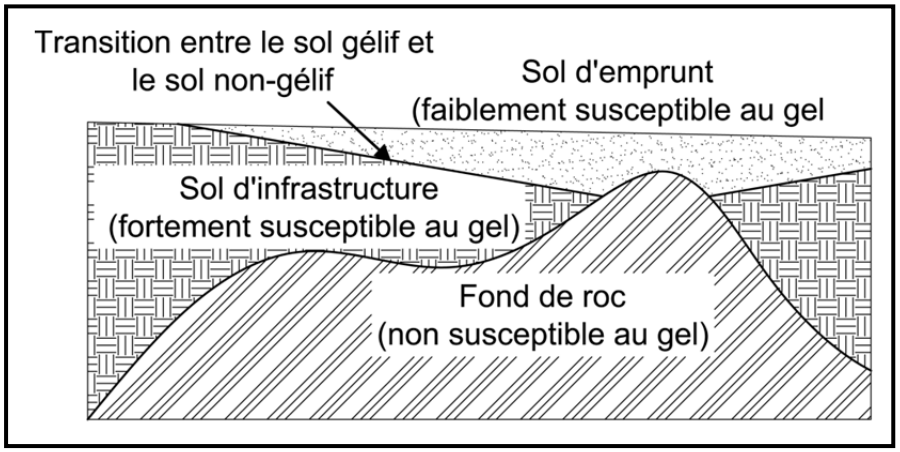


Figure 1.11 Ajout de transitions
Adaptée de Gross et Dunn (2006, p. 7)

1.7.5 Restriction de charges

Généralement lors de la conception, la capacité portante du sol d'infrastructure utilisée n'est pas la valeur la plus faible, valeur retrouvée lors de la période de dégel, à cause de la courte durée du phénomène. Dans la majorité des cas, la valeur sélectionnée est une majoration représentant le plus grand nombre de jours dans l'année (Canadian Strategic Highway Research Program, 2000). Une approche curative est appliquée dans la plupart des provinces

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

canadiennes dans le but de contrer une dégradation rapide de la structure de chaussée, la restriction de charge (Canadian Strategic Highway Research Program, 2000). L'approche consiste à limiter la charge permise sur chaque essieu des véhicules lourds. Cette action soulage temporairement la structure de chaussée, mais augmente la présence des véhicules lourds sur les routes.

1.8 Résumé de la revue de littérature

En conclusion, la revue de littérature a présenté les mécanismes régissant le gel et le dégel des sols, les effets du gel et du dégel sur une structure de chaussée, les méthodes de dimensionnement des structures de chaussées considérant les effets du gel et du dégel ainsi que certains moyens d'atténuation des effets du gel et du dégel.

La conclusion principale qui ressort quant aux soulèvements au gel lors du dimensionnement d'une structure chaussée sur un sol d'infrastructure gélif est qu'il est préférable de limiter la profondeur du gel dans le sol d'infrastructure dans le but de limiter les soulèvements au gel. Cette approche, quoique généralement performante en terme de résistance au gel, augmente la durée et les coûts de construction d'un projet. L'approche priorisée dans le cadre de ce mémoire permet l'acceptation d'un certain soulèvement lié au gel entraînant peu d'endommageant du revêtement et une faible diminution de la sécurité des usagers. La grandeur du soulèvement considéré acceptable varie selon la vitesse des véhicules. Sur autoroute, la grandeur maximale des soulèvements au gel permis est de 50 mm dans le cas d'une structure de chaussée bitumineuse et de 40 mm dans le cas d'une structure de chaussée à revêtement rigide. En effet, l'expérience acquise au Service des chaussées du ministère des Transports du Québec indique que sur une chaussée bitumineuse, les soulèvements différentiels sont peu perceptibles lorsque le soulèvement global est limité à moins de 50 mm, et qu'ils peuvent être problématiques lorsqu'ils atteignent plus de 80 mm (St-Laurent, 2007).

Par contre, dans le cas d'une structure de chaussée rigide, plusieurs études affirment que les soulèvements au gel ne sont pas des éléments à considérer lors du dimensionnement de la

chaussée. Ces éléments montrent que les soulèvements au gel sur une structure de chaussée rigide devraient être moindres que les soulèvements au gel d'une structure de chaussée bitumineuse.

Le chapitre 2 présente l'objectif principal de ce projet et la méthodologie dans le but de résoudre cette problématique.

CHAPITRE 2

OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

2.1 Objectifs

La revue de littérature a permis de déterminer que des outils de prédiction des soulèvements au gel sont disponibles dans certains logiciels de dimensionnement de chaussées. Ces outils de prédiction permettent d'émettre des prévisions quant au soulèvement au gel sur différentes structures de chaussée. Bien que les outils de prédiction des soulèvements au gel prennent en considération les types de matériaux présents dans les structures de chaussées analysées, ils ne prennent pas en considération leur résistance à la déformation. En considérant que la rigidité des matériaux supérieurs à la zone où le soulèvement se produit est augmentée, l'imposition d'une même déformation, liée aux soulèvements au gel, devrait nécessiter une contrainte plus grande. L'hypothèse à vérifier dans ce mémoire est que l'utilisation d'une chaussée à revêtement de béton pourrait permettre une certaine diminution des soulèvements au gel comparativement à l'utilisation d'une chaussée à revêtement bitumineux.

L'objectif principal de ce projet est de :

- évaluer si une augmentation de résistance à la déformation du revêtement pourrait influencer à la baisse la grandeur des prédictions de soulèvements au gel calculées.

Les sous-objectifs reliés à ce projet sont :

- l'évaluation des modèles de prévision de soulèvement au gel;
- comprendre et modéliser l'action des soulèvements au gel sur une structure de chaussée;
- l'application des contraintes et des déformations liées aux soulèvements au gel mesurées sur une chaussée bitumineuse sur différentes structures de chaussée rigides.

2.2 Méthodologie

Afin d'atteindre l'objectif principal du projet, les prévisions de soulèvements au gel d'une structure de chaussée à revêtement bitumineux ont été imposées sur une structure de chaussée à

revêtement rigide. Ces prédictions ont été transférées en considérant deux approches différentes, une approche transférant les contraintes liées au soulèvement au gel et l'autre transférant les déformations liées au soulèvement au gel. Les principales étapes nécessaires à la résolution de la problématique sont présentées dans les paragraphes suivants et représentent chacun un chapitre de ce mémoire.

Le chapitre 3 présente deux outils de prédiction des soulèvements au gel identifiés dans la revue de littérature, le logiciel Pavement ME et le logiciel Chaussée 2. Ces deux outils de prédiction des soulèvements au gel ont été comparés dans le but de sélectionner l'outil de prédiction des soulèvements au gel le plus adéquat dans le cadre de ce projet. Cet outil a ensuite été utilisé pour émettre des prévisions de soulèvements au gel sur la structure de chaussée bitumineuse type.

Le chapitre 4 présente le code de calcul intégré au logiciel (FLAC 7,0) utilisé dans le but de réaliser les simulations, les éléments nécessaires à la réalisation de la simulation, les données utilisées dans le cadre des simulations ainsi que les résultats de simulations effectués sur la chaussée bitumineuse type. Ces résultats de simulations comprennent la détermination des contraintes associées à la formation de lentilles de glace dans la structure de chaussée bitumineuse type selon la grandeur des soulèvements estimés au chapitre 3.

Le chapitre 5 présente la méthodologie nécessaire à l'application des contraintes et des déformations de la chaussée bitumineuse type, mesurées dans les chapitres précédents, sur les structures de chaussées rigides étudiées. Les simulations d'application de contraintes et de déformations ont été réalisées à l'aide du logiciel d'analyse par différences finies FLAC 7,0. Les résultats de ces simulations sont présentés pour chacun des types de revêtement rigide étudié.

Le chapitre 6 présente l'analyse des résultats de simulations obtenues au chapitre 5. Les résultats de simulation des soulèvements au gel sur chacune des structures de chaussée rigide étudiée ont été analysés dans le but de faire ressortir les éléments intéressants pour chacune des

approches étudiées. Les conclusions obtenues ont été utilisées dans le but de dimensionner une structure de chaussée rigide selon les deux approches étudiées, l'approche par contraintes imposées et l'approche par déformations imposées.

Finalement, une conclusion par rapport à l'analyse des résultats obtenus ainsi que des recommandations quant au dimensionnement face aux soulèvements au gel sur une structure de chaussée rigide ont été émises.

Un résumé des principales étapes est présenté à la Figure 2.1.

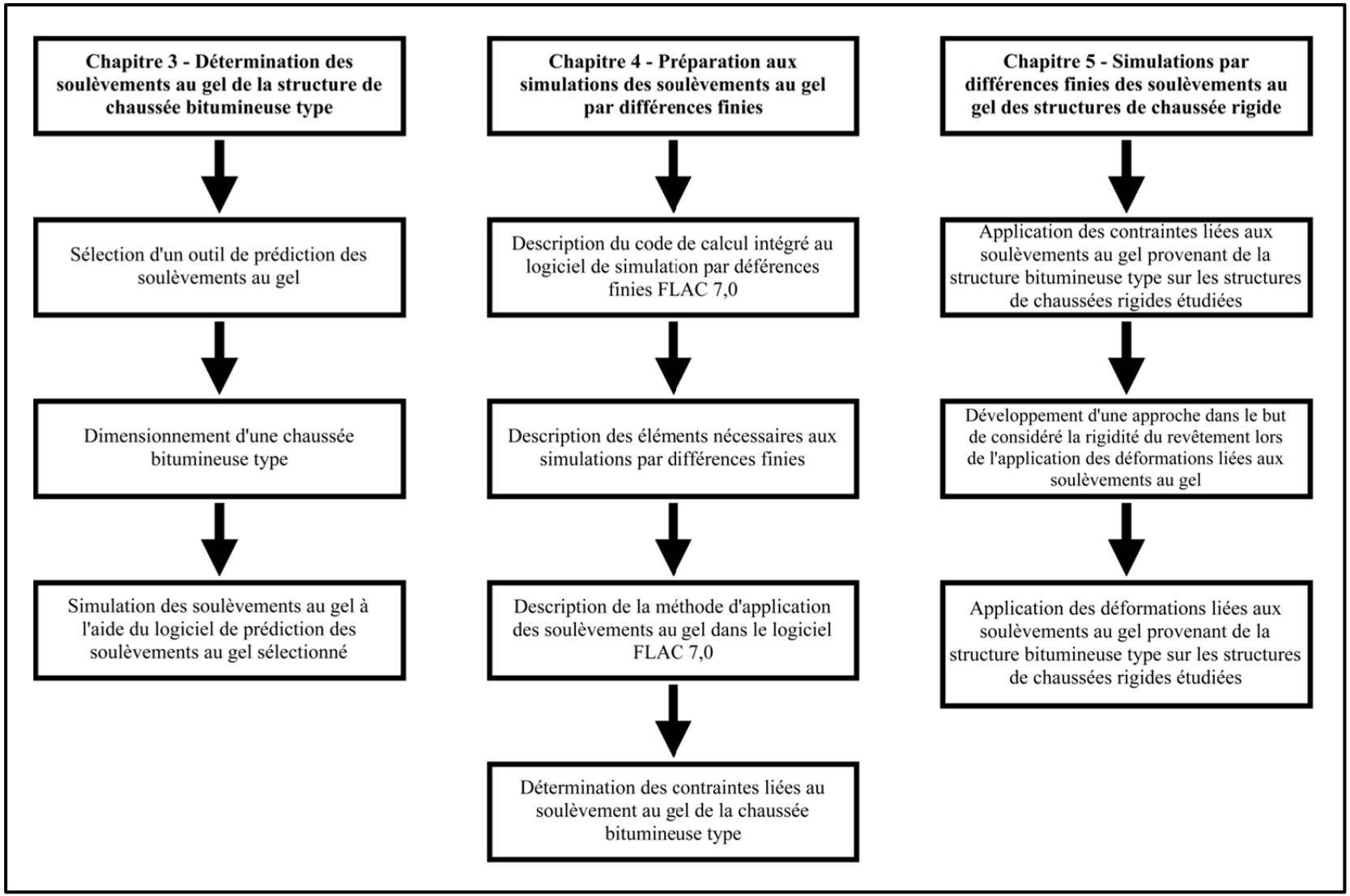


Figure 2.1 Structure des éléments traités dans le mémoire

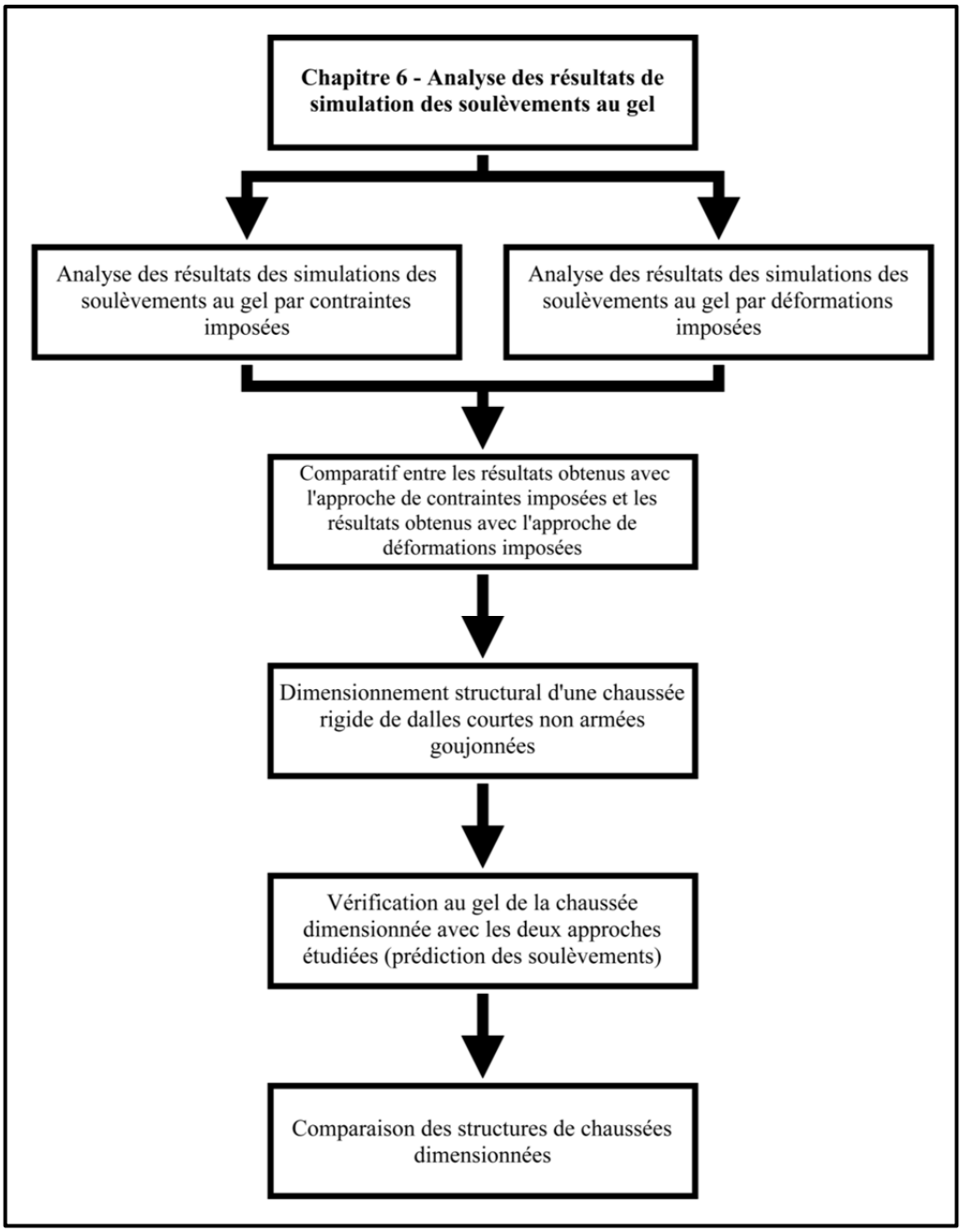


Figure 2.1 Structure des éléments traités dans le mémoire (suite)

CHAPITRE 3

DÉTERMINATION DES SOULÈVEMENTS AU GEL D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSÉE BITUMINEUSE

Dans le chapitre 3, deux outils de prédiction des soulèvements au gel, identifiés dans la revue de littérature, ont été analysés et comparés. Un outil de prédiction a été sélectionné dans le but d'émettre des prévisions de soulèvements au gel pour une structure de chaussée à revêtement bitumineux. La Figure 3.1 présente l'organigramme des principaux éléments traités au chapitre 3.

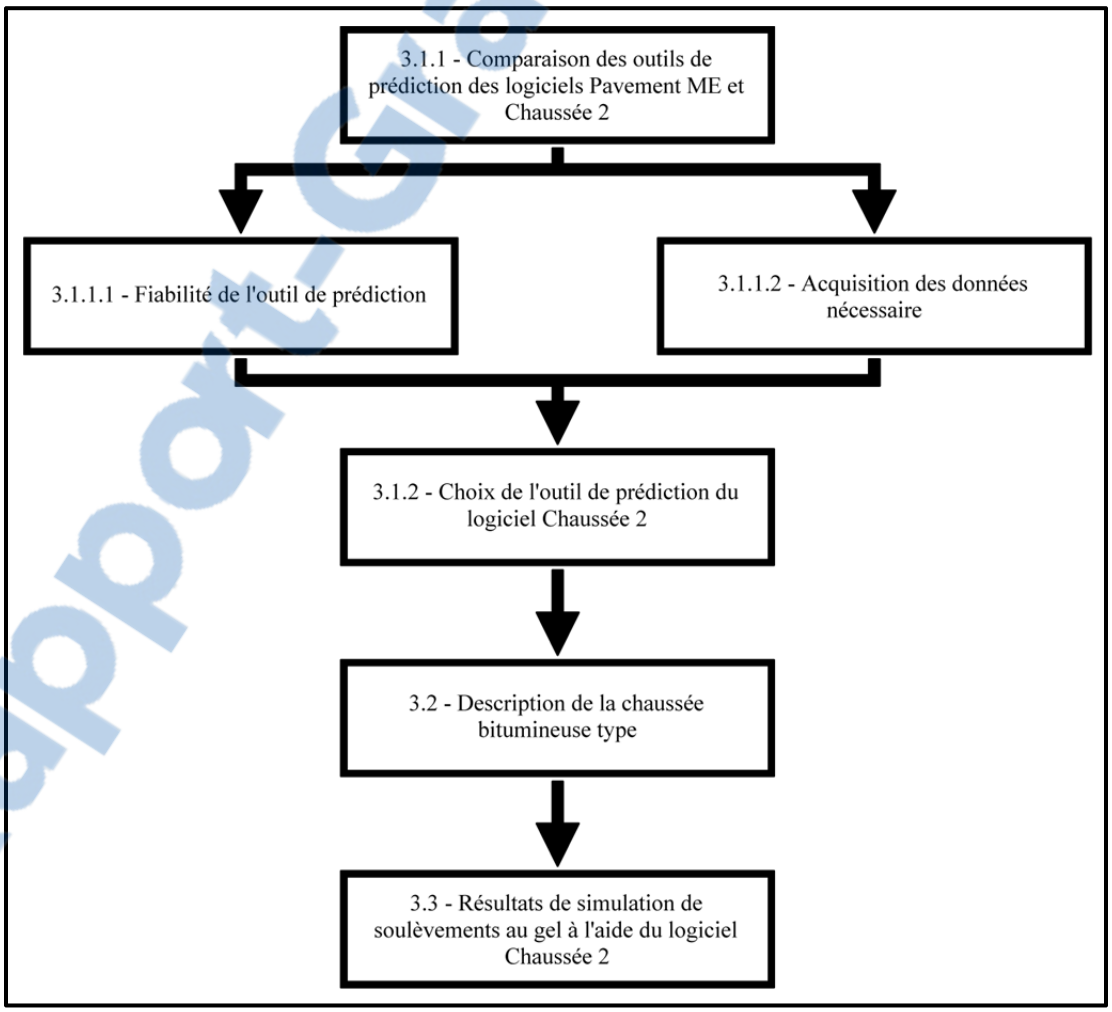


Figure 3.1 Principaux éléments traités dans le chapitre 3

Rapport-Gratuit.com

3.1 Outils de prédiction des soulèvements au gel étudiés

Les deux outils de prédiction des soulèvements au gel comparés proviennent du modèle de prédiction FROST, intégré au logiciel Pavement ME et de l'adaptation de l'outil de prédiction SSR, par le ministère des Transports du Québec, intégré dans le logiciel de dimensionnement Chaussée 2. Les outils intègrent des modèles mathématiques permettant d'établir une prédiction quant au soulèvement au gel possible d'une structure de chaussée. Ils considèrent les conditions climatiques, la composition de la structure de chaussée et le type de sol d'infrastructure présent.

3.1.1 Comparaison des outils de prédictions des soulèvements au gel des logiciels Pavement ME et Chaussée 2

La comparaison des outils de prédiction des soulèvements au gel a été faite par rapport à deux critères; un considérant la facilité d'acquisition de données entrantes et l'autre considérant la fiabilité des résultats. Les sections 3.1.1.1 et 3.1.1.2 présentent chacun des outils de prédiction des soulèvements au gel par rapport aux deux critères de comparaison choisis.

3.1.1.1 Pavement ME

Le premier logiciel analysé est le logiciel de dimensionnement Pavement ME. Il intègre un modèle de calcul des soulèvements liés au gel développé par le *Cold Regions Research and Engineering Laboratory* (CRREL). Le rapport nommé *Mathematical Model of Frost Heave and Thaw Settlement in Pavements* présente l'élaboration de ce modèle (Guymon et al., 1992). Le modèle se présente comme une représentation unidimensionnelle verticale du flux de chaleur et du flux d'humidité basée sur une technique de résolution numérique appelée la méthode d'intégration de domaine nodal (Guymon et al., 1992). Le modèle mathématique utilisé par le CRREL dans l'outil de prédiction n'est pas présenté sous sa forme finale, seules les équations qui ont mené à la confection du modèle sont présentes. Toutefois, l'utilisation d'un ordinateur dans le but de travailler avec le modèle est nécessaire. C'est pourquoi il a autrefois été présenté sous forme de logiciel nommé *FROST*. Maintenant, il est intégré au

logiciel de dimensionnement de chaussée AASHTOWare Pavement ME Design dans la version de 2014. Ce logiciel comporte tous les volets nécessaires au dimensionnement d'une chaussée tels le trafic, l'environnement et les matériaux. La version disponible actuellement à l'École de technologie supérieure est la version 2013. Compte tenu de délais, il n'a pas été possible d'obtenir une version 2014 dans le but de travailler avec le modèle de prédiction de soulèvements au gel.

L'acquisition des données entrantes de l'outil de prédiction des soulèvements au gel intégré à Pavement ME 2014 doit être réalisée à l'aide d'essais géotechniques normalisés, de calage et de calibration de modèle. De plus, tel qu'exprimé par Guymon et al. (1992), l'outil de prévision des soulèvements au gel nécessite des données entrantes d'une très bonne précision dans le but d'émettre des prédictions fiables. Les essais géotechniques permettent de déterminer les caractéristiques conventionnelles des matériaux de chaussée et des sols rencontrés (ie : masse volumique, porosité du sol, etc). Une fois les caractéristiques conventionnelles obtenues, une série de manipulations est nécessaire dans le but d'obtenir les variables de calage (ie : caractéristiques du mélange sol-eau) nécessaire au fonctionnement du modèle. Ces manipulations augmentent le coefficient de complexité de l'outil et le rendent moins facile d'utilisation. Les caractéristiques nécessaires, en plus de la température, pour le modèle sont (Guymon et al., 1992) :

- la masse volumique du sol (g/ cm³);
- la porosité du sol (cm³/cm³);
- la température de gel du mélange sol-eau (°C);
- la capacité calorifique volumique du sol (cal/cm³*°C);
- la conductivité thermique du sol (cal/cm*hr*°C);
- le taux de teneur en eau non gelée (cm³/cm³);
- les caractéristiques du mélange sol-eau (Aw et a);
- la conductivité hydraulique saturée (cm/hr);
- le facteur de conductivité hydraulique gelée (E).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Dans le cadre de la conception du modèle mathématique par le CRREL, plusieurs études comparant les résultats de prédiction de soulèvement au gel prévus et les résultats obtenus in situ ont été réalisées. Une de ces études, présentée à la Figure 3.2, montre les soulèvements au gel obtenu dans un essai en laboratoire où un sol d'infrastructure silteux de type *Chena Hot Springs* est présent. Ce sol est typique d'une région d'Alaska qui porte le même nom. La figure présente une comparaison entre la pénétration du front de gel prédit et obtenu ainsi qu'un comparatif entre le soulèvement total prédit et obtenu. Dans le but de vérifier l'influence de la pression sur la zone où les soulèvements se produisent, deux états de contrainte ont été analysés. Un état possède une surcharge appliquée de 3,4 kPa et l'autre possède une surcharge appliquée de 34,5 kPa. La Figure 3.2 montre que les prévisions réalisées à l'aide de l'outil de prédiction des soulèvements au gel sont similaire aux résultats obtenus en chantier. Il apparaît donc que ce modèle présente une bonne efficacité dans le cas observé.

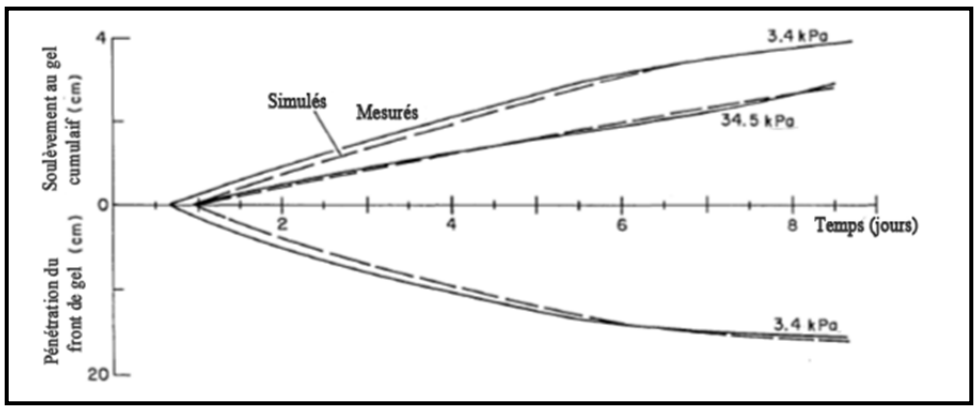


Figure 3.2 Prédiction et de vérification en chantier du modèle CRREL
qui compare les soulèvements au gel simulés aux soulèvements au gel observés
Adaptée de Guymon, Berg et Hromadka (1993, p. 19)

3.1.1.2 Chaussée 2

Le logiciel Chaussée 2 intègre une adaptation d'un l'outil de prédiction le modèle SSR. Le logiciel regroupe tous les éléments nécessaires à la conception d'une structure de chaussée (trafic, matériaux, environnement). Le logiciel comporte une base de données qui comprend les caractéristiques de base des principaux matériaux et sols rencontrés au Québec. Une fois la

chaussée dimensionnée structuralement, le volet de vérification des soulèvements au gel se réalise automatiquement. Un voyant rouge s'affiche si la structure de chaussée dimensionnée n'est pas conforme au soulèvement maximal permis.

L'acquisition des données dans le cas de l'outil de prévision du logiciel Chaussée 2 est simplifiée grâce à l'utilisation du potentiel de ségrégation. Outre la température, le potentiel de ségrégation du sol d'infrastructure est le principal paramètre à introduire dans le modèle. Ce potentiel se détermine à l'aide d'essai normalisé (LC 22-331), couramment réalisé lors du dimensionnement des structures de chaussées au Québec (Laboratoire des chaussées du ministère des transports du Québec, 2010). Les autres données entrantes sont présentées à la section 1.6.1.1.

Dans le but de vérifier la fiabilité des résultats de prédiction obtenus, plus d'une vingtaine de chaussées ont été étudiées au Québec par le ministère des Transports du Québec (St-Laurent, 2007). La Figure 3.3 présente un graphique reliant le soulèvement au gel prédit et le soulèvement au gel mesuré ainsi qu'un comparatif entre les profondeurs de gel prédites et mesurées. Il est possible de remarquer une bonne concordance des données. Le fuseau comprenant la majorité des résultats se situe à plus ou moins 20 mm dans le cas des prédictions de soulèvements et de plus ou moins 150 mm dans le cas des prédictions de profondeur de gel. Il est intéressant de remarquer que pour un soulèvement maximal limité à 50 mm, les soulèvements au gel total peuvent se situer réellement entre 30 et 70 mm. Par contre, cette marge d'erreur n'est pas entièrement liée à la performance du modèle proposé, elle peut être liée à une variation importante de la température, à une prise de donnée erronée ou à d'autres éléments difficiles à contrôler.

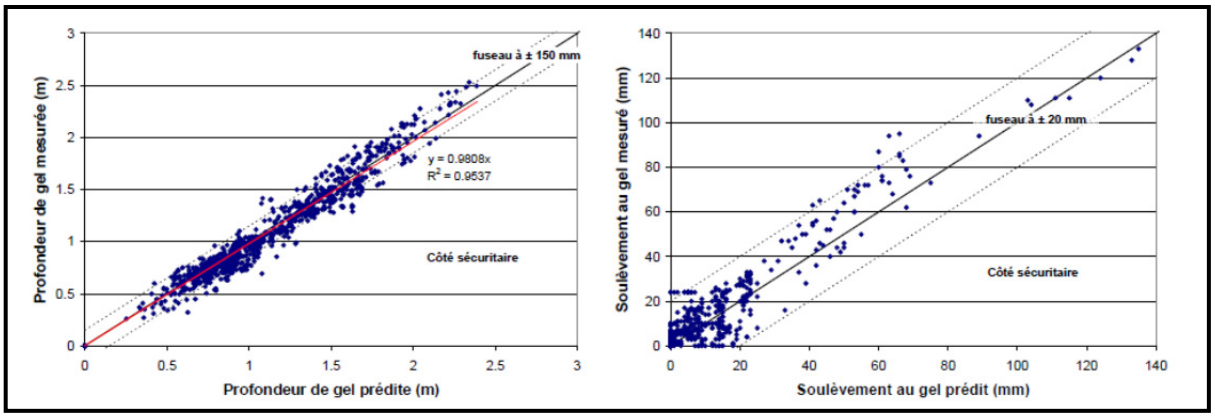


Figure 3.3 Prédiction et vérification en chantier du modèle de Chaussée 2
Tirée de St-Laurent (2007, p. 15)

3.1.2 Sélection de l'outil de prédiction des soulèvements au gel

Les deux critères de sélection présentés à la section 3.1.1 ont permis de sélectionner l'outil de prédiction du logiciel Chaussée 2 puisqu'il est plus adapté selon l'utilisation faite dans ce projet. En plus d'être simple d'utilisation et relativement fiable, ce modèle est utilisé lors de la conception de chaussées au Québec, il propose donc un bassin important de chaussées vérifiable.

Une précision est à apporter quant à l'utilisation de l'outil de prédiction dans le cadre de ce projet. Bien que le modèle utilisé dans le logiciel Chaussée 2 présente une adaptation du modèle SSR, une différence importante entre l'outil de prédiction SSR et l'outil de prédiction du logiciel Chaussée 2 réside au niveau de la localisation du soulèvement calculé. Le modèle mathématique de calcul de prédiction du soulèvement au gel SSR prédit une augmentation de l'épaisseur du sol gélif à la profondeur étudiée (Saarelainen, 1992). Le logiciel Chaussée 2 prédit une augmentation de la hauteur du revêtement (St-Laurent, 2006). Dans le cadre de ce projet, l'augmentation de l'épaisseur du sol d'infrastructure gélif a été considérée. Cette décision est due au fait que tous les éléments intégrés au modèle sont en lien avec les caractéristiques du sol à la profondeur étudiée. Pour la suite du projet, le terme soulèvement sera utilisé dans le but de décrire une augmentation d'épaisseur d'un matériau en lien avec son

exposition au gel. Le soulèvement se veut le mouvement vertical de la limite extérieur de la couche de matériau.

De plus, l'outil de prédiction du logiciel Chaussée 2 n'a pu être utilisé tel quel. Il a été nécessaire d'intégrer toutes les théories utilisé par Chaussée 2 dans un chiffrier pour permettre la présentation complète des résultats ainsi que de facilité l'analyse. Ces manipulations font en sorte, que l'outil de prédiction utilisé se veut un hybride entre le modèle SSR et les théories de Chaussée 2. Dans ce document, l'outil de prédiction des soulèvements au gel utilisé a été nommé ODP_{SG} (outil de prédiction des soulèvements au gel).

3.2 Description de la chaussée bitumineuse type

Suite à la sélection de l' ODP_{SG}, une structure de chaussée considérée typique a dû être créée. Cette structure de chaussée sera utilisée tout au long du projet. À des fins de dimensionnement, la chaussée type possède un revêtement bitumineux. Au chapitre 5, l'enrobé bitumineux composant le revêtement sera remplacé par différent type de revêtement rigide, sans modifier l'épaisseur, dans le but de comparer l'action du gel sur différents revêtements de chaussées.

La chaussée bitumineuse type a été conçue selon la méthode de dimensionnement AASHTO 1993 intégrée au logiciel Chaussée 2 sans limitation des soulèvements au gel. La structure de chaussée est construite avec des matériaux normalement utilisés au Québec. Le revêtement est composé d'enrobé bitumineux de type GB-20, la couche d'enrobé de surface n'a pas été considérée, la fondation d'un matériau granulaire de type MG-20 et la sous-fondation d'un matériau granulaire de type MG-112. Un sol d'infrastructure de type CL avec un IP>12 a été choisi puisqu'il est gélif et permet la formation de lentilles de glace. La Figure 3.4 présente la structure de chaussée dimensionnée. Le dimensionnement complet est présenté à l'ANNEXE I. Il est à noter que dans le but de faciliter la présentation des résultats, l'épaisseur du sol d'infrastructure gélif supérieure à la profondeur de gel maximale a été divisée en 10 sous-couches telles qu'illustrées à la Figure 3.4.

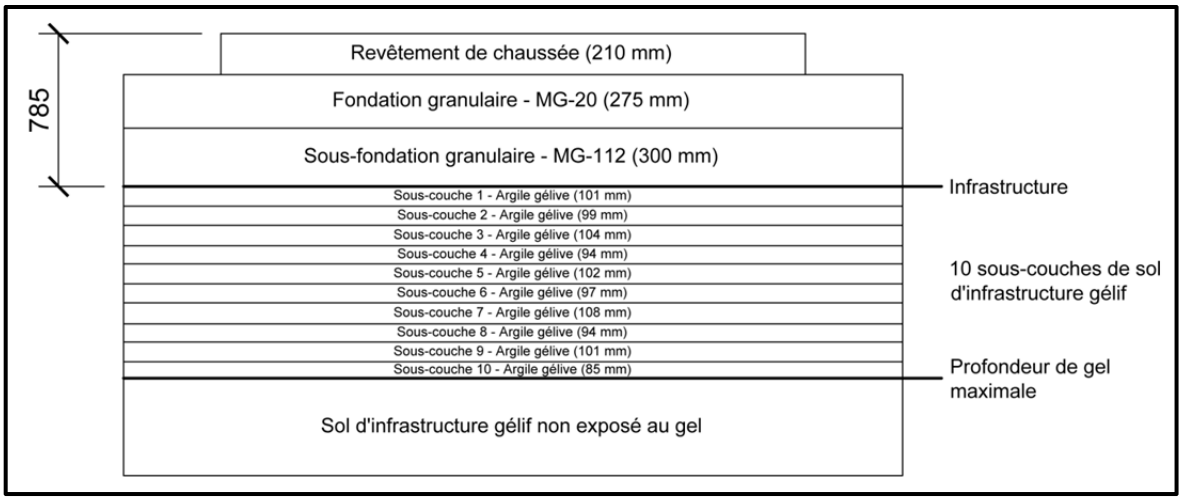


Figure 3.4 Division en sous-couches du sol d'infrastructure soumis au gel

3.3 Résultats de simulation de soulèvements au gel à l'aide de l'ODP_{SG}

Une fois la chaussée bitumineuse type dimensionnée, la chaussée a été modélisée dans le logiciel Chaussée 2. L'ODP_{SG} a été utilisé dans le but d'établir la hauteur des soulèvements pour la structure de chaussée bitumineuse type. Il est à noter que les caractéristiques des matériaux nécessaires au calcul des soulèvements sont constituées des données par défaut du logiciel Chaussée 2. Ces caractéristiques sont présentées à la Figure 3.5.

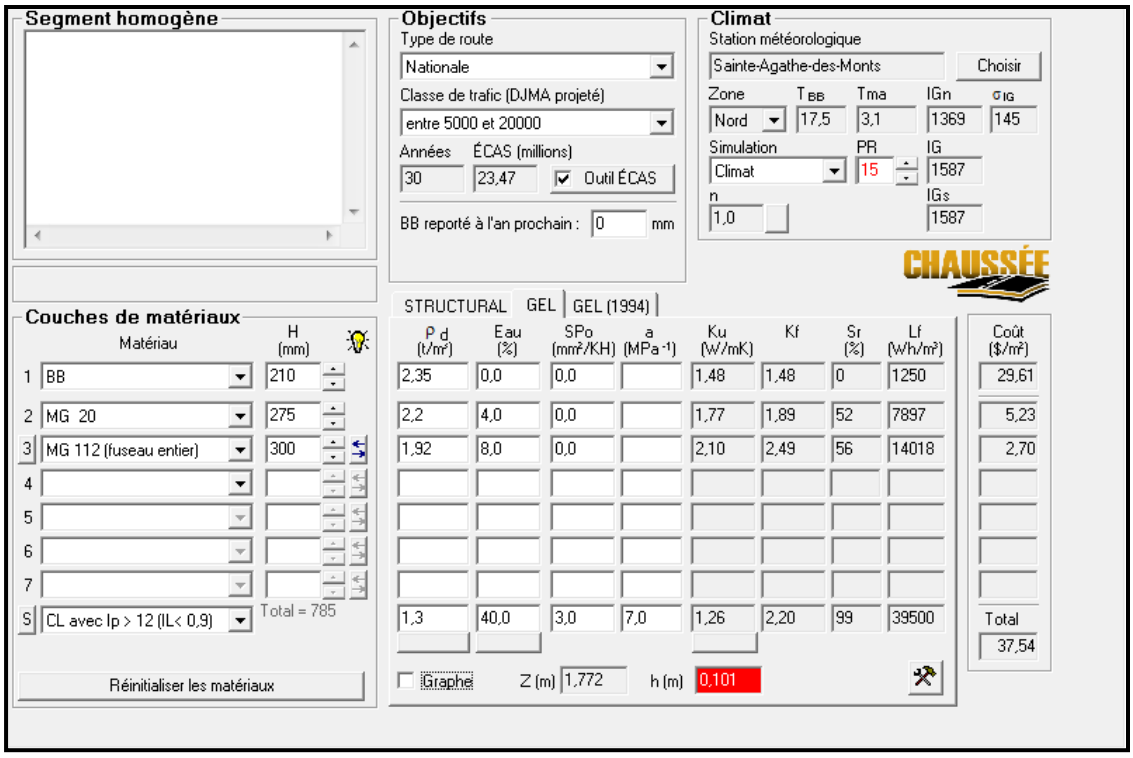


Figure 3.5 Caractéristiques nécessaires des matériaux utilisées pour les calculs des soulèvements de la chaussée bitumineuse

L'ODP_{SG} prend en considération la température de l'air et la profondeur de gel en fonction du temps. La température de l'air et la profondeur de gel en fonction du temps sont tirées des données climatiques intégrées au logiciel Chaussée 2 pour la station de Ste-Agathe. Cette station a été sélectionnée puisqu'elle possède une importante profondeur de gel (1,772 m) qui est habituellement liée à une création considérable de soulèvements au gel.

Le Tableau 3.1 présente les résultats de soulèvement liés à la formation de lentilles de glace obtenue à l'aide de l'ODP_{SG} pour chacune des sous-couches de sol d'infrastructure gélives, illustrées à la Figure 3.4. Il est possible de remarquer que le soulèvement total, composé du soulèvement lié à la formation de lentilles de glace (74,91 mm) et du soulèvement lié à la saturation du sol (26,09 mm) s'élève à 101 mm pour cette structure de chaussée. Les résultats complets sont disponibles au Tableau A I-1 de l'ANNEXE IV.

Tableau 3.1 Résultats de prédiction de soulèvement obtenu avec l'ODP_{SG}

Couche	Profondeur min (m)	Profondeur max (m)	Épaisseur de la couche (mm)	Soulèvements cumulatifs liés aux lentilles de glace (mm)
1	0,785	0,886	101	9,59
2	0,886	0,985	99	17,77
3	0,985	1,089	104	25,85
4	1,089	1,183	94	32,77
5	1,183	1,285	102	40,11
6	1,285	1,382	97	46,88
7	1,382	1,490	108	54,29
8	1,49	1,584	94	60,65
9	1,584	1,685	101	67,55
10	1,685	1,770	85	74,91

Il est possible de remarquer que l'épaisseur des sous-couches n'est pas constante puisque les itérations réalisées avec l'ODP_{SG} se basent initialement sur un concept de variation de temps. Pour chaque période de 24 heures, un calcul est réalisé. Dans ce calcul, la profondeur initiale et la profondeur finale du front de gel sont considérées ce qui permet de déterminer une épaisseur de sol théorique où le phénomène de gel se produit. Dans le but d'obtenir une épaisseur de sous-couche de sol d'environ 100 mm, il a été nécessaire de combiner plusieurs itérations de calcul ce qui a mener à une légère variation d'épaisseur.

3.4 Résumé du chapitre 3

Dans ce chapitre, deux outils de prédiction des soulèvements au gel ont été comparés et une adaptation de l'outil de prédiction du logiciel Chaussée 2 a été sélectionné, l'ODP_{SG}. L'ODP_{SG} a été utilisé dans le but d'émettre des prédictions de soulèvements au gel pour la structure de chaussée bitumineuse type. Ces prédictions de soulèvement au gel serviront à déterminer la grandeur des contraintes présente dans la structure de chaussée bitumineuse type. Les contraintes seront déterminées à l'aide du logiciel par différences finies FLAC 7,0 dans le chapitre 4.

CHAPITRE 4

PRÉPARATION AUX SIMULATIONS DES SOULÈVEMENTS AU GEL PAR DIFFÉRENCES FINIES

Le chapitre 3 a permis la sélection de l'ODP_{SG} dans le but de réaliser des prédictions de soulèvement au gel sur la structure de chaussée bitumineuse type. Dans le chapitre 4, les prédictions de soulèvement au gel ont été utilisées comme référence pour déterminer les contraintes liées aux soulèvements au gel dans la structure de chaussée bitumineuse type. Pour ce faire, un logiciel d'analyse par différences finies a été utilisé. Le chapitre 4 permet d'introduire le logiciel de simulation par différences finies et d'y expliquer son fonctionnement ainsi que la méthodologie utilisée dans le but d'y simuler les soulèvements au gel. La Figure 4.1 présente l'organigramme des principaux éléments traités au chapitre 4.

Rapport-Gratuit.com

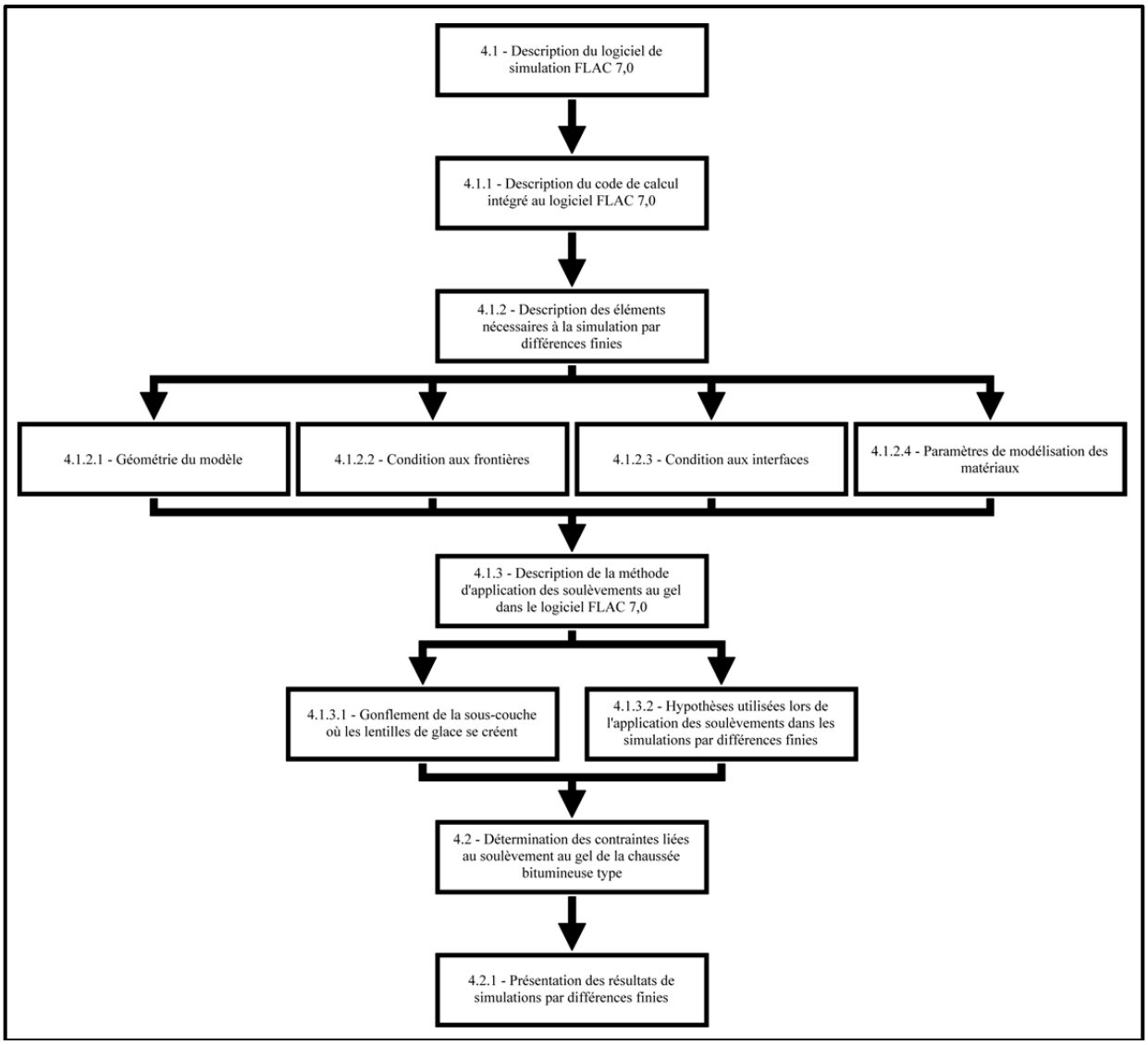


Figure 4.1 Principaux éléments traités dans le chapitre 4

4.1 Description du logiciel de simulation FLAC 7,0

Le logiciel de simulation par différences finies FLAC 7,0 a été choisi pour simuler les effets des soulèvements au gel sur les divers types de structure de chaussée. Au chapitre 3, à l'aide du logiciel de dimensionnement de chaussée Chaussée 2, des prédictions de soulèvements au gel ont été effectuées pour la structure de chaussée bitumineuse type. Dans ce chapitre, les prédictions de soulèvements au gel obtenus précédemment seront reproduites dans le logiciel FLAC 7,0, un logiciel utilisant les différences finies pour résoudre des équations de transfert de

contraintes. Le logiciel FLAC 7,0 permet l'étude les contraintes et déformations en jeu lors des soulèvements au gel et la simulation de ces soulèvements dans les structures de chaussées étudiées.

Pour faire les simulations de soulèvement au gel dans le logiciel FLAC 7,0, la structure de chaussée à analyser est modélisée à l'aide d'un maillage, tel que présenté à la Figure 4.2. Sur cette figure, la zone en violet représente le revêtement, la zone en rouge représente la fondation et la sous-fondation et la zone en couleur saumon représente le sol d'infrastructure. Le logiciel permet de créer graphiquement le maillage (en vert) en deux dimensions et d'y fixer des conditions initiales (variables indépendantes des dévirées partielles). Ce maillage permet de diminuer la dimension des éléments à traiter afin d'augmenter la précision des contraintes et des déplacements imposés dans le modèle.

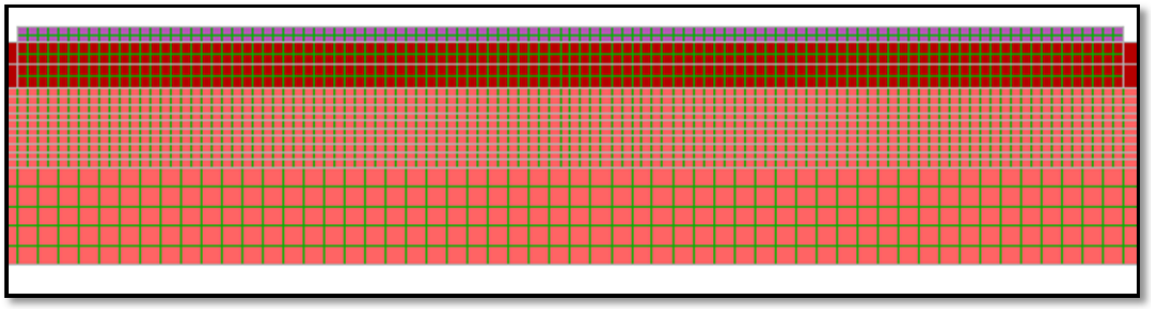


Figure 4.2 Maillage analysé dans le logiciel FLAC 7,0

4.1.1 Description du code de calcul intégré au logiciel FLAC 7,0

Tel que mentionné précédemment, le logiciel FLAC 7,0 utilise des équations de transfert de contraintes dans le but de simuler les déformations à l'intérieur de la structure de chaussée. Ces équations de transfert de contraintes sont en réalité des équations aux dérivées partielles. Les équations aux dérivées partielles sont utilisées en sciences, puisqu'elles apparaissent aussi bien en dynamique des structures, mécanique des fluides que dans les théories de la gravitation ou de l'électromagnétisme (Taik, 2008). Les équations aux dérivées partielles sont des équations contenant, en plus des variables dépendantes et indépendantes, une ou plusieurs dérivées

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

partielles. Dans le but de résoudre les équations aux dérivées partielles, la méthode des différences finies peut être utilisée. Cette méthode consiste à remplacer les dérivées partielles par des différences divisées en un nombre fini de points discrets nommées nœuds du maillage (Taik, 2008).

La méthode d'analyse par différences finies se distingue de la méthode par éléments finis. Le manuel d'utilisation du logiciel FLAC 7,0 décrit bien la différence entre les deux méthodes :

> Dans la méthode des différences finies, chaque dérivé dans l'ensemble d'équations gouvernantes est directement remplacé par une expression algébrique élaborée en fonction des variables en jeu (par exemple, les contraintes ou les déplacements) à des points précis dans l'espace, ces variables ne sont pas définies dans les éléments.
> En revanche, la méthode des éléments finis nécessite que les variables en jeu varient tout au long de la simulation d'une manière prescrite, en utilisant des fonctions spécifiques contrôlées par les paramètres. La méthode de calcul ajuste ces paramètres afin de minimiser les termes d'erreurs ou les termes d'énergie.
> Les deux méthodes produisent un ensemble d'équations algébriques à résoudre. Même si ces équations sont dérivées de manières différentes, il est facile de montrer (dans des cas spécifiques) que les équations résultantes sont identiques pour les deux méthodes. Il est inutile, alors, d'argumenter sur les mérites relatifs des éléments finis ou différences finies : les équations qui en résultent sont les mêmes. - traduction libre. (Itasca, 2011, p. 1.1 - Theory and background)

4.1.2 Description des éléments nécessaires à la simulation par différences finies

Le logiciel de simulation par différences finies FLAC 7,0 nécessite certains éléments dans le but de permettre la simulation des soulèvements au gel sur la structure de chaussée à revêtement bitumineux type. Premièrement, la géométrie du modèle représentant la structure de chaussée à analyser doit être représentée dans le logiciel. Sur cette géométrie, les conditions des éléments aux frontières et des éléments aux interfaces doivent être définies. Finalement, les paramètres des matériaux qui sont simulés à l'intérieur de la géométrie sont nécessaires dans le but de représenter fidèlement les matériaux lors des simulations. Puisque des structures de chaussées à revêtement rigide ont été utilisées dans le cadre de l'étude, les éléments nécessaires à leur modélisation sont aussi présentés dans cette section.

4.1.2.1 Géométrie du modèle

Le logiciel de simulation par différences finies FLAC 7,0 nécessite la modélisation de la structure de chaussée. Pour ce faire, la géométrie de la structure de chaussée doit être dessinée à l'aide de ligne dans l'interface utilisateur. Le logiciel étant en deux dimensions, les coupes longitudinales et transversales des structures de chaussée étudiées ont été modélisées.

Les modèles à deux dimensions de la Figure 4.3 et de la Figure 4.4 représentent les deux structures de chaussée étudiées dans les simulations réalisées. La Figure 4.3 présente la coupe transversale et la Figure 4.4 présente la coupe longitudinale de la structure étudiée.

Transversalement, le revêtement respecte les dimensions totales d'une chaussée à deux voies soit 13,4 mètres de largeur et 0,210 mètre d'épaisseur. En effet, les mêmes épaisseurs de couche sont utilisées, autant pour la chaussée bitumineuse que les chaussées rigides. Longitudinalement, le revêtement possède la même épaisseur, mais il couvre entièrement la fondation granulaire, il possède 30 mètres de largeur. Une largeur de 30 mètres a été choisie dans le but le limiter l'influence des conditions au frontières sur le modèle. Dans le cadre de la modélisation des structures de chaussées avec revêtement en dalles courtes de béton, le revêtement a été sectionné dans la coupe transversale en dalle de 3,7 mètres et dans la coupe longitudinale en dalle de 5 mètres. Lorsque nécessaires, des tirants et des goujons ont été modélisés dans les joints sectionnés. La géométrie complète représentant la structure modélisée possède 30,0 mètres de largeur et 3,0 mètres de hauteur. Cette largeur permet d'atténuer les effets des conditions aux frontières fixées.

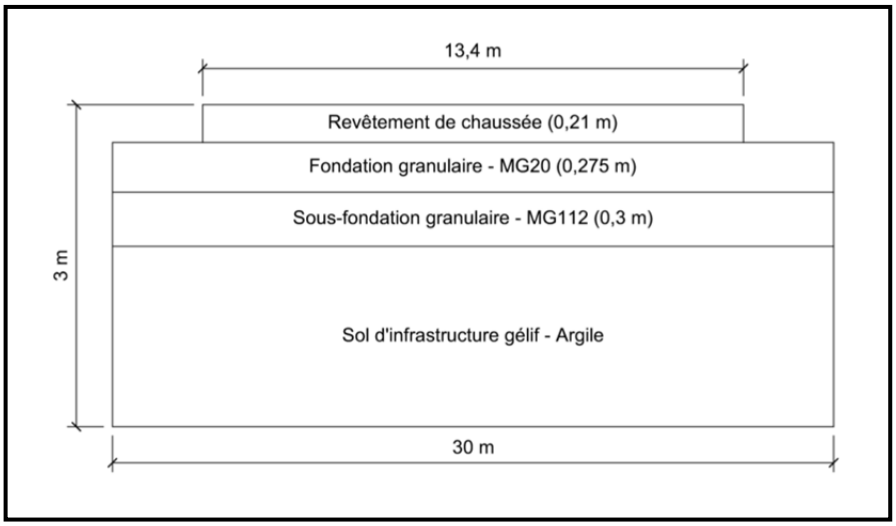


Figure 4.3 Dimensions de la coupe transversale du modèle

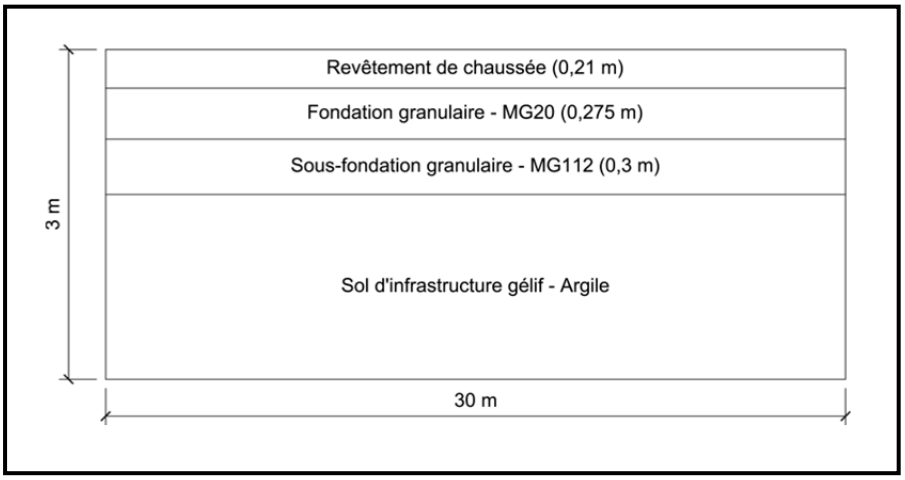


Figure 4.4 Dimensions de la coupe longitudinale du modèle

4.1.2.2 Conditions aux frontières

Les conditions aux frontières sont appliquées, comme leur nom l'indique, sur les limites extérieures du maillage. Les conditions aux frontières permettent de fixer le maillage dans l'espace en limitant le déplacement des mailles fixées. Sans ces conditions le maillage complet

se déplacerait lorsque des sollicitations seraient effectuées. Quatre différentes conditions sont possibles :

- déplacement libre de la maille;
- déplacement limité sur l'axe X;
- déplacement limité sur l'axe Y;
- déplacement limité sur les deux axes.

La Figure 4.5 et la Figure 4.6 schématisent les deux modélisations en présentant à quel endroit les conditions aux frontières ont été appliquées. Aucune condition n'a été fixée sur les frontières A et B du revêtement en coupe transversale (Figure 4.5). Cet état permet au revêtement une liberté de mouvement selon les deux axes. Dans la coupe longitudinale (Figure 4.6), les frontières A et B du revêtement ont été limitées au mouvement vertical. Cet état simule le blocage que le revêtement continu apporte à la structure de chaussée en coupe longitudinale. Pour les deux coupes illustrées à la Figure 4.5 et à la Figure 4.6, les frontières C et D permettent le mouvement vertical et empêche le mouvement horizontal dans le but de fixer les limites du modèle dans l'espace. Toujours pour les deux coupes illustrées à la Figure 4.5 et à la Figure 4.6, la frontière inférieure E ne permet aucun mouvement dans le but d'empêcher des déplacements du modèle dans l'espace.

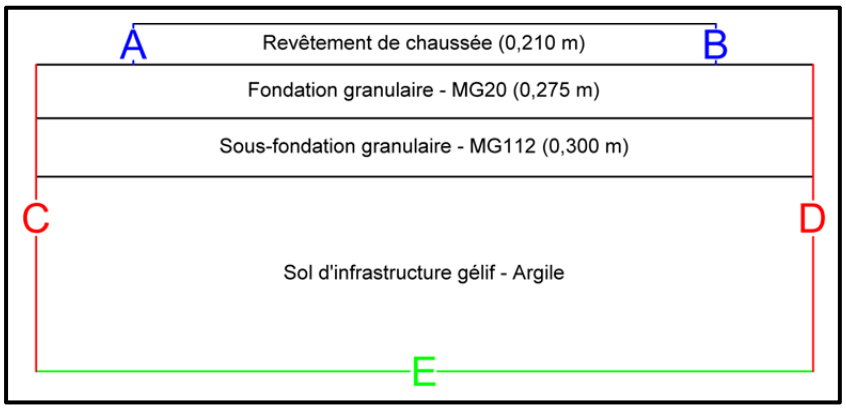


Figure 4.5 Frontières de la modélisation en coupe transversale

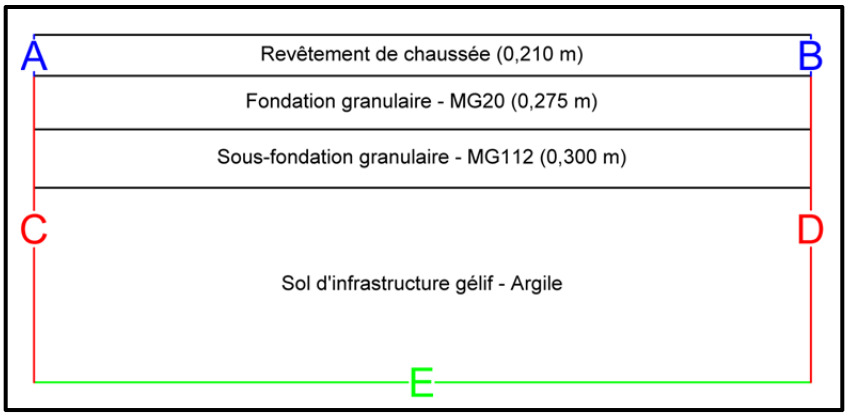


Figure 4.6 Frontières de la modélisation en coupe longitudinale

4.1.2.3 Conditions aux interfaces

Les interfaces représentent la jonction entre deux matériaux dans la modélisation. Cette jonction doit être caractérisée par une condition aux interfaces. La condition aux interfaces régit le transfert des contraintes entre les deux couches de matériaux. Dans le logiciel FLAC 7,0, quatre types de conditions aux interfaces peuvent être simulés. Les conditions aux interfaces se composent de modèles rhéologiques élémentaires. La Figure 4.7 représente l'ensemble des modèles rhéologiques élémentaires qui peuvent composer chacune des conditions aux interfaces. Les conditions aux interfaces peuvent contenir un ou plusieurs des modèles rhéologiques. L'ensemble des conditions possibles de conditions aux interfaces sont présentées au Tableau 4.1. Ce tableau explique aussi les caractéristiques de fonctionnement des modèles rhéologiques lors des simulations.

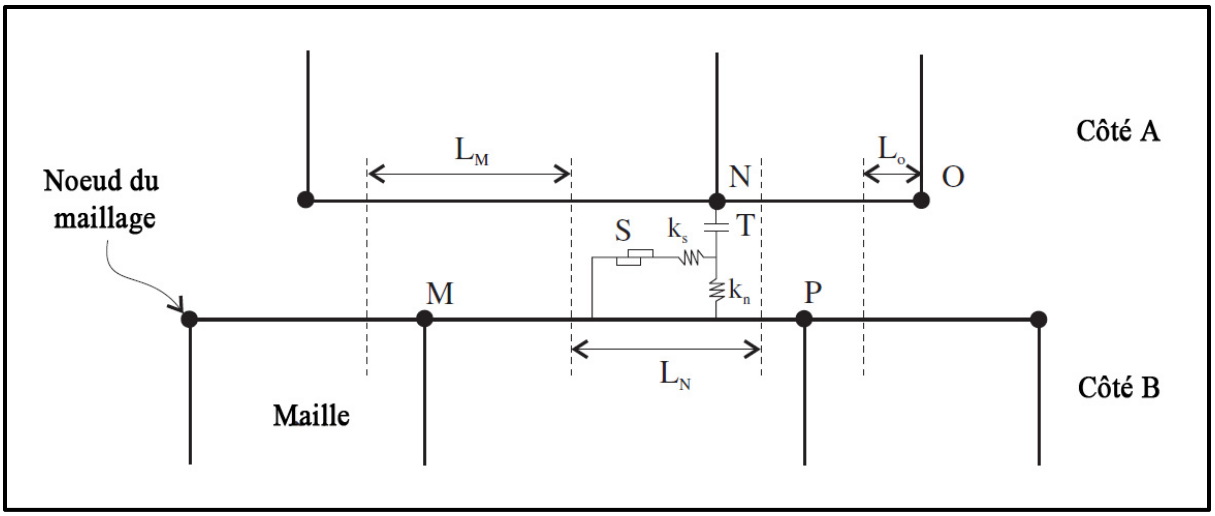


Figure 4.7 Modèles rhéologiques représentant les conditions possibles de l'interface
Adaptée de Itasca (2011, p. 3.2) - Theory and Background

Où :

S résistance en friction (patin);

T résistance en tension (cohésion);

K_n rigidité normale (ressort);

K_s rigidité en cisaillement (ressort);

• nœuds du maillage, extrémités de la maille;

L_n longueur associée avec le nœud N;

L_m longueur associée avec le nœud M;

---- limite d'interaction des interfaces (divise les segments entre les nœuds du maillage en deux parties égales).

Dans la Figure 4.7, le transfert de contraintes horizontales est caractérisé par un ressort et un patin. Le ressort simule la rigidité en cisaillement de l'interface, il atténue le transfert des contraintes entre les couches. Le patin simule la résistance à la friction de l'interface, il limite le déplacement jusqu'à ce que la résistance en friction soit dépassée. La Figure 4.8 présente la réaction du modèle rhéologique lorsqu'une contrainte est appliquée. Si la contrainte est inférieure à la résistance en friction, seul le ressort gouverne l'interface. Lorsque la contrainte dépasse la résistance en friction, le transfert de contrainte dans l'interface devient gouverné par

l'angle de friction de l'interface. Si la contrainte est retirée, un déplacement permanent peut être noté. Ce déplacement permanent est directement lié au déplacement obtenu lorsque l'interface est gouvernée par l'angle de friction.

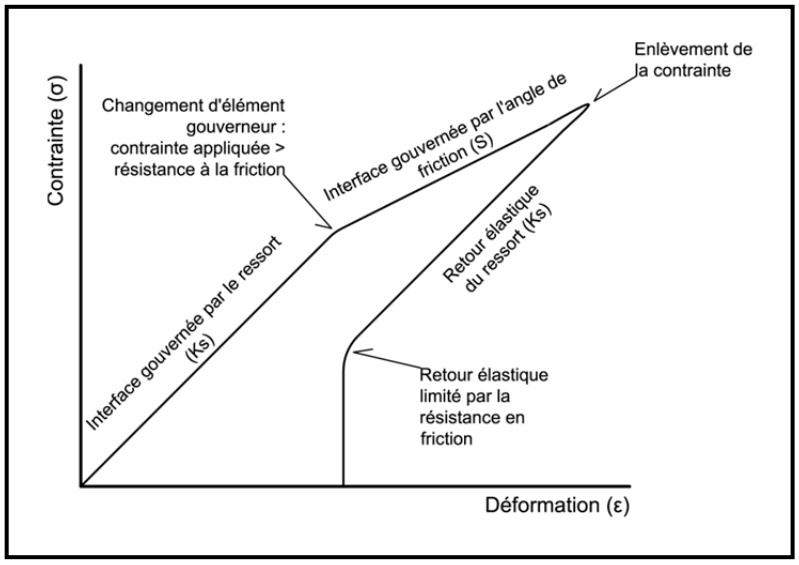


Figure 4.8 Transfert de contraintes horizontales
Adaptée de Itasca (2011)

Le transfert de contraintes verticales est caractérisé par un ressort. Le ressort simule la rigidité normale et atténue le transfert de la contrainte entre les couches. Une résistance en tension maximale peut être ajoutée. La résistance en tension limite la séparation des couches adjacentes à l'interface jusqu'à ce que la résistance en tension maximale soit dépassée. La Figure 4.9 présente la réaction du modèle rhéologique lorsqu'une contrainte est appliquée. Puisque la résistance en tension n'est utilisée que pour définir si les couches adjacentes à l'interface demeurent liées, la résistance en tension n'entre pas en fonction lors du transfert de contrainte. Seul le ressort régit le transfert de contraintes verticales.

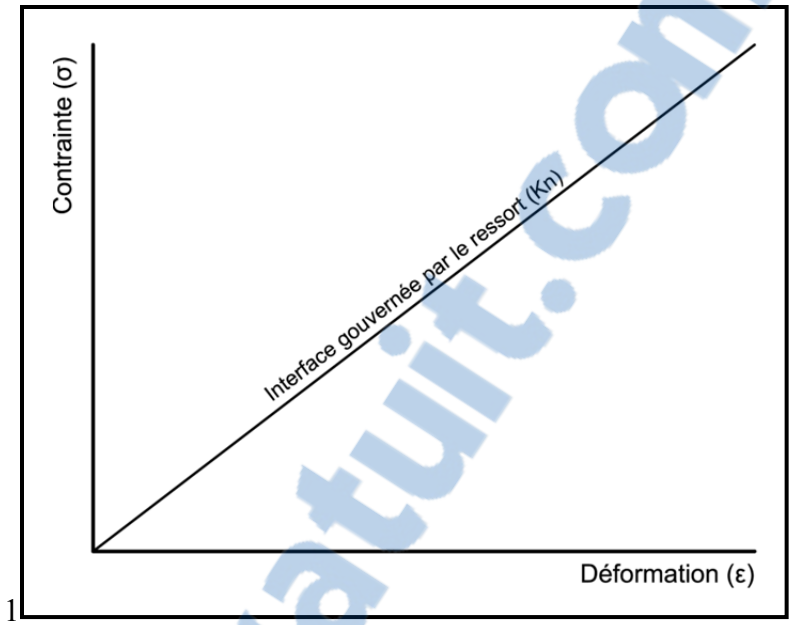


Figure 4.9 Transfert de contraintes verticales
Adaptée de Itasca (2011)

Tableau 4.1 Conditions d'interfaces possibles dans FLAC 7,0
Adapté de Itasca (2011) – traduction libre

Interface	**Caractéristiques**
Attachée	La condition attachée transmet parfaitement les contraintes et les déformations entre les deux couches qui composent l'interface.
Collée	Aucun glissement ou séparation des couches n'est permis dans la condition collée. Par contre, un ressort est introduit verticalement et horizontalement entre les couches permettant une atténuation des transferts de contraintes.
Non liée	La condition non liée reprend les caractéristiques de la condition collée, mais permet le glissement et la séparation des couches. L'introduction d'un patin, représentant la friction, limite la grandeur du glissement.
Liée	Similaire à la condition non liée, la condition liée ajoute un facteur de tension maximale qui conserve les couches liées. Si ce facteur de tension maximale est dépassé, la friction gouverne le glissement et la séparation.

Rapport-Gratuit.com

Trois types de condition d'interfaces ont été utilisés dans les simulations par différences finies réalisées dans ce projet. La condition attachée, la condition collée et la condition non liée. Aucune caractérisation n'est nécessaire pour l'interface en condition attachée, le transfert des contraintes se fait directement. La condition collée nécessite une caractérisation par rapport à la rigidité normale (K_n) et la rigidité en cisaillement (K_s). L'interface en condition non liée doit être caractérisée selon cinq paramètres ;

- la rigidité normale (K_n);
- la rigidité en cisaillement (K_s);
- la cohésion (c);
- l'angle de dilatation (ψ);
- l'angle de friction (ϕ).

Le manuel d'utilisateur de FLAC 7,0 présente une équation dans le but d'estimer la rigidité normale et la rigidité en cisaillement d'une interface. Cette équation est présentée à l'équation (4.1).

$$Kn\ et\ Ks = 10 * max\left[\frac{K + \frac{4}{3} * G}{\Delta Zmin}\right] \tag{4.1}$$

Tirée de Itasca (2011, p. 20) - Theory and Background

Où :

K_n rigidité normale (Pa/m);

K_s rigidité en cisaillement (Pa/m);

K module de compression (Pa);

G module de cisaillement (Pa);

$\Delta Zmin$ plus petite maille de la grille de modélisation perpendiculaire à l'interface (m).

La Figure 4.10 et la Figure 4.11 présentent les interfaces de la modélisation. Dans le cas du revêtement de chaussée bitumineux et de chaussée de type béton armé continu (BAC), les

interfaces 1, 2 et 3 ne sont pas considérées puisque le revêtement ne possède pas de joint. Les interfaces 1, 2 et 3 représentent des joints longitudinaux et transversaux entre deux dalles de béton courtes non armées. Les interfaces 1, 2 et 3 sont représentées par une condition non liée. Lors de la construction, des traits de scie transversaux doivent être effectués dans le but de créer une rupture de la dalle à un rythme régulier (environ 5 mètres). Cette rupture engendre un verrouillage granulaire permettant la distribution des contraintes d'une dalle à l'autre. Ce verrouillage granulaire est impossible à modéliser à l'aide du logiciel FLAC 7,0 puisque l'interface se doit d'être linéaire. Le pire cas est donc analysé soit une chaussée rigide sans verrouillage granulaire de l'interface entre dalles. Par contre, un facteur de friction, limitant le glissement, est simulé. Dans l'axe longitudinal, le même principe est applicable même si aucun sciage n'est réalisé puisque le joint entre les deux dalles de béton est confectionné à froid. Cette configuration limite le travail qui peut être réalisé par l'interface du joint.

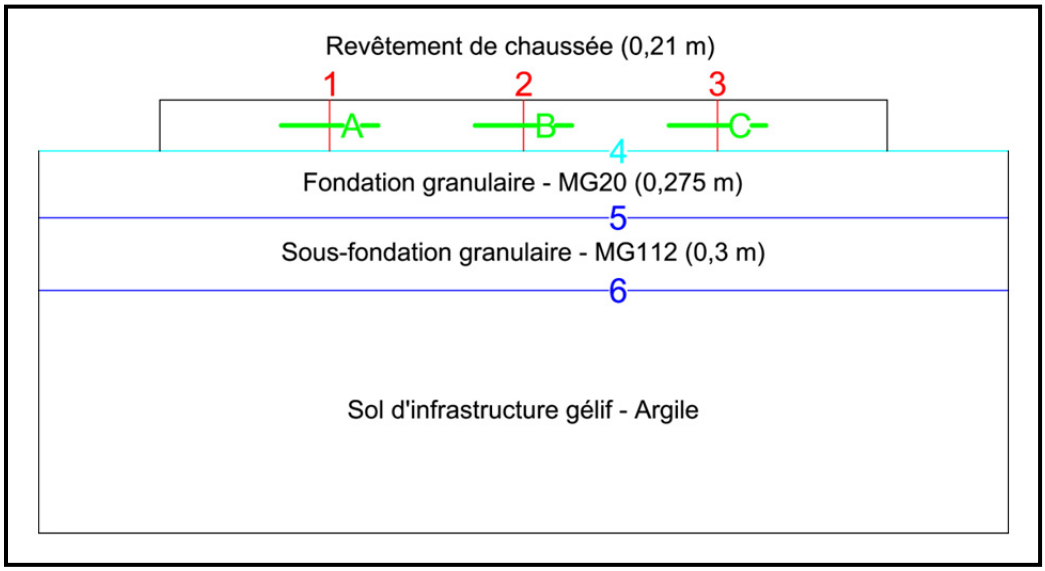


Figure 4.10 Interfaces de la modélisation transversale

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

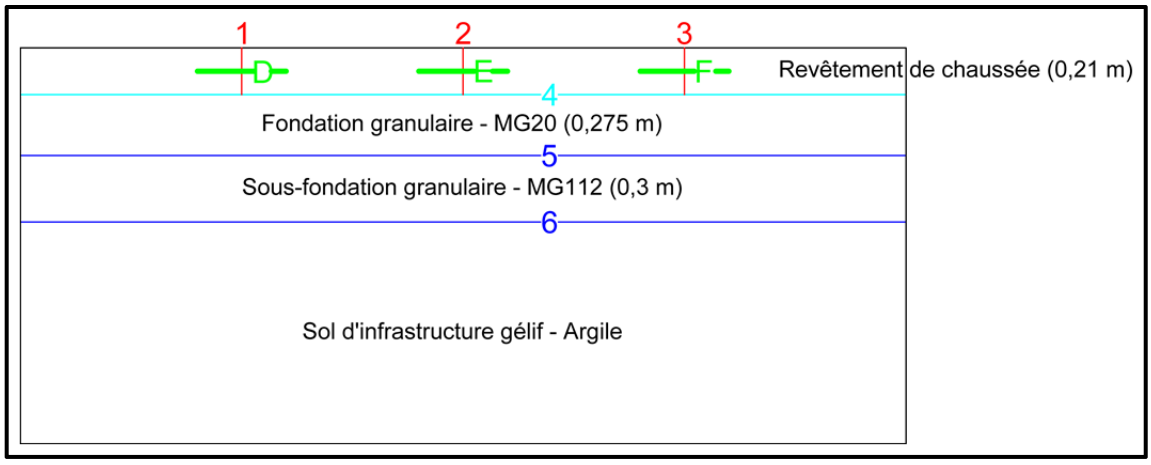


Figure 4.11 Interfaces de la modélisation longitudinale

Dans l'axe transversal, les interfaces A, B, C représentent le lien entre le béton et les tirants. Ils ont été caractérisés comme une condition collée puisque les tirants restent ancrés dans le béton.

Dans l'axe longitudinal, les interfaces D, E, F représentent aussi le lien entre le béton et les goujons, mais il a été caractérisé en utilisant une condition non liée. Cette fois, l'angle de friction a été diminué au maximum, la dalle de béton étant censée pouvoir se déplacer facilement sur les goujons.

L'interface 4, entre le revêtement et la fondation granulaire, a été déterminée comme non lié. L'hypothèse émise suppose que lors de la pose du revêtement, les granulats supérieurs de la couche de matériau granulaire devraient se lier partiellement avec le revêtement. La rupture dans l'interface entre le revêtement et la fondation granulaire devrait être localisée à l'intérieur de la couche de fondation granulaire. C'est pourquoi les caractéristiques de la fondation granulaire gouvernent l'interface.

Les interfaces entre la fondation, la sous-fondation et le sol d'infrastructure (5, 6) ont été considérés en condition attachés. Cette condition permet la différenciation des couches de matériaux sans appliquer de caractéristiques particulières aux interfaces. Cette condition est due à la similitude des matériaux composant les couches adjacentes. Le Tableau 4.2 présente

les valeurs sélectionnées caractérisant chacune des interfaces. L'amplitude de ces valeurs est expliquée dans la section suivante.

Tableau 4.2 Caractéristiques des interfaces dans la modélisation rigide

Variables à définir	**Interface Béton/Béton (1, 2, 3)**	**Interface Béton/Tirants (A, B, C)**	**Interface Béton/Goujons (D, E, F)**	**Interface Revêtement/Fondation (4)**	**Interface Fondation/Sous-fondation/ Sol infra (5,6)**
Condition	Non liée	Collée	Non liée	Non liée	Attachée
Rigidité normale (Kn) (MPa/m)	$1x10^5$	$1x10^5$	$1x10^5$	$1x10^4$	-
Rigidité en cisaillement (Ks) (MPa/m)	$1x10^5$	$1x10^5$	$1x10^5$	$1x10^4$	-
Cohésion (MPa)	8,75	-	0	0	-
Angle de dilatation	0°	-	0°	0°	-
Angle de friction	45°	-	45°	40°	-

4.1.2.4 Paramètres de modélisation des matériaux

Le logiciel FLAC 7,0 nécessite la sélection d'un modèle de comportement pour chacun des matériaux dans le but de simuler un comportement réaliste. Le modèle élastique a été utilisé dans la modélisation puisqu'il apporte beaucoup d'avantages, tel que le déplacement linéaire, la facilité d'utilisation et la représentativité éprouvée des résultats. Le modèle élastique se base, comme son nom l'indique, sur les déformations élastiques du matériau. La déformation est directement liée au module d'élasticité et à la contrainte appliquée sur l'élément. La déformation est considérée élastique puisque si la contrainte est relâchée, l'élément reprend ses

dimensions originales. La Figure 4.12 présente une courbe contrainte-déformation typique du modèle de comportement élastique d'un béton. Il est possible de remarquer la limite élastique et la rupture du matériau.

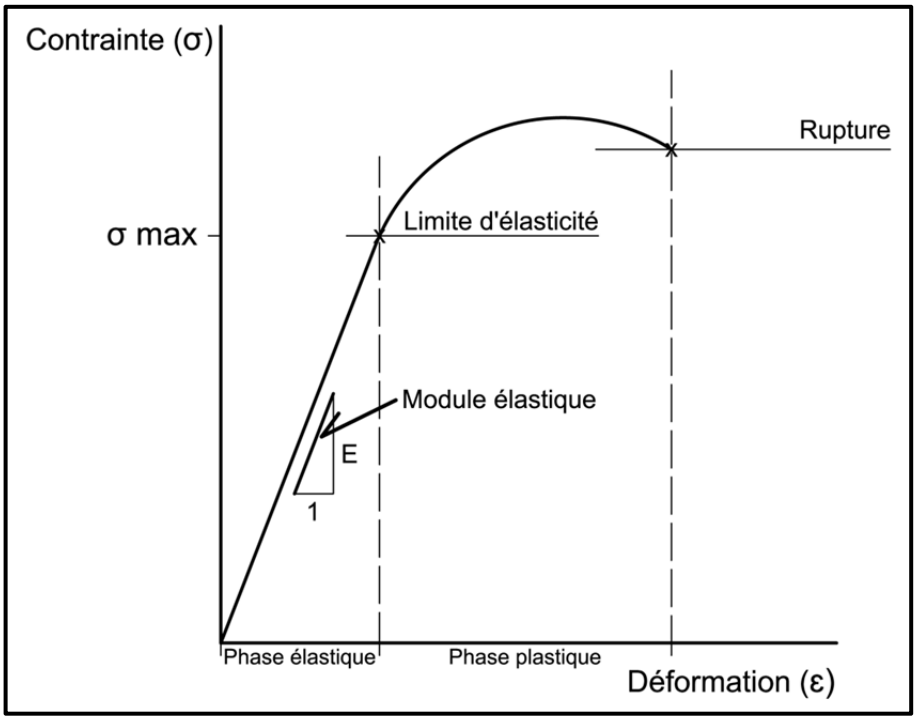


Figure 4.12 Graphique représentant la déformation en fonction de la contrainte pour matériau de type béton
Adaptée de Itasca (2011)

Le modèle élastique uniaxial linéaire se présente sous la forme d'une équation, représentant la loi de Hooke, mettant en relation le module élastique, la contrainte et la déformation. Cette équation est présentée à l'équation (4.2).

$$E = \sigma * \varepsilon \tag{4.2}$$

Tirée Holtz et Kovacs (1991, p. II.16)

Où :

E Module élastique du matériau (MPa);

σ Contrainte nécessaire à la déformation (MPa);

ε Déformation du matériau (%).

Chaque matériau possède une limite élastique. Cette limite représente le maximum de contrainte qu'un matériau peut absorber en se déformant élastiquement. Une fois cette contrainte dépassée, une déformation plastique peut être notée. Cette déformation plastique est considérée comme permanente. Par contre, le modèle élastique du logiciel FLAC 7,0 ne prend pas en considération cette phase plastique. En mode élastique, les déformations sont 100% réversibles. Dans le but de considérer la phase plastique et la rupture d'un matériau, il est nécessaire d'introduire un critère de rupture au modèle élastique. Le critère de rupture choisi est le critère Mohr-Coulomb. Selon le guide d'utilisation du logiciel FLAC 7,0, le critère de rupture Mohr-Coulomb est applicable sur des matériaux liés et non liés tels les sols, le roc et le béton (Itasca, 2011). Le critère Mohr-Coulomb permet la modélisation de la phase de rupture du matériau et de la phase de déformation plastique après rupture. Lorsque la contrainte en cisaillement dans le modèle dépasse la résistance maximale en cisaillement du matériau, la rupture est atteinte et la phase plastique du matériau est simulée. La phase plastique se caractérise par un angle de dilatation. Cet angle de dilatation contrôle la quantité de déformation volumique plastique une fois la rupture atteinte. La résistance en cisaillement d'un matériau selon le critère de rupture Mohr-Coulomb est obtenue par l'équation (4.3).

$$\tau_f = \sigma'_n * \tan(\phi) + c \qquad (4.3)$$

Tirée de Itasca (2011) Section 3 p.104

Où :

τ_f résistance au cisaillement (Pa);

σ'_n contrainte normale (Pa);

ϕ angle de friction interne (°);

c cohésion (Pa).

La Figure 4.13 présente l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb obtenu à l'aide d'essais triaxiaux. Dans cet essai, σ'_1 est la contrainte axiale imposée et σ'_3 est la contrainte de confinement imposée. Une fois la rupture de l'échantillon atteinte, les contraintes maximales sont notées dans le but de tracé la droite T_f représentant la rupture de l'échantillon par rapport à différentes contraintes imposées. La droite de rupture représente graphiquement l'équation (4.3). La cohésion est représentée par l'ordonnée à l'origine et l'angle de friction par la pente de la droite de rupture. Si les contraintes dans une maille de la modélisation sont supérieures à la droite de rupture, la rupture est atteinte.

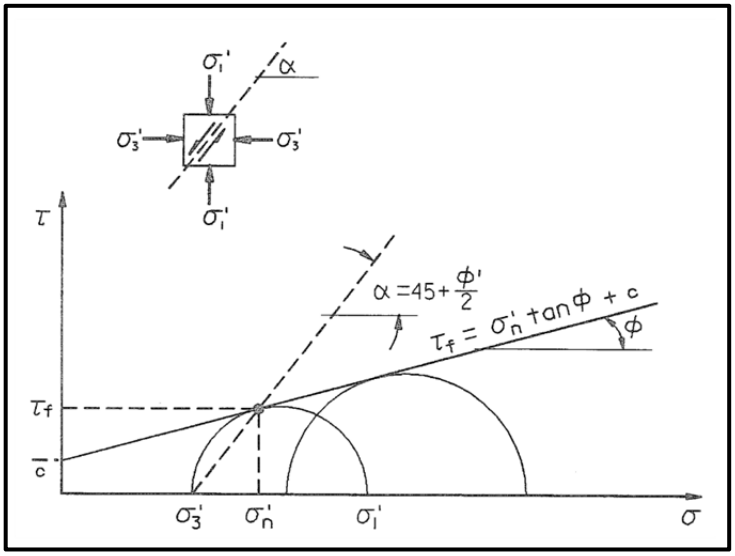


Figure 4.13 Illustration du modèle Mohr-Coulomb
Tirée de Holtz et Kovacs (1991, p. 499)

Les paramètres de modélisation des matériaux à intégrer dans le modèle de rupture de Mohr-Coulomb ainsi que la façon dont elles sont prises en considération sont présentées au Tableau 4.3. Ces caractéristiques permettent de simuler le comportement du matériau lorsque des sollicitations sont appliquées.

Tableau 4.3 Caractéristiques des matériaux

Caractéristiques	Définition
Masse volumique	La masse volumique des matériaux est utilisée pour calculer les contraintes liées au poids propre des éléments.
Module élastique	Le module élastique est utilisé pour prédire des déformations dans la zone élastique des calculs. Il est à noter que dans cette étude, le module élastique de certains matériaux a été déterminé à l'aide du module réversible. La littérature montre qu'un ratio de 1:1 peut être appliqué entre le module réversible et le module élastique (AASHTO, 1993).
Coefficient de poisson	Le coefficient de poisson est utilisé pour déterminer les déformations latérales des éléments en fonction des déformations verticales.
Cohésion	La cohésion dans le critère de Mohr-Coulomb est présentée comme l'ordonnée à l'origine de la droite représentant la rupture du matériau.
Tension maximale	La tension maximale dans le critère de Mohr-Coulomb se caractérise comme la limite en tension d'un matériau lié.
Angle de friction	Dans le critère Mohr-Coulomb, l'angle de friction interne d'un élément définit la pente de la droite représentant l'enveloppe de rupture du matériau.
Angle de dilatation	Dans le critère Mohr-Coulomb, l'angle de dilatation régit le comportement du matériau après la rupture.

Les références quant à la sélection de chacun des paramètres modélisant les matériaux sont présentés à l'ANNEXE II. Les caractéristiques sont tirées de valeurs représentatives présentent dans la littérature. Il est à considérer que puisque les soulèvements au gel se produisent en saison hivernale, les caractéristiques des matériaux sélectionnées sont en condition gelée.

Paramètres du revêtement d'enrobé bitumineux

L'enrobé bitumineux dans le cadre de la modélisation a été défini comme un enrobé de type GB-20. Cet enrobé bitumineux constitue un excellent enrobé pour les couches de bases construites au Québec (Laboratoire des chaussées du ministère des transports du Québec,

2012). La couche de base est, selon les principaux logiciels de dimensionnement, l'élément structural de la chaussée bitumineuse (AASHTO, 1993; 2008). La couche de roulement est destinée à la sécurité et au confort des usagers plutôt qu'à l'augmentation de la valeur structurale de la structure de chaussée (AASHTO, 1993; 2008).

Le Tableau 4.4 présente les valeurs choisies pour la caractérisation du revêtement d'enrobé bitumineux selon le modèle de rupture Mohr-Coulomb. À cause de la durée importante de la pénétration du front de gel et des soulèvements au gel, tel que présenté à la Figure 4.14, les caractéristiques de l'enrobé bitumineux selon Mohr-Coulomb représentent la sollicitation d'un l'enrobé bitumineux GB-20 à très faible fréquence.

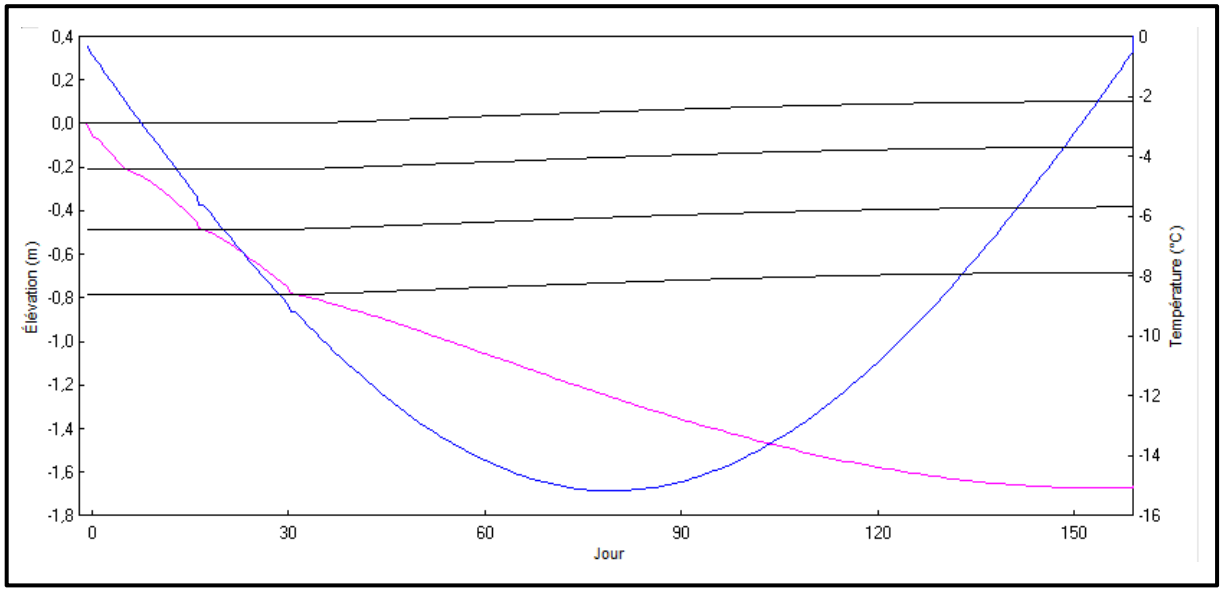


Figure 4.14 Pénétration du front de gel (rose) en fonction de la température (bleu)
Tirée du logiciel Chaussée 2

Tableau 4.4 Caractéristiques du revêtement d'enrobé bitumineux sélectionné

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	2350 kg/m³
Module élastique	300 MPa
Coefficient de poisson	0,20
Cohésion	2 MPa
Tension maximale	2,5 MPa
Angle de friction interne	40°
Angle de dilatation	15°

Paramètres du revêtement de béton

Peu importe le revêtement de béton à simuler, les caractéristiques du matériau restent les mêmes. Le Tableau 4.5 présente les valeurs sélectionnées pour la caractérisation du revêtement de béton selon le modèle de rupture Mohr-Coulomb.

Tableau 4.5 Caractéristiques du revêtement de béton sélectionné

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	2400 kg/m³
Module élastique	28,7 GPa
Coefficient de poisson	0,20
Cohésion	8,75 MPa
Tension maximale	5 MPa
Angle de friction interne	37°
Angle de dilatation	12°

Paramètres de la fondation et de la sous-fondation de matériau granulaire

Dans le cas représenté, le matériau granulaire est de type MG-20 et MG-112. Ces matériaux sont typiquement utilisés dans la construction de fondation et de sous-fondation de structures de chaussées au Québec. Dans le cas d'un matériau granulaire gelé étant soumis à une

Rapport-Gratuit.com

contrainte très lente (un soulèvement au gel de la durée de l'hiver complet) la forme de l'enveloppe de rupture Mohr-Coulomb se rapproche de celle du matériau non gelé, sauf pour la cohésion qui a tendance à être nulle (Andersland et Ladanyi, 2004; Selvadurai et Boulon, 1995). La phase visqueuse que la glace apporte au matériau granulaire gelé change le comportement en imposant un phénomène de fluage de la couche gelée jusqu'à ce que le squelette granulaire contrôle la déformation (Andersland et Ladanyi, 2004; Selvadurai et Boulon, 1995). Le Tableau 4.6 présente les caractéristiques retenues pour le matériau granulaire.

Tableau 4.6 Caractéristiques du matériau de fondation et de sous-fondation sélectionné

Caractéristiques	**Valeurs**
Masse volumique	2200 kg/m³
Module élastique	120 MPa
Coefficient de poisson	0,35
Cohésion	0 MPa
Angle de friction interne	40°
Angle de dilatation	15°

Paramètre du sol d'infrastructure argileux

Dans le cas d'un sol d'infrastructure argileux, l'eau a une affinité naturelle avec l'argile. L'eau occupe un volume considérable dans les matériaux argileux. En gelant, cette eau lie la couche de matériau argileux. La glace dans la couche argileuse apporte un comportement visqueux au matériau lié, similaire au comportement du matériau granulaire gelé. Lors de faible taux de chargement, il est supposé que l'argile gelée présente des caractéristiques similaires à l'argile non gelée (Andersland et Ladanyi, 2004; Selvadurai et Boulon, 1995). Le Tableau 4.7 résume les caractéristiques sélectionnées.

Tableau 4.7 Caractéristiques du sol d'infrastructure sélectionné

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	1300 kg/m³
Module élastique	50 MPa
Coefficient de poisson	0,45
Cohésion	0 MPa
Angle de friction interne	30°
Angle de dilatation	0°

Étude paramétrique

Dans le but de déterminer l'influence de chacun des paramètres des matériaux utilisés dans la modélisation, une étude paramétrique a été réalisée. Cette étude porte sur la contrainte nécessaire à imposer sur la structure de chaussée type dans le but d'obtenir un soulèvement de 10 mm. L'étude complète est présente à l'ANNEXE V. Les conclusions montrent que le module élastique et la cohésion interne sont les paramètres qui influencent le plus la contrainte nécessaire à la création d'un soulèvement de 10 mm. Donc, si le module élastique et la cohésion interne augmentent, la contrainte nécessaire à la création d'un soulèvement est augmentée.

En comparant les paramètres de l'enrobé bitumineux avec ceux du béton, il est intéressant de remarquer que le module élastique et la cohésion interne sont beaucoup plus élevés dans le cas du béton. Le Tableau 4.8 compare les valeurs de module élastique et de cohésion interne du revêtement d'enrobé bitumineux et le revêtement de béton.

Tableau 4.8 Comparatif entre le béton et l'enrobé bitumineux

Caractéristiques	Béton	Enrobé bitumineux
Module élastique	30 000 MPa	300 MPa
Cohésion interne	8,75 MPa	2 MPa

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

4.1.3 Description de la méthode d'application des soulèvements au gel dans le logiciel FLAC 7,0

Une fois que le modèle à analyser a été construit et paramétré dans le logiciel FLAC 7,0, il est nécessaire d'établir de quelle manière les soulèvements au gel dans la structure de chaussée seront simulés dans le logiciel.

Le logiciel FLAC 7,0 peut simuler les mouvements interstitiels de l'eau ainsi que la variation de température. Il serait théoriquement en mesure de créer les soulèvements au gel lié à la saturation du sol. Les soulèvements liés à la présence d'eau interstitielle ont été laissés de côté dans les simulations de soulèvement au gel réalisées puisque selon l'ODP_{SG}, ils ne varient pas en fonction de la résistance du revêtement.

Dans le but de représenter dans FLAC 7,0 les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace, un modèle simulant la création de la frange gelée et le phénomène de remontée capillaire de l'eau pourrait être élaboré à même le code de calcul. La création de ce modèle étant complexe et ne permettant pas d'assurer des résultats précis, un artifice pour simuler la formation de lentilles de glace a été utilisé. Cet artifice consiste à appliquer les contraintes liées à la formation de lentilles de glace comme une contrainte mécanique (pression). Ces contraintes mécaniques permettent d'engendrer un soulèvement dans la sous-couche de sol d'infrastructure où les lentilles de glace se créent en étirant la sous-couche. Cette méthode a été retenue puisque le logiciel FLAC 7,0 ne permet pas d'imposer un changement de volume, seule l'imposition de contraintes ou de forces est possible.

4.1.3.1 Soulèvement de la sous-couche où les lentilles de glace se créent

Tel que mentionné précédemment, un artifice de simulation permettant un soulèvement de la sous-couche où les lentilles de glace se créent a été utilisé. Pour simuler ce phénomène dans le logiciel FLAC 7,0, deux contraintes mécaniques nécessaires au soulèvement de la sous-couche sont appliquées, une vers le haut et l'autre vers le bas. Dans le modèle Mohr-Coulomb, l'imposition des contraintes mécaniques provoque la rupture en cisaillement de la sous-couche,

amenant une déformation permanente, comparable au changement de volume subi par l'eau lors de sa solidification. Les contraintes mécaniques appliquées se divisent en deux composantes : la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche et la contrainte nécessaire au soulèvement des couches de matériaux supérieures à la sous-couche étudiée.

La contrainte nécessaire au soulèvement des couches de matériaux supérieures à la sous-couche étudiée est composée de la contrainte liée au poids propre des terres et de contrainte résultant de la résistance à la déformation que l'ensemble des couches de matériau supérieures à la sous-couche étudiée apporte face au soulèvement. Le poids propre des terres peut s'estimer entre 18 et 20 kPa selon la sous-couche à l'étude dans la structure de chaussée bitumineuse type. La résistance au soulèvement est difficile à estimer. Les interfaces entre les couches de sol du modèle étant attachées, les déformations imposées sont reprises par plusieurs couches de matériau. En effet, lorsqu'on tente de faire gonfler une sous-couche, le mouvement des nœuds du maillage est limité par la résistance à la déformation de la couche de matériau supérieure et inférieure. Comme le présente la Figure 4.15, lorsqu'un déplacement verticalement est imposé sur un nœud du maillage, le nœud voisin se déplace verticalement et horizontalement en fonction de la résistance à la déformation du matériau. Sur cette figure la contrainte appliquée est en rouge et les déformations engendrées sont en bleus. Les interfaces attachées ont tendance à faire augmenter la contrainte nécessaire à l'étirement de la sous-couche.

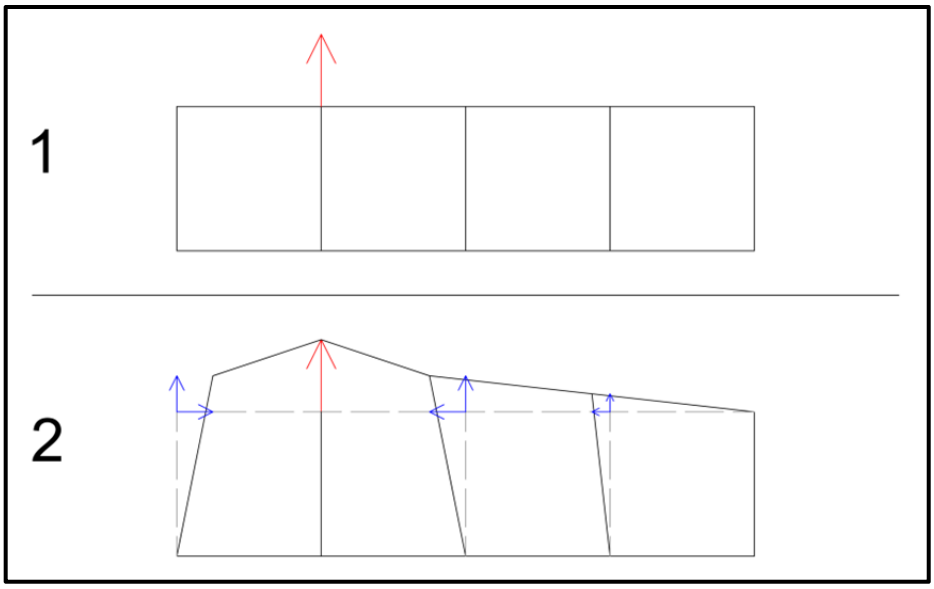


Figure 4.15 Déplacement des nœuds du maillage
suite à l'imposition d'une contrainte

4.1.3.2 Hypothèses utilisées lors de l'application des soulèvements dans les simulations par différences finies

Dans le cadre des simulations par différences finies certaines hypothèses ont été utilisées dans le but de conserver les simulations simples. En premier lieu, les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans les couches de matériaux granulaires, bien que possibles, ont été négligés dans cette analyse puisqu'une sensibilité au gel très élevé des particules fines ou une quasi-saturation des couches est nécessaire (Konrad et Lemieux, 2005). De plus, l'importance des soulèvements différentiels créés par ce type de soulèvement est moindre comparativement aux soulèvements produits dans la couche gélive.

Deuxièmement, la contrainte mécanique nécessaire à l'obtention du soulèvement visé est appliquée sur une largeur de 1 mètre. Cette dimension n'a pas la prétention de représenter fidèlement la grandeur des soulèvements puisqu'ils sont irréguliers. Cette dimension a toutefois été choisie dans le but de représenter un soulèvement ponctuel. Les contraintes latérales n'ont pas été étudiées, les lentilles ont habituellement tendance à prendre de l'expansion verticalement (Konrad et Morgenstern, 1980).

Troisièmement, dans le logiciel FLAC 7,0, l'application des contraintes verticales liées aux soulèvements au gel a été effectuée à partir de la sous-couche la plus élevée vers la sous-couche la plus profonde. Cette action a pour but de simuler l'avancement du front de gel au fur et à mesure que l'hiver progresse. Une fois le soulèvement d'une sous-couche obtenu, les contraintes ont été relâchées dans le but de vérifier que le soulèvement est permanent. Une fois la vérification faite, une mise à l'équilibre de la modélisation est effectuée. Dans le logiciel FLAC 7,0, la mise à l'équilibre permet la stabilisation des contraintes dans la modélisation en appliquant uniquement les forces gravitaires.

4.2 Détermination des contraintes liées au soulèvement au gel de la chaussée bitumineuse type

Une fois la modélisation intégrée et paramétrée dans le logiciel FLAC 7,0 ainsi que l'application des contraintes définie, les simulations de soulèvement au gel par différences finies ont pu être réalisées. En utilisant le logiciel de simulation par différences finies FLAC 7,0, il a été possible de déterminer les contraintes nécessaires pour engendrer les soulèvements au gel prédit par l'ODP_{SG} dans la structure de chaussée bitumineuse type.

4.2.1 Présentation des résultats de simulations par différences finies

La simulation a été réalisée en considérant la structure de chaussée bitumineuse type. Les résultats obtenus représentent les soulèvements au gel de la coupe transversale de la chaussée. Seule cette simulation a été réalisée parce que dans le cas de la structure bitumineuse type, la coupe transversale, possédant un revêtement moins large, gouverne la réaction face aux soulèvements au gel. Les résultats de simulation sont présentés au Tableau 4.9. Dans ce tableau, la colonne nommée *Contrainte verticale appliquée* présente les contraintes nécessaires à l'obtention du soulèvement de chacune des sous-couches étudiées. Le soulèvement de la sous-couche visé est présenté à la colonne *Soulèvement prédit par l'ODP_{SG}*.

Tableau 4.9 Résultats de soulèvement pour le revêtement en enrobé bitumineux, coupe longitudinale

Sous-couches	Soulèvements prédits par l'ODP_{SG} (mm)	Soulèvements obtenus dans FLAC (mm)	Contraintes verticales appliquées (kPa)
1.0	9,59	9,58	37,80
2.0	8,18	8,14	42,60
3.0	8,08	8,24	46,50
4.0	6,92	6,94	51,00
5.0	7,34	7,28	55,30
6.0	6,77	6,9	60,10
7.0	7,41	7,39	64,60
8.0	6,36	6,39	69,50
9.0	6,9	6,88	73,80
10.0	7,36	7,39	78,50
Total	74,91	75,13	N/A

Le Tableau 4.9 montre que le soulèvement total du revêtement de chaussée bitumineux obtenu avec FLAC 7,0 s'élève à 75,13 mm ce qui est très similaire au soulèvement de 74,91 prédit par l'ODP_{SG}. Les contraintes verticales nécessaires à l'obtention de ce soulèvement ont été mesurées dans le but de les appliquer sur d'autres structures de chaussée similaires.

4.3 Résumé du chapitre 4

Dans ce chapitre, tous les éléments nécessaires à la simulation par différences finies ont été présentés. En plus, les simulations ayant pour but de déterminer les contraintes verticales nécessaires au soulèvement de la sous-couche étudiée et les contraintes verticales résiduelles dans la sous-couche étudiée ont été réalisées. Ces résultats de simulations permettront la comparaison entre la structure de chaussée à revêtement bitumineux et les structures de chaussée à revêtement rigide. Le chapitre 5 présente les simulations réalisées pour les structures de chaussée à revêtement rigide.

CHAPITRE 5

SIMULATIONS PAR DIFFÉRENCES FINIES DES SOULÈVEMENTS AU GEL DES STRUCTURES DE CHAUSSÉE RIGIDE

Les simulations réalisées dans le cadre de ce mémoire visent à reproduire le comportement de différent revêtement de chaussées rigide sous l'effet du gel. Pour ce faire, au chapitre 3, l'ODP_{SG} a été utilisé dans le but d'obtenir des prédictions de soulèvement pour la chaussée bitumineuse type. Au chapitre 4, à l'aide du logiciel FLAC 7,0, les contraintes liées à la formation de lentilles de glace dans la structure de chaussée bitumineuse type ont été déterminées. Dans le chapitre 5, les contraintes liées aux soulèvements au gel de la structure de chaussée bitumineuse type ont été appliqué à l'aide du logiciel FLAC 7,0 aux structures chaussées rigides étudiées. Lors de la réalisation des simulations de transfert des contraintes, une autre hypothèse a été soulevée. Cette hypothèse avance que les déformations liées aux soulèvements au gel de la structure de chaussée bitumineuse type pourraient aussi être appliqué aux structures de chaussée rigides. Dans ce chapitre, les deux approches exposées ont été étudiées. Le chapitre 5 présente l'application des contraintes et des déformations de la chaussée bitumineuse type sur les chaussées rigides étudiées, les explications sur la méthodologie utilisée ainsi que les résultats de simulations obtenus. La Figure 5.1 résume les éléments principaux du chapitre 5.

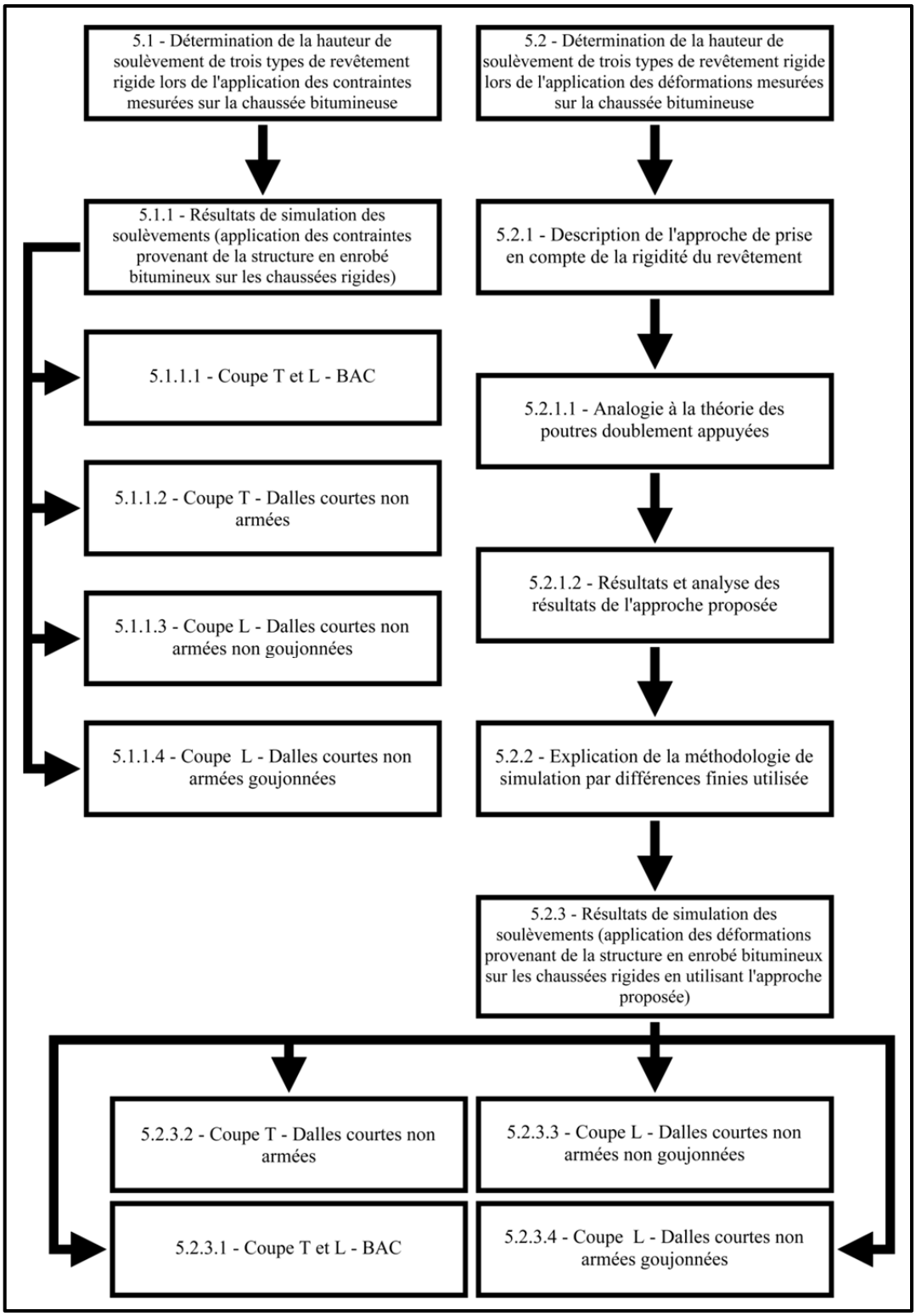


Figure 5.1 Principaux éléments traités au chapitre 5

5.1 Soulèvements liés à une forte saturation du sol d'infrastructure

Les résultats de simulations présentés au chapitre 5 considèrent seulement les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans le sol d'infrastructure gélif. Selon l'équation (1.12), les soulèvements liés à une forte saturation du sol d'infrastructure ne sont pas limités par le poids propre et la résistance à la déformation du revêtement. Ils devraient donc être similaires, peu importe le type de revêtement que la chaussée possède.

Pour considérer les soulèvements liés à une forte saturation du sol d'infrastructure, il a été convenu de les calculés selon l'équation (1.12) et de simplement les ajouter aux soulèvements liés à la formation de lentilles de glace. En effet, l'équation (1.10) présente les soulèvements totaux comme étant l'addition entre les soulèvements liés à une forte saturation du sol d'infrastructure et les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace (St-Laurent, 2006).

$$\Delta h = \Delta h_s + \Delta h_0 \tag{1.10}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 140)

$$\Delta h_0 = dV_i * Sr * n * dz_0 \tag{1.12}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 139)

Où :

Δh soulèvement total à la profondeur étudiée (m);

Δh_s soulèvement dû à la formation des lentilles de glace (m);

Δh_0 soulèvement dû à l'augmentation de volume de l'eau lorsqu'elle se transforme en glace (m);

dV_i gonflement du volume interstitiel : dVi = (Sr – SrCritique) (limité de 0 à 0,09);

Sr saturation en eau (%);

n Porosité;

dz_0 pénétration du front de gel durant un incrément de temps dt (m).

Rapport-Gratuit.com

Dans le scénario étudié, pour la chaussée type bitumineuse, les soulèvements liés à une forte saturation du sol d'infrastructure ont été estimés à l'aide de l'ODP_{SG} à 26,09 mm. Pour les chaussées à revêtement rigide, la même hauteur a été utilisée soit 26,09 mm.

5.2 Détermination des prédictions de soulèvement pour les trois types de revêtement rigide étudiés, en appliquant les contraintes mesurées sur la chaussée bitumineuse type

La présente section se divise en deux sous-sections. La première sous-section présente la méthodologie dans le but d'effectuer les simulations et la deuxième sous-section présente les résultats de simulations.

5.2.1 Explication de la méthodologie de simulation utilisée dans le logiciel FLAC 7,0 pour l'approche de contraintes imposées

La première approche de prédiction des soulèvements au gel se résume à l'application des contraintes générées par la formation de lentilles de glace de la structure de chaussée bitumineuse type sur les structures de chaussée rigide étudiées. Pour effectuer les simulations, la méthodologie utilisée à la section 4.1.3 a été suivie.

5.2.2 Résultats de simulation des soulèvements au gel

Cette section présente les résultats de simulation des prédictions de soulèvements au gel en suivant l'approche de contraintes imposées. Afin d'étudier divers scénarios, le revêtement de la chaussée bitumineuse type a été substitué par trois types de revêtement rigide; les dalles de BAC (béton armé continue), les DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées) et DCNAG (les dalles courtes non armées goujonnées). L'analyse complète des résultats de simulation est présentée au chapitre 6.

5.2.2.1 Coupe transversale et longitudinale de BAC (béton armé continu)

La simulation réalisée représente une structure de chaussée possédant un revêtement de BAC. L'armature dans le revêtement est de grandeur 15M (installée à 30° par rapport à la transversale à un espacement de 700 mm) et 20M (installée longitudinalement à un espacement de 160 mm). La Figure 5.2 présente, en plan, le revêtement, les axes de coupe ainsi que la zone de sollicitation où les contraintes verticales ont été appliquées. Les résultats présentés au Tableau 5.1 montrent le soulèvement obtenu dans chacune des sous-couches étudiées en fonction de la contrainte verticale imposée. Les résultats sont tirés des soulèvements de la coupe transversale. Les simulations des soulèvements pour la coupe longitudinale n'ont pas été réalisées puisque la similarité entre la coupe transversale et la coupe longitudinale est très grande, seule la largeur (vue en coupe) du revêtement varie.

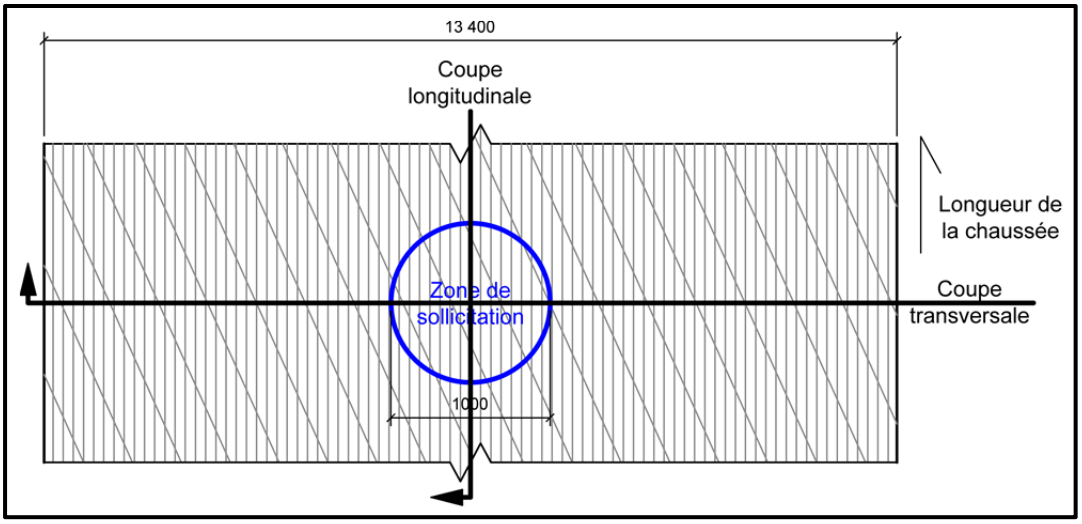


Figure 5.2 Vue en plan des axes de coupe ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type BAC

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 5.1 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de BAC en utilisant l'approche 1, coupe longitudinale et transversale

Sous-couches	Soulèvements obtenus avec FLAC (mm)	Contraintes verticales appliquées (kPa)
1.0	0,55	37,80
2.0	0,12	42,60
3.0	0,12	46,50
4.0	0,16	51,00
5.0	0,16	55,30
6.0	0,18	60,10
7.0	0,15	64,60
8.0	0,20	69,50
9.0	0,15	73,80
10.0	0,16	78,50
Total	1,95	N/A

Dans ce tableau, on peut remarquer que le soulèvement cumulatif lié à la formation de lentille de glace s'élève à 1,95 mm. Comparativement à un soulèvement cumulatif pour la structure bitumineuse type de 74,91 mm, ces résultats montrent que la réduction du soulèvement est très importante lors de la mise en place du revêtement de type BAC.

5.2.2.2 Coupe transversale de DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées) et DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées)

La deuxième simulation effectuée représente une structure de chaussée possédant un revêtement de DCNAG ou de DCNANG. La Figure 5.3 et la Figure 5.4 présentent, en plan, le revêtement, les axes de coupe ainsi que la zone de sollicitation où les contraintes verticales ont été appliquées. Entre les dalles, des tirants 15M de 450 mm de long sont installés à 0,9 mètre d'espacement. Bien que ces figures soient différentes, la coupe transversale demeure identique puisque les goujons, présent sur la Figure 5.4, ne sont pas considérés dans la simulation réalisée. En effet, les goujons ne sont pas localisés près de l'axe de coupe transversale ce qui devrait annuler leur influence sur les résultats soulèvement mesurés. Les soulèvements cumulatifs obtenus ainsi que les contraintes imposées sont présentés au Tableau 5.2.

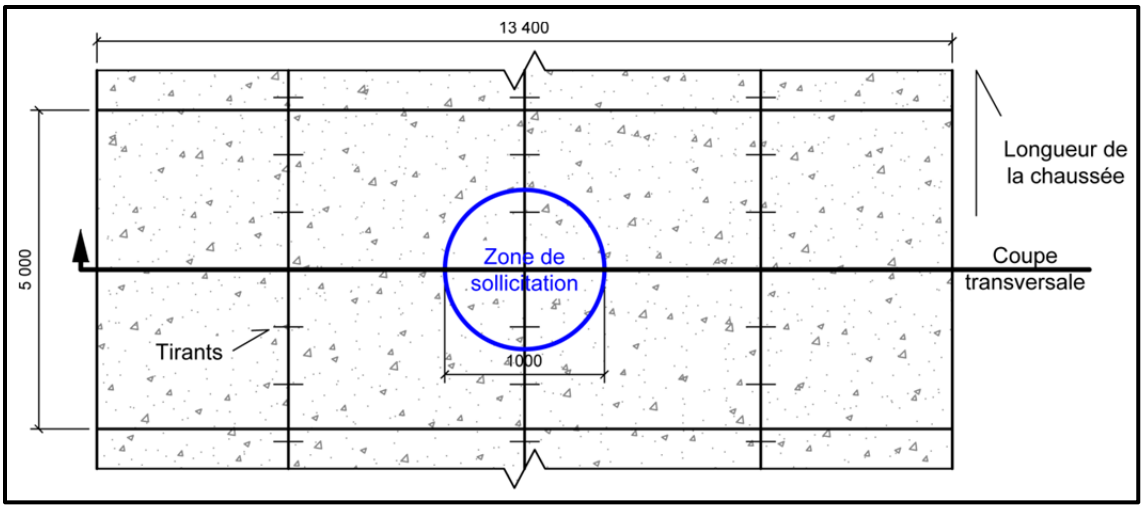


Figure 5.3 Vue en plan de l'axe de coupe transversale ainsi que
de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNANG

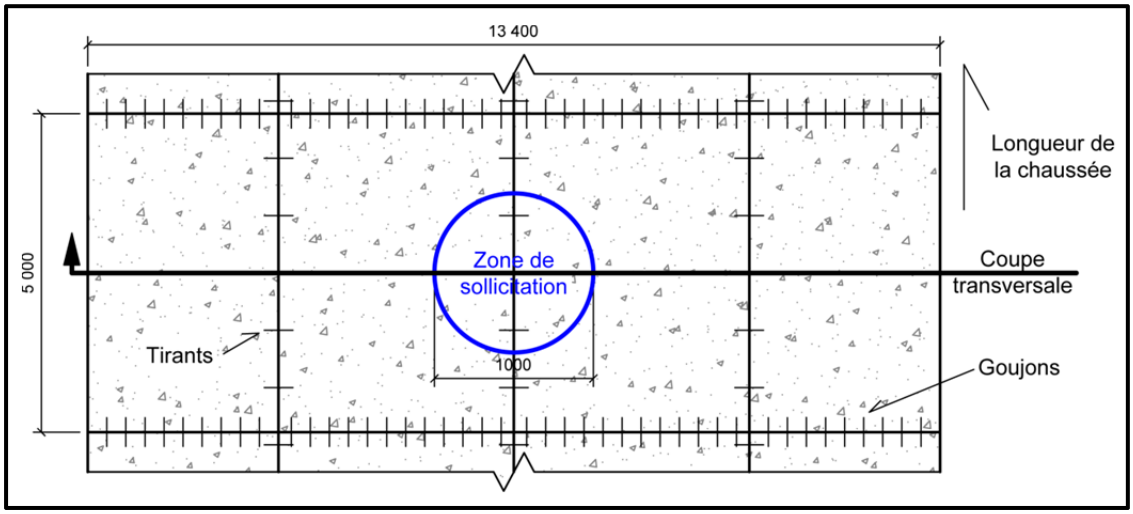


Figure 5.4 Vue en plan de l'axe de coupe transversale ainsi que
de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNAG

Tableau 5.2 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de DCNANG et DCNAG en utilisant l'approche 1, coupe transversale

Sous-couches	Soulèvements obtenus avec FLAC (mm)	Contraintes verticales appliquées (kPa)
1.0	0,8	37,80
2.0	0,27	42,60
3.0	0,17	46,50
4.0	0,24	51,00
5.0	0,29	55,30
6.0	0,98	60,10
7.0	0,31	64,60
8.0	0,32	69,50
9.0	0,26	73,80
10.0	1,78	78,50
Total	5,42	N/A

Dans ce tableau, on peut remarquer que le soulèvement cumulatif lié à la formation de lentille de glace s'élève à 5,42 mm. Comparativement à un soulèvement pour la structure bitumineuse type de 74,91 mm, cette simulation montre qu'en coupe transversale, la réduction du soulèvement est très importante lors de la mise en place du revêtement de type DCNANG et de DCNAG.

5.2.2.3 Coupe longitudinale de DCNANG (dalles courtes non armées, non goujonnées)

La simulation réalisée représente une coupe longitudinale d'une structure de chaussée possédant un revêtement de DCNANG. La Figure 5.5 présente, en plan, le revêtement, l'axe de coupe ainsi que la zone de sollicitation où les contraintes verticales ont été appliquées. Dans cette coupe, aucun élément entre les dalles n'est présent. Les soulèvements cumulatifs obtenus ainsi que les contraintes imposées sont présentés au Tableau 5.3.

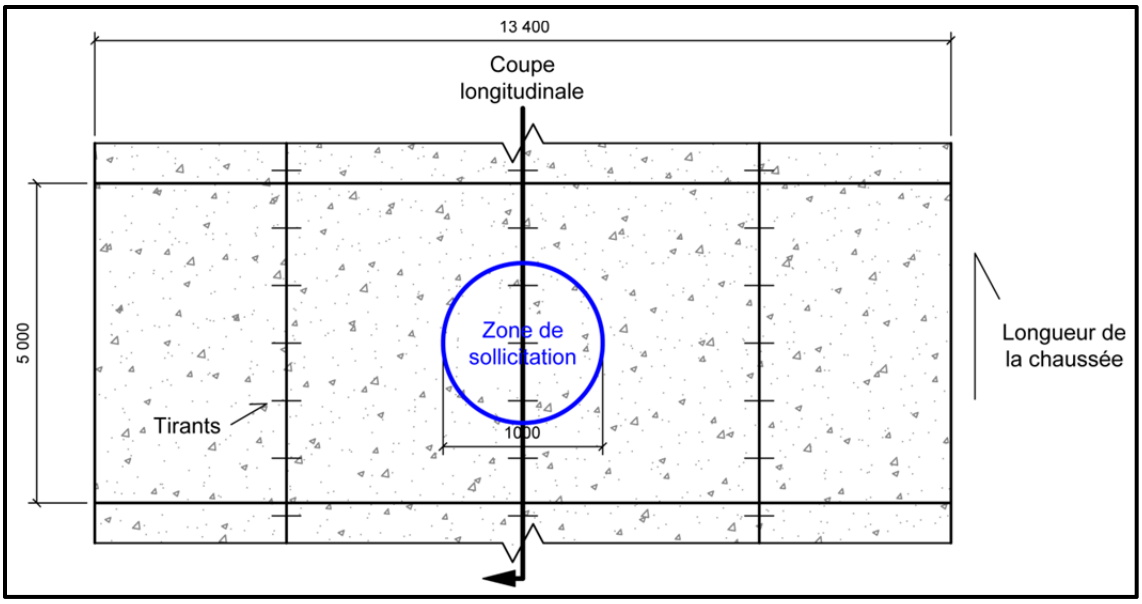


Figure 5.5 Vue en plan de l'axe de coupe longitudinale ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNANG

Tableau 5.3 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de DCNANG en utilisant l'approche 1, coupe longitudinale

Sous-couches	**Soulèvements obtenus avec FLAC (mm)**	**Contraintes verticales appliquées (kPa)**
1.0	1,04	37,80
2.0	0,29	42,60
3.0	0,22	46,50
4.0	0,41	51,00
5.0	1,97	55,30
6.0	0,32	60,10
7.0	0,55	64,60
8.0	3,36	69,50
9.0	0,22	73,80
10.0	0,23	78,50
Total	8,61	N/A

Dans ce tableau, on peut remarquer que le soulèvement cumulatif lié à la formation de lentille de glace s'élève à 8,61 mm. Comparativement à un soulèvement pour la structure bitumineuse type de 74,91 mm, cette simulation montre qu'en coupe longitudinale, la réduction du soulèvement est très importante lors de la mise en place du revêtement de type DCNANG.

5.2.2.4 Coupe longitudinale de DCNAG (dalles courtes non armées, goujonnées)

La simulation réalisée représente une structure de chaussée possédant un revêtement de chaussée de DCNAG. Cette structure représente une coupe longitudinale où des goujons de 25M espacés à 0,3 mètre sont présents. La Figure 5.6 présente, en plan, le revêtement, l'axe de coupe ainsi que la zone de sollicitation où les contraintes verticales ont été appliquées. Les soulèvements cumulatifs obtenus ainsi que les contraintes imposées sont présentés au Tableau 5.4.

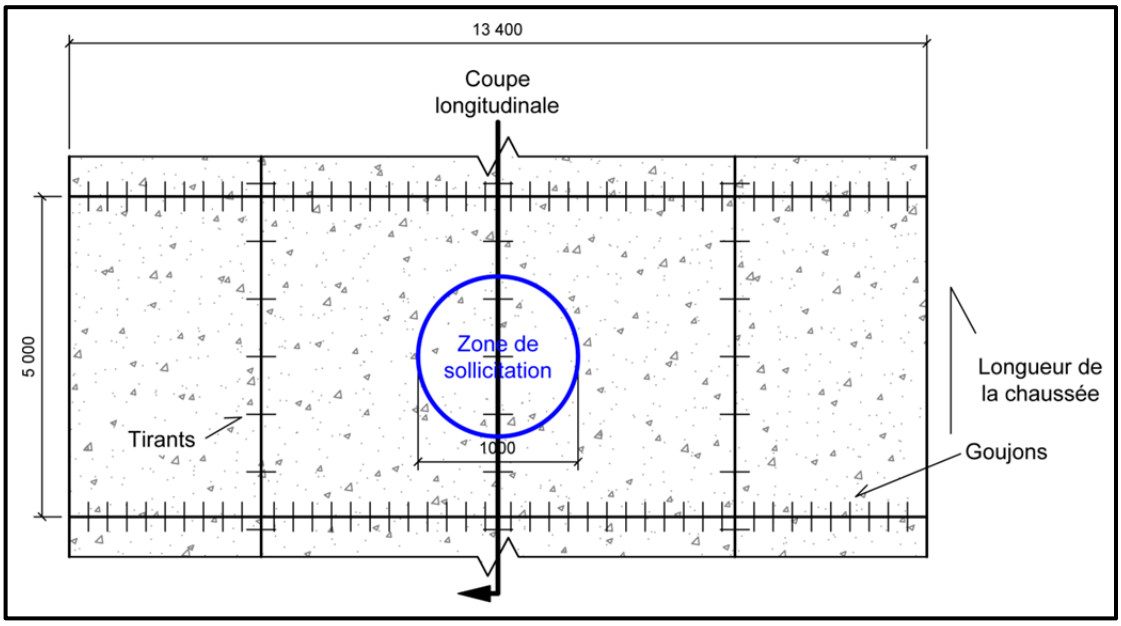


Figure 5.6 Vue en plan de l'axe de coupe longitudinale ainsi que de la sollicitation et de l'acier d'armature du revêtement de type DCNAG

Tableau 5.4 Résultats de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace pour le revêtement de DCNAG en utilisant l'approche 1, coupe longitudinale

Sous-couches	Soulèvements obtenus avec FLAC (mm)	Contraintes verticales appliquées (kPa)
1.0	0,78	37,80
2.0	0,18	42,60
3.0	0,17	46,50
4.0	0,21	51,00
5.0	0,2	55,30
6.0	0,26	60,10
7.0	0,28	64,60
8.0	0,42	69,50
9.0	0,26	73,80
10.0	0,36	78,50
Total	3,12	N/A

Dans ce tableau, on peut remarquer que le soulèvement cumulatif lié à la formation de lentille de glace s'élève à 3,12 mm. Comparativement à un soulèvement pour la structure bitumineuse type de 74,91 mm, cette simulation montre qu'en coupe longitudinale, la réduction du soulèvement est très importante lors de la mise en place du revêtement de type DCNAG.

5.3 Détermination des prédictions de soulèvement pour les trois types de revêtement rigide étudiés, en appliquant les déformations mesurées sur la chaussée bitumineuse

Il est difficile d'établir avec certitude de quelle façon la formation de lentille de glace doit être transposée entre la structure de chaussée bitumineuse type et les structures de chaussée rigides. La section 5.2 a présenté l'approche 1 soit le transfert des contraintes de la structure de chaussée bitumineuse type vers les structures de chaussées rigide. Malheureusement, les contraintes en jeu lors des soulèvements au gel dans les structures de chaussées routières ne semblent pas avoir fait l'objet d'études approfondies. Seuls certains chercheurs se sont penchés sur les contraintes maximales en jeu lors la formation de lentilles de glace, mais dans des contextes différents (Domaschuk, 1982; Penner, 1974; Tishin et Natrov, 1983). Ces études concernent la détermination de la contrainte maximale que le soulèvement lié à la formation de lentilles de glace peut engendrer sur un élément supérieur fixe. L'élément supérieur fixe a pour effet de faire augmenter la contrainte générée par la transformation de l'eau en glace jusqu'à ce le phénomène puisse se produire. Dans le cas de structures de chaussée, le revêtement, quel

qu'il soit, peut être soulevé. Le revêtement se soulevant, même faiblement, devrait permettre la relaxation des contraintes générées par la formation de lentilles de glace. C'est pourquoi une deuxième approche de transfert des effets du gel, le transfert de déformations liées à la formation de lentilles de glace à partir de la chaussée bitumineuse type vers les structures de chaussée rigides a été étudiée.

L'approche 2, de déformations imposées, se base sur le fait que lors de la solidification de l'eau en glace, un facteur de changement de volume de 1,09 est applicable. Ce facteur étant volumique, crée par le fait même une déformation à l'intérieur de la structure de chaussée. Il a été montré que pour que l'eau ne se transforme pas en glace, une pression d'environ 100 MPa à -10°C est nécessaire (Atkins, Jones et Pousse, 2007). Des essais de laboratoire complémentaires réalisés à l'École de technologie supérieure ont montré que pour limiter la transformation de l'eau en glace, une contrainte supérieure à 18 MPa (limité par la capacité de la presse hydraulique) est nécessaire. L'ANNEXE III présente l'essai en détail. Or, l'ordre de grandeur des contraintes en jeu dans les simulations réalisées à la section 4.2 sur la structure de chaussée bitumineuse ne dépasse pas 0,1 MPa. Il est difficile de croire qu'en changeant le revêtement bitumineux par un revêtement rigide, la grandeur des contraintes à l'intérieur de la chaussée augmentera d'un facteur de 1000. Ce qui porte à croire que l'eau se trouvant dans la structure de chaussée exposée au gel, se transformera nécessairement en glace peu importe le revêtement présent. Par contre, la facilité d'alimentation en eau ou la dispersion des lentilles de glace pourrait être affectée lors de l'utilisation d'un revêtement rigide. C'est pourquoi le modèle se basant sur le potentiel de ségrégation de Konrad a été utilisé dans cette approche dans le but de prédire la grandeur des soulèvements liés à la formation de lentilles de glace (Konrad et Morgenstern, 1980).

La présentation d'une deuxième approche de prédiction nécessite la réalisation d'une deuxième série de simulation de soulèvements. Ces simulations auront pour but l'application d'une déformation initiale fixe plutôt que l'application d'une contrainte fixe. La section 5.3.1 décrit la deuxième approche en détail. Cette approche a été développée dans le but de prendre en considération la résistance à la déformation apportée par un revêtement rigide.

5.3.1 Description de l'approche de prise en compte de la rigidité du revêtement

Dans l'ODP$_{SG}$, la variable de la surcharge appliquée (σ), utilisée lors du calcul du potentiel de ségrégation, a été altérée dans le but de considérer la résistance à la déformation du revêtement. La surcharge appliquée (σ) représente, selon le guide d'utilisateur du logiciel Chaussée 2, la pression opposée au soulèvement (St-Laurent, 2006). Le guide d'utilisateur du logiciel Chaussée 2 quantifie cette surcharge appliquée comme le poids propre des terres au-dessus de la frange gelée (St-Laurent, 2006). Cette variable est présentée à l'équation (1.13), utilisée lors du calcul de Δh_s, dans l'équation (1.11). L'approche 2 propose que la pression opposée au soulèvement se compose du poids propre des terres ainsi que de la résistance à la déformation apportée par les couches de matériaux au-dessus de la frange gelée.

$$\Delta h_s = \frac{1{,}09 * SP * \left(T_f - T_p\right) * dt}{\left(k_{fz} * R_{fz}\right)} \tag{1.11}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 139)

$$SP = SP_0 * e^{-a*\sigma} \tag{1.13}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 140)

Où :

Δh_s soulèvement dû à la formation des lentilles de glace (m);

SP potentiel de ségrégation (m²/°CH);

T_f température de congélation (°C);

T_p température à la surface du sol au temps dt (°C);

k_{fz} conductivité thermique du sol gelé, au front de gel (W/°Cm);

R_{fz} résistance thermique des couches gelées (m²K/W);

SP_0 potentiel de ségrégation sans surcharge (m²/°CH);

a paramètre de surcharge lié à la granulométrie du sol;

σ surcharge appliquée (MPa).

Rapport-Gratuit.com

La Figure 5.7 présente le potentiel de ségrégation calculé selon l'équation (1.13) divisée par le potentiel de ségrégation initial du sol (SP_0). Cette relation est définie comme un facteur de correction du potentiel de ségrégation. La figure montre ce facteur de correction en fonction du paramètre *a* du sol et de la contrainte verticale appliquée. Selon cette figure, on peut en conclure qu'en augmentant la contrainte verticale appliquée sur la frange gelée, la valeur du facteur de correction du potentiel de ségrégation diminue. Cette diminution du facteur de correction engendre un SP qui diminue, équation (1.13), ce qui résulte en un soulèvement lié à la formation de lentilles de glace plus faible, équation (1.11).

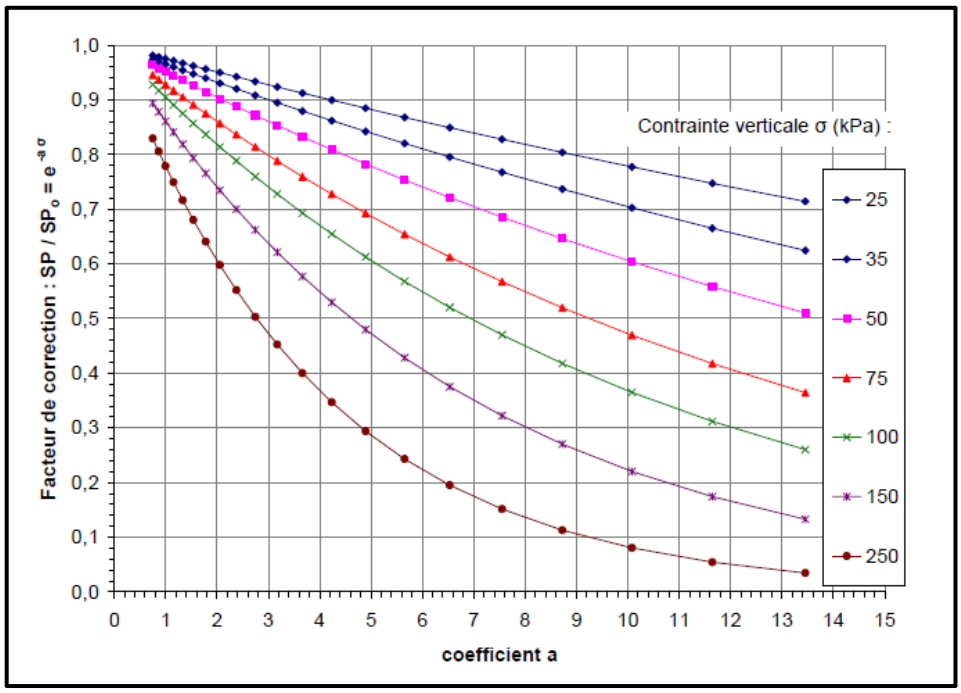


Figure 5.7 Potentiel de ségrégation en fonction de la contrainte verticale et du coefficient *a*
Tirée de St-Laurent (2006, p. 43)

Les travaux en laboratoire de Konrad et Morgenstern sur le potentiel de ségrégation montrent que l'augmentation de surcharge appliquée réduit la perméabilité de la frange gelée et diminue l'apport en eau vers le sol gelé ce qui limite la formation de lentilles de glace et ainsi l'ampleur des soulèvements (Konrad et Morgenstern, 1980). La surcharge appliquée n'est pas la contrainte nécessaire pour soulever les couches de matériaux supérieures à la frange gelée,

mais bien la contrainte appliquée par ces couches de matériaux sur la frange gelée avant le soulèvement. Dans l'approche 2, la contrainte appliquée par ces couches de matériaux avant le soulèvement est produite par la résistance à la déformation des couches de sol supérieures à la frange gelée.

Dans l'approche 2, l'hypothèse principale faite veut que le revêtement rigide engendre une surcharge appliquée supérieure à celle engendré par la même épaisseur de revêtement bitumineux. Pour valider cette hypothèse, une vérification simple a été effectuée à l'aide d'une analogie à la théorie des poutres doublement appuyées.

5.3.1.1 Analogie à la théorie des poutres doublement appuyées

Cette vérification simple permet d'estimer la contrainte verticale développée par la résistance à la déformation du revêtement bitumineux et du revêtement rigide. La contrainte a été estimée par analogie au modèle de déformation des poutres rectangulaires doublement appuyées.

La Figure 5.8 illustre les étapes de réaction du revêtement face à une déformation imposée. La première étape présente l'équilibre avant le soulèvement. La deuxième étape présente le développement de la contrainte verticale liée au soulèvement du sol d'infrastructure. La troisième étape présente la sollicitation du revêtement vers le sol en lien avec le soulèvement du sol d'infrastructure. Dans cette étape, le revêtement sollicité devrait avoir tendance à résister à la déformation en imposant une contrainte équivalente à celle nécessaire pour le déformer, à condition de rester dans le domaine élastique du matériau. Pour estimer la contrainte nécessaire au soulèvement du revêtement, l'équation (5.1) qui présente le calcul de la flèche d'une poutre rectangulaire doublement appuyée où un chargement linéaire est appliqué a été utilisée.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

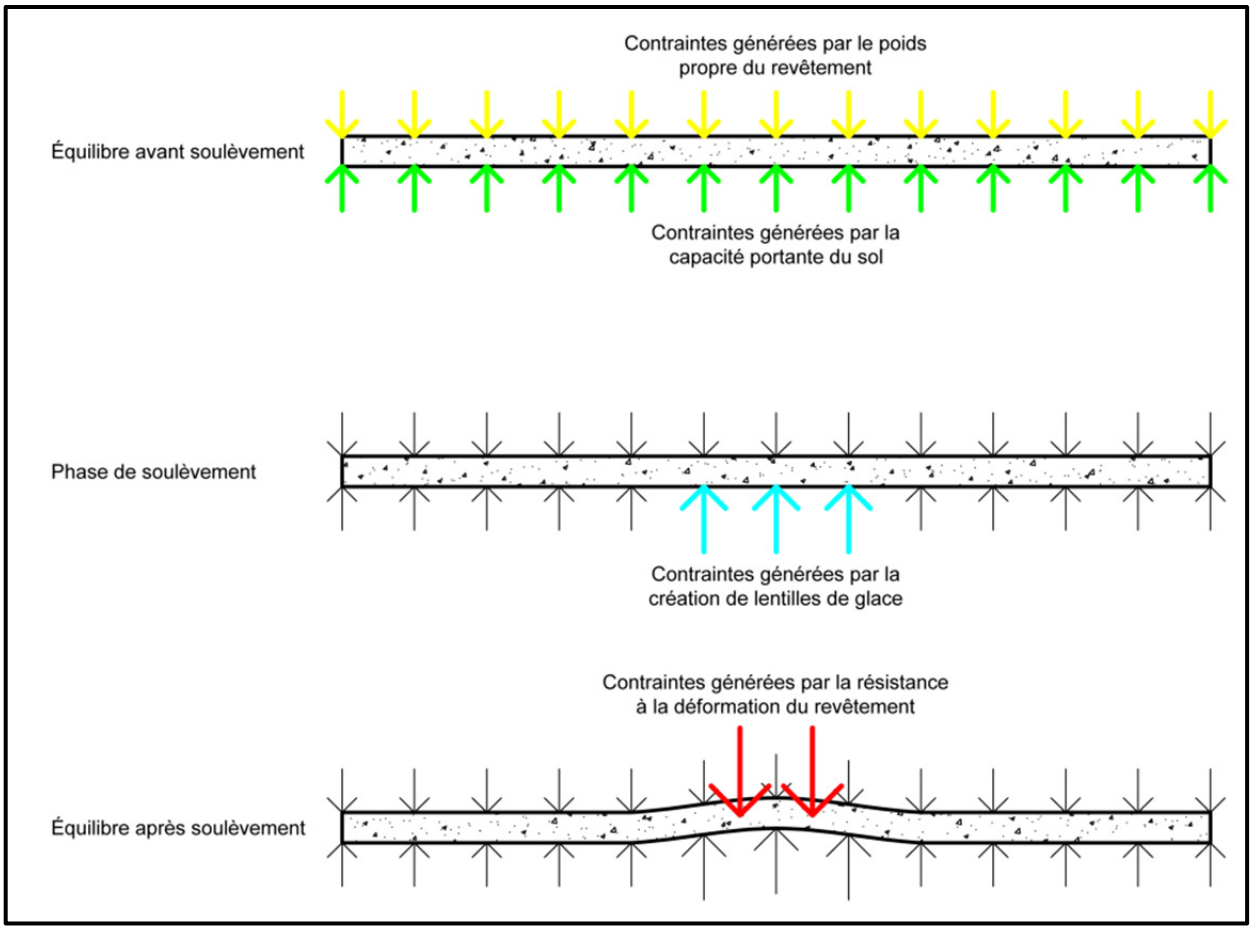


Figure 5.8 Réaction du revêtement face au soulèvement

$$q = \frac{f_{L/2} * a}{384 * E * I} * (8 * L^3 - 4 * a^2 * L + a^3) \quad (5.1)$$

Adaptée de Bazergui (2002, p. 98)

Où :

q charge linéaire nécessaire à créer la flèche (N/m);

$f_{L/2}$ flèche au centre de la poutre (m);

a Longueur sur laquelle la charge est appliquée (m);

E module élastique du matériau (Pa);

I inertie de la poutre $I = \frac{b*h^3}{12}$ (m^4);

L longueur de la poutre (m).

Dans le cas étudié, pour simuler le revêtement bitumineux, un module élastique de 300 MPa a été utilisé. Pour simuler un revêtement rigide de béton, un module élastique de 30 000 MPa a été utilisé. La justification de ces valeurs est présentée à l'ANNEXE II. La poutre étudiée représente un revêtement de chaussée, elle possède une largeur et une longueur de 13,4 mètres (2 voies de 3,7 m et 2 accotements de 3 m) ainsi qu'une épaisseur de 0,210 mètre. La même structure de chaussée que la structure de chaussée bitumineuse type, avec ces 10 sous-couches de sol d'infrastructure, a été utilisé pour la simulation en considérant un revêtement rigide.

La méthodologie suivante a été utilisée pour déterminer la grandeur de la contrainte verticale engendrée par l'application d'un soulèvement initial fixe :

1) le soulèvement initial lié à la formation de lentilles de glace dans la sous-couche de sol d'infrastructure étudiée a été calculé en utilisant les théories de l'ODP_{SG};
2) la contrainte verticale nécessaire pour engendrer le soulèvement du revêtement a été calculée à l'aide de l'équation (5.1), la flèche de la poutre simulant le soulèvement du revêtement;
3) la contrainte verticale nécessaire à la déformation du revêtement a ensuite été additionnée à la contrainte engendrée par le poids propre des terres supérieures à la frange gelée. La contrainte verticale totale, représentant la résistance totale de la structure de chaussée face aux soulèvements au gel, a été utilisée comme surcharge appliquée (σ) dans le calcul d'un nouveau potentiel de ségrégation avec l'équation (1.13);
4) le nouveau potentiel de ségrégation a permis le calcul d'une nouvelle hauteur de soulèvement à l'aide de l'ODP_{SG}. Les étapes 2 à 4 ont été répétées jusqu'à la stabilisation de la hauteur de soulèvement et de la contrainte verticale appliquée pour chacune des sous-couches de sol d'infrastructure.

Un exemple de calcul complet est présenté à l'ANNEXE IV.

Le Tableau 5.5 présente un résumé des résultats de contrainte verticale engendrée et des prédictions soulèvements liés à la formation de lentilles de glace en prenant en compte la résistance à la déformation du revêtement. Dans ce tableau, on peut remarquer que la

prédiction de soulèvement cumulatif pour le revêtement bitumineux s'élève à 73,61 mm pour une contrainte finale sur la frange gelée de 33,74 kPa. Dans le cas du revêtement rigide, la prédiction de soulèvement cumulatif s'élève à 22,76 mm pour une contrainte finale sur la frange gelée de 493,53 kPa. La division en dix sous-couches présentée à la section 3.2 est utilisée pour présenter les résultats. Les tableaux de résultats complets sont présentés à l'ANNEXE IV.

Tableau 5.5 Résultats de prédiction de soulèvement lié aux lentilles de glace en prenant en compte la résistance à la déformation du revêtement

Sous-couches	Contraintes verticales totales nécessaires au soulèvement du revêtement bitumineux (kPa)	Soulèvements cumulatifs du revêtement bitumineux (mm)	Contraintes verticales totales nécessaires au soulèvement du revêtement rigide (kPa)	Soulèvements cumulatifs du revêtement de béton (mm)
1	18,36	9,51	71,72	8,21
2	20,13	17,64	123,66	12,84
3	21,96	25,64	175,24	16,05
4	23,59	32,42	219,58	18,03
5	25,34	39,68	266,72	19,57
6	27,01	46,33	310,41	20,62
7	28,85	53,57	358,27	21,46
8	30,45	59,77	399,52	21,99
9	32,17	66,47	444,48	22,42
10	33,74	73,61	493,53	22,76

Pour la structure de chaussée à revêtement bitumineux, la prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace calculé par l'ODP_{SG} s'élève à 74,85 mm. La prédiction de soulèvement en prenant compte de la résistance à la déformation du revêtement d'enrobé bitumineux s'élève à 73,61 mm. Ces résultats montrent que la résistance à la déformation du revêtement bitumineux n'apporte qu'une faible augmentation de la contrainte verticale sur la frange gelée, jusqu'à 33,74 kPa et ainsi une très faible diminution de la prédiction de soulèvement. Ces résultats montent que dans le cas d'un revêtement bitumineux, il est possible de considérer que la surcharge appliquée sur la frange gelée se constitue uniquement du poids propre des terres.

La prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace calculées en prenant compte la résistance à la déformation du revêtement en béton diffère grandement de la prédiction calculée par l'ODP_{SG}, 22,76 mm contre 74,85 mm. La diminution du soulèvement semble directement liée à la résistance à la déformation plus élevée du béton. Le Tableau-A IV-3 à l'ANNEXE IV montre une augmentation de la contrainte verticale liée à la déformation du revêtement de béton plus élevé que la contrainte verticale produite par le poids des terres, 493,53 kPa contre 29,09 kPa. Ce résultat montre qu'une augmentation de la résistance à la déformation d'un revêtement permet une augmentation de la surcharge appliquée sur la frange gelée et ainsi une diminution du potentiel de ségrégation et les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace. Dans le cas présent, l'augmentation de surcharge appliquée permet une diminution de la prédiction de soulèvement de 52,09 mm soit une réduction de 69,6%.

L'analogie à la théorie des poutres doublement appuyée montre bien qu'en augmentant la résistance à la déformation du revêtement, la contrainte verticale mesurée sur la frange gelée augmente de façon importante. Cette vérification permet de confirmer l'hypothèse que le revêtement rigide engendre une augmentation importante de la contrainte verticale sur la frange gelée.

Simplifications utilisées dans le cadre de la vérification de l'hypothèse

La vérification de l'hypothèse se doit de rester relativement simple, c'est pourquoi deux simplifications principales ont été faites. Premièrement, les couches de fondation, de sous-fondation et de sol d'infrastructure n'ont pas été considérées. Le fait de ne pas considérer les couches de fondation, de sous-fondation et de sol d'infrastructure supérieure à la frange gelée suppose que les contraintes verticales engendrées par la déformation du revêtement sont complètement transférées vers la frange gelée. Cette manœuvre simplifie le calcul. Par contre, elle surestime aussi les contraintes verticales appliquées par la résistance à la déformation du revêtement sur la frange gelée. Comme le montre la théorie de Boussinesq, les couches de matériau entre le revêtement et la frange gelée permettent une dissipation de la contrainte transmise à la frange gelée (Holtz et Kovacs, 1991). Donc, la contrainte verticale engendrée par

la déformation du revêtement devrait être réduite en fonction du module élastique des couches de fondation, sous-fondation et de sol d'infrastructure supérieur à la frange gelée. Deuxièmement, les extrémités de la poutre, simulée comme étant le revêtement, ont été fixées sur l'axe vertical. Dans un cas réel, il est pensable que le poids propre d'un revêtement de chaussée de bonne dimension soit suffisant pour garder les extrémités du revêtement à leur position initiale dans l'axe vertical.

5.3.2 Explication de la méthodologie de simulation utilisée dans le logiciel FLAC 7,0 pour l'approche de déformations imposées

L'analogie à la poutre doublement appuyée a permis de montrer qu'un revêtement possédant une grande résistance à la déformation permet une limitation des soulèvements liés à la formation de lentilles de glace via une augmentation de la contrainte imposée sur la frange gelée. Dans le but de mesurer avec précision la contrainte verticale imposée sur la frange gelée, une série de simulation a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse par différences finies FLAC 7,0.

La méthodologie utilisée dans le but de réaliser ces simulations se base sur le principe qu'une forte résistance à la déformation du revêtement devrait limiter la capacité que le revêtement possède à épouser la couche de sol inférieure lors d'un soulèvement. En conséquence, tel que le présente la Figure 5.9, un revêtement ayant une forte résistance à la déformation pourrait ne pas être entièrement appuyé sur la fondation granulaire lors d'un soulèvement. Le poids propre de la partie du revêtement non appuyée engendre une contrainte verticale supplémentaire sur la frange gelée. Cette contrainte supplémentaire devrait être entièrement dirigée vers la zone de soulèvement, zone où le revêtement est appuyé.

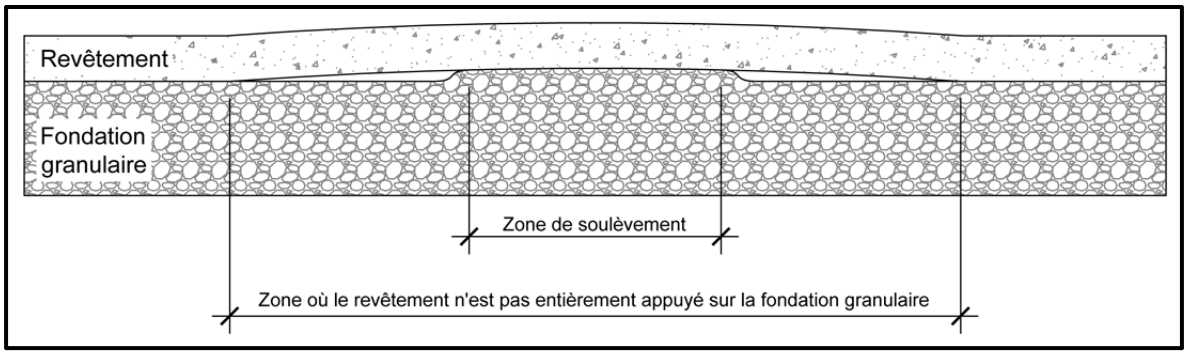


Figure 5.9 Réaction face à un soulèvement d'un revêtement possédant une grande résistance à la déformation

Au contraire, si on suit ce raisonnement, le revêtement d'enrobé bitumineux, possédant une faible résistance à la déformation, devrait avoir tendance à se mouler sur la forme de la couche de sol inférieure. Dans ce cas, aucune augmentation de la contrainte verticale ne devrait être à prévoir puisque le matériau, lorsqu'il est lentement déformé, est gouverné par une phase visqueuse. Le comportement de l'enrobé face à un chargement quasi statique est détaillé à l'ANNEXE II.

Pour vérifier l'hypothèse que le revêtement rigide se sépare réellement de la fondation granulaire lors du soulèvement du revêtement, un essai simple a été réalisé. Cet essai consiste à imposer une déformation de 10 mm dans le logiciel d'analyse par différences finies FLAC 7,0 sur trois revêtements différents :

- un revêtement composé d'un matériau granulaire (E = 110 MPa);
- un revêtement d'enrobé bitumineux (E = 300 MPa);
- un revêtement de béton (E = 30 000 MPa).

Une fois la déformation imposée, le revêtement présente un soulèvement de 10 mm au centre. Dans cet essai, le revêtement se déforme en fonction de sa résistance à la déformation. Tel que la Figure 5.10 le montre, la forme qu'adopte le revêtement soulevé de 10 mm s'approche de celle d'un arc. Pour vérifier l'hypothèse, le rayon de cet arc, nommé rayon de courbure du revêtement, a été mesuré pour chacun des types de revêtement étudiés. Le Tableau 5.6 présente les résultats de rayon de courbure obtenu pour un revêtement d'une largeur de 10 mètres et de

0,2 mètre d'épaisseur. La longueur du revêtement n'est pas définie puisque la simulation possède deux dimensions. Ce rayon de courbure représente le lien entre la résistance à la déformation du revêtement et la dimension de la surface où le revêtement se retrouve non appuyé.

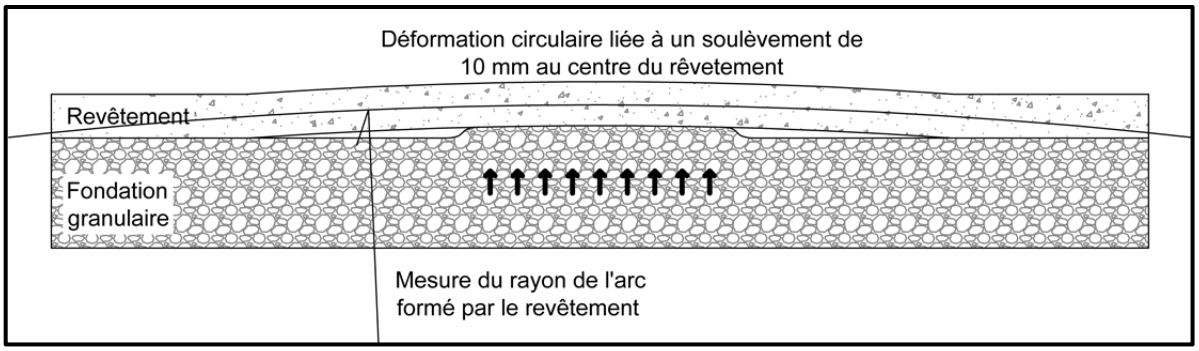


Figure 5.10 Soulèvement du revêtement rigide et mesure du rayon de courbure du revêtement

Tableau 5.6 Résultats de mesure du rayon de courbure pour une déformation imposée de 10 mm

Matériau composant le revêtement	**Rayon de courbure (m)**
Matériau granulaire	661
Enrobé bitumineux	2596
Béton	11885

Ces résultats montrent que le revêtement de béton possède un rayon de courbure beaucoup plus important que celui du matériau granulaire. Ce qui porte à croire que lors d'un soulèvement ponctuel, la déformation du revêtement rigide devrait engendrer une séparation ponctuelle entre le revêtement et la fondation granulaire. Dans le cas du revêtement bitumineux, bien qu'on puisse voir que le rayon de courbure est plus élevé que celui du matériau granulaire, lors des simulations réalisées, le revêtement est resté lié avec la fondation granulaire. Suite à ces résultats, le phénomène de reprise du poids propre du revêtement séparé de la fondation granulaire peut être négligé pour le cas du revêtement d'enrobé bitumineux.

En suivant ces résultats d'analyse, une méthodologie dans le but d'obtenir les contraintes verticales transmises à la frange gelée ainsi que les prédictions de soulèvements au gel pour tous les types de revêtements rigides a été mise en place. Encore une fois, la même structure de chaussée que la structure de chaussée bitumineuse type, avec ces 10 sous-couches de sol d'infrastructure, a été utilisée pour la simulation en considérant un revêtement rigide. Les étapes de cette méthodologie sont :

1) pour chacune des sous-couches de sol, le soulèvement lié à la formation de lentilles de glace calculé à l'aide de l'ODP_{SG}, présenté au Tableau 3.1, est imposé dans la structure de chaussée rigide à l'aide du logiciel FLAC 7,0;
2) une fois le soulèvement obtenu, la largeur du revêtement soulevé de la fondation granulaire est mesurée dans le but d'établir le poids propre du revêtement qui est déplacé. Le poids propre du revêtement est obtenu en considérant l'aire et l'épaisseur du revêtement soulevé ainsi que sa masse volumique. Le logiciel FLAC 7,0 étant en deux dimensions, il a été convenu de considérer que la largeur du revêtement soulevé se veut le diamètre de l'aire de revêtement soulevé. L'aire du revêtement soulevé est obtenue avec l'équation $aire\ du\ cercle = \pi * rayon^2$. Cette action a pour but de simuler une troisième dimension et ainsi conserver un soulèvement ponctuel;
3) la force liée au poids propre du revêtement soulevé est divisé par l'aire de la zone de soulèvement, aussi obtenu avec le stratagème largeur équivalent au diamètre, où la fondation demeure en contact avec le revêtement. Cet action a pour but de déterminer la contrainte verticale imposée par le revêtement sur la zone de soulèvement;
4) la contrainte verticale imposée par le revêtement sur la zone de soulèvement est utilisée comme surcharge appliquée dans l'équation (1.13) dans le but de recalculé le potentiel de ségrégation et ainsi une nouvelle prévision de soulèvement avec l'équation (1.11);
5) Ce point ce divise en trois sections :
    a) si la prédiction de soulèvement utilisée à l'étape 1 est inférieure à la prédiction de soulèvement calculée à l'étape 4, le soulèvement utilisé à l'étape 1 est considéré comme soulèvement maximal de la sous-couche à l'étude. Les étapes 1 à 5 sont reprises en considérant la sous-couche suivante;

Rapport-Gratuit.com

b) si la prédiction de soulèvement utilisée à l'étape 1 est égale à la prédiction de soulèvement calculée à l'étape 4, la prédiction de soulèvement est considérée comme soulèvement maximal possible de la structure de chaussée;
c) si la prédiction de soulèvement utilisée à l'étape 1 est supérieure à la prédiction de soulèvement calculée à l'étape 4, les étapes 1 à 5 sont reprises en diminuant la grandeur de du soulèvement imposée sur la structure de chaussée.

La conclusion présentée au point 5b a été faite en considérant l'hypothèse que les contraintes verticales développées suite à formation de lentille de glace dans la première sous-couche de sol gélif sont suffisantes pour limiter la formation de lentille de glace dans les sous-couches inférieures.

Un exemple de calcul complet est présenté à l'ANNEXE VI.

La deuxième approche de prédiction se veut aussi un moyen de déterminer le soulèvement possible maximal d'un revêtement de chaussée. Le soulèvement maximal peut être caractérisé par deux éléments ; la rupture du revêtement ou une limitation totale de la prédiction de soulèvement. La nouvelle série de simulation permettra de déterminer lequel des deux éléments se présentera en premier en tenant compte de la méthodologie précédemment présentée.

5.3.3 Résultats de simulation des soulèvements

Cette section présente les résultats de simulation de soulèvement pour toutes les structures de chaussées rigides à l'étude. L'analyse complète des résultats de simulation est présentée au chapitre 6.

5.3.3.1 Coupe transversale et longitudinale de BAC (béton armé continu)

La simulation réalisée représente la coupe transversale et la coupe longitudinale d'une structure de chaussée possédant un revêtement de BAC. Le modèle utilisé lors de la simulation est identique au modèle présenté à la section 5.2.2.1. Les résultats présentés au Tableau 5.7

représentent les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace sur la coupe transversale de la chaussée rigide de BAC. Dans ce tableau, les résultats de soulèvement initial visé sont classés par ordre décroissant. Le Tableau 5.7 se constitue du :

- soulèvement initial visé : premier soulèvement imposé lors de la simulation;
- surface de revêtement soulevé : zone où le revêtement n'est pas entièrement appuyé sur la fondation granulaire (Figure 5.9);
- zone de soulèvement : zone centrale où le revêtement est toujours appuyé après le soulèvement (Figure 5.9);
- contrainte liée au déplacement du revêtement : le poids propre du revêtement déplacé imposé sur la zone de soulèvement;
- nouveau SP : le nouveau potentiel de ségrégation calculé à l'aide de l'équation (1.13);
- soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement : la hauteur de soulèvement calculé en considérant le nouveau SP, calculé à l'aide de l'équation (1.11).

Dans ce tableau, la ligne en gras montre la valeur où le soulèvement initial visé est égal au soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement. Ce soulèvement est le soulèvement maximal que la structure de chaussée peut subir. Si le soulèvement initial visé est supérieur au soulèvement prévu, une contrainte verticale plus grande sera développée ce qui a pour effet de réduire le soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement. Si le soulèvement initial visé est inférieur au soulèvement prévu, une contrainte verticale plus faible est développée ce qui a pour effet d'augmenter le soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau 5.7 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une chaussée rigide de type BAC en utilisant l'approche par déformations imposées (SP initial = 2,51E-06)

Itération	Soulèvement initial visé (mm)	Surface de revêtement soulevé (m²)	Zone de soulèvement (m²)	Contrainte liée au déplacement du revêtement (kPa)	Nouveau SP (m²/°CH)	Soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement (mm)
1	5,99	119,210	0,785	750	1,57E-08	0,06
2	3,18	74,509	0,776	475	1,08E-07	0,39
3	2,52	64,868	0,776	413	1,66E-07	0,60
4	2,00	50,316	0,836	297	3,74E-07	1,35
5	**1,75**	**43,709**	**0,830**	**260**	**4,85E-07**	**1,75**

Dans le Tableau 5.7, on peut remarquer qu'un soulèvement de 1,75 mm du revêtement permet l'application d'une contrainte verticale sur la frange gelée de 260 kPa. Cette contrainte verticale permet de définir une prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace de 1,75 mm. Suite à la réflexion faite au paragraphe précédent, le revêtement de BAC permet de limiter le soulèvement à la première sous-couche de sol d'infrastructure puisque le soulèvement obtenu est inférieur au soulèvement initial de la première sous-couche de la chaussée bitumineuse type (9,59 mm).

5.3.3.2 Coupe transversale de DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées) et DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées)

La simulation réalisée représente la coupe transversale d'une structure de chaussée possédant un revêtement de DCNANG ou de DCNAG. Le modèle utilisé lors de la simulation est identique au modèle présenté à la section 5.2.2.2. Les résultats de simulation des soulèvements au gel en utilisant l'approche 2 sont présentés au Tableau 5.8.

Tableau 5.8 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une coupe transversale de dalles courtes non armées en utilisant l'approche par déformations imposées (SP initial = 2,51E-06)

Itération	Soulèvement initial visé (mm)	Surface de revêtement soulevé (m²)	Zone de soulèvement (m²)	Contrainte liée au déplacement du revêtement (kPa)	Nouveau SP (m²/°CH)	Soulèvement obtenu en considérant la déformation du revêtement (mm)
1	8,56	43,756	0,767	282,18	4,16E-07	1,50
2	4,89	39,771	0,792	248,37	5,273E-07	1,90
6	**2,54**	**35,046**	**0,824**	**210,40**	**6,88E-07**	**2,48**
5	2,02	32,614	0,843	191,29	7,86E-07	2,84
4	1,21	20,332	0,950	105,78	1,43E-06	5,16
3	0,65	10,224	1,419	35,63	2,34E-06	8,43

Dans le Tableau 5.8, on peut remarquer qu'un soulèvement de 2,54 mm du revêtement permet l'application d'une contrainte verticale sur la frange gelée de 210,40 kPa. Cette contrainte verticale sur la frange gelée permet d'obtenir une prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace de 2,48 mm. Les revêtements de DCNANG et de DCNAG permettent de limiter le soulèvement à la première sous-couche de sol d'infrastructure puisque le soulèvement prévu est inférieur au soulèvement initial de la première sous-couche de la chaussée bitumineuse type (9,59 mm).

5.3.3.3 Coupe longitudinale de DCNANG (dalles courtes non armées non goujonnées)

La simulation réalisée représente une coupe longitudinale d'une structure de chaussée possédant un revêtement de DCNANG. Le modèle utilisé lors de la simulation est identique au modèle présenté à la section 5.2.2.3. Les résultats complets de simulation des soulèvements au gel en utilisant l'approche 2 sont présentés au Tableau 5.9.

Tableau 5.9 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une coupe longitudinale de dalles courtes non armées non goujonnées en utilisant l'approche par déformations imposées (SP initial = 2,51E-06)

Itération	Soulèvement initial visé (mm)	Surface de revêtement soulevé (m²)	Zone de soulèvement (m²)	Contrainte liée au déplacement du revêtement (kPa)	Nouveau SP (m²/°CH)	Soulèvement obtenu en considérant la déformation du revêtement (mm)
1	9,06	42,776	0,767	275,87	4,35E-07	1,57
2	3,61	37,741	0,804	231,98	5,914E-07	2,13
5	**2,56**	**35,172**	**0,830**	**209,52**	**6,92E-07**	**2,50**
4	1,49	23,500	0,909	127,78	1,23E-06	4,42
3	0,87	11,666	1,381	41,77	2,24E-06	8,08

Dans le Tableau 5.9, on peut remarquer qu'un soulèvement de 2,56 mm du revêtement permet l'application d'une contrainte verticale sur la frange gelée de 209,52 kPa. Cette contrainte verticale sur la frange gelée permet d'obtenir une prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace de 2,50 mm. Le revêtement de DCNANG permet de limiter le soulèvement à la première sous-couche de sol d'infrastructure puisque le soulèvement prévu est inférieur au soulèvement initial de la première sous-couche de la chaussée bitumineuse type (9,59 mm).

5.3.3.4 Coupe longitudinale de DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées)

La simulation réalisée représente une coupe longitudinale d'une structure de chaussée possédant un revêtement de chaussée de DCNAG. Le modèle utilisé lors de la simulation est identique au modèle présenté à la section 5.2.2.4. Les résultats complets de simulation des soulèvements au gel en utilisant l'approche 2 sont présentés au Tableau 5.10.

Tableau 5.10 Soulèvements liés à la formation de lentilles de glace dans une coupe longitudinale de dalles courtes non armées goujonnées en utilisant l'approche par déformations imposée (SP initial = 2,51E-06)

Itération	Soulèvement initial visé (mm)	Surface de revêtement soulevé (m²)	Zone de soulèvement (m²)	Contrainte liée au déplacement du revêtement (kPa)	Nouveau SP (m²/°CH)	Soulèvement obtenu en considérant la déformation du revêtement (mm)
1	8,32	66,650	0,767	429,83	1,48E-07	0,53
2	3,92	40,332	0,798	249,88	5,22E-07	1,88
5	**2,37**	**36,467**	**0,827**	**218,08**	**6,52E-07**	**2,35**
4	1,59	30,464	0,882	170,68	9,083E-07	3,28
3	0,58	8,388	2,102	19,73	2,61E-06	9,42

Dans le Tableau 5.10, on peut remarquer qu'un soulèvement de 2,37 mm du revêtement permet l'application d'une contrainte verticale sur la frange gelée de 218,08 kPa. Cette contrainte verticale sur la frange gelée permet d'obtenir une prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace de 2,35 mm. Le revêtement de DCNAG permet de limiter le soulèvement à la première sous-couche de sol d'infrastructure puisque le soulèvement prévu est inférieur au soulèvement initial de la première sous-couche de la chaussée bitumineuse type (9,59 mm).

5.4 Résumé du chapitre 5

Le chapitre 5 a permis de décrire la méthodologie utilisée dans le but d'établir une prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace en utilisant les deux approches proposées. Dans ce chapitre, les résultats de simulation par différences finies des soulèvements au gel pour les deux approches considérées ont aussi été présentés.

Le Tableau 5.11 présente un récapitulatif des soulèvements totaux mesurés à l'aide du logiciel de simulation par différences finies. L'analyse complète de ces résultats se trouve au chapitre 6.

Tableau 5.11 Récapitulatif des soulèvements totaux

Type de revêtement	**Soulèvements totaux liés à l'application d'une contrainte (A + B)***	**Soulèvements totaux liés à l'application d'une déformation (A + B)***
Coupe transversale et longitudinale d'enrobé bitumineux	101,00 mm (74,91 + 26,09)	101,00 mm (74,91 + 26,09)
Coupe transversale et longitudinale de béton armé continu	28,04 mm (1,95 + 26,09)	27,84 mm (1,75 + 26,09)
Coupe transversale de dalles courtes non armées	31,51 mm (5,42 + 26,09)	28,57 mm (2,48 + 26,09)
Coupe longitudinale de dalles courtes non armées, non goujonnées	34,70 mm (8,61 + 26,09)	28,59 mm (2,50 + 26,09)
Coupe longitudinale de dalles courtes non armées, goujonnées	29,21 mm (3,12+ 26,09)	28,44 mm (2,35 + 26,09)

* A : soulèvement lié à la formation de lentille de glace

B : soulèvement lié à la saturation du sol

CHAPITRE 6

ANALYSE DES RÉSULTATS DE SIMULATIONS DES SOULÈVEMENTS AU GEL

Suite aux simulations des soulèvements au gel sur les chaussées rigides, effectuées au chapitre 5, les résultats de prédictions obtenus ont permis de remarquer certaines tendances. Le chapitre 6 présente l'analyse des résultats et se divise en quatre sous-sections. Les deux premières présentent l'analyse des résultats de chacune des deux approches de prédiction des soulèvements au gel étudiées. La troisième section compare les résultats des deux approches entre eux et la quatrième section présente le dimensionnement d'une structure de chaussée rigide en respectant les tendances ressortant de l'analyse des résultats. Ce chapitre permet d'émettre, considérant les résultats de simulation obtenus, certaines recommandations quant au dimensionnement face au gel d'une structure de chaussée rigide. La Figure 6.1 présente les principales étapes traitées dans ce chapitre.

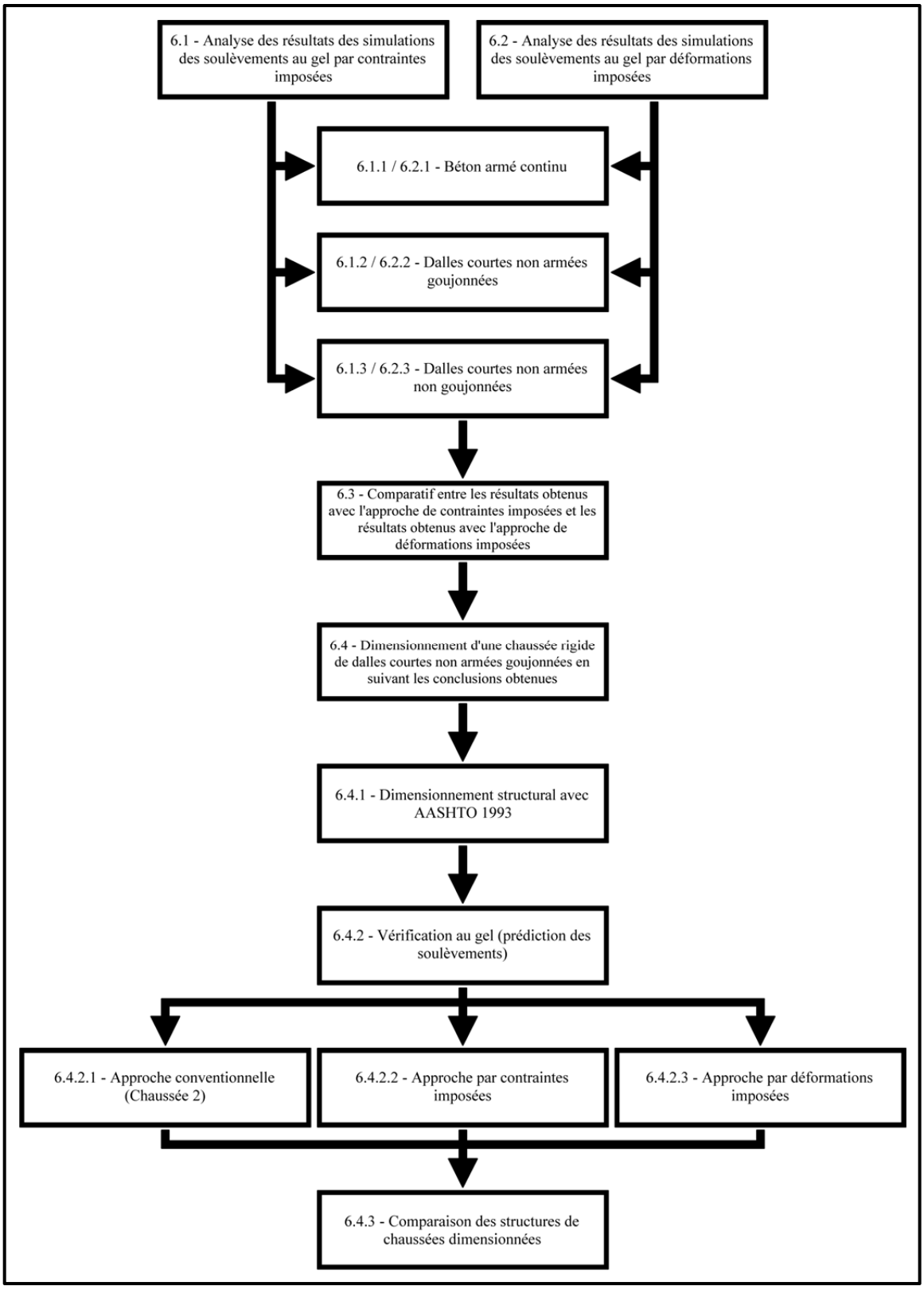


Figure 6.1 Principaux éléments traités au chapitre 6

Les étapes de simulation, les éléments simulés et le nombre de simulations réalisées sont présentés au Tableau 6.1. Ce tableau permet de résumer le parcours réalisé avec le logiciel de simulation FLAC 7,0 qui a mené à l'obtention des résultats finaux.

Tableau 6.1 Présentation et comptabilisation des simulations réalisées

Étapes de simulation	**Éléments simulés**	**Nombre de simulations différentes réalisées**
Familiarisation avec le logiciel d'analyse par différences finies FLAC 7,0	Simulation d'un cas de chargement d'une poutre doublement appuyée	30
Modélisation de la géométrie de la structure de chaussée dans le logiciel et vérification du bon fonctionnement de la modélisation	Simulation d'un cas de chargement simple de la structure de chaussée	10
Étude et définition du modèle de rupture Mohr-Coulomb et des caractéristiques des matériaux composant la modélisation	Simulation d'un cas de chargement simple de la structure de chaussée	40
Étude et définition des caractéristiques des interfaces entre les couches de matériaux composant la modélisation	Simulation d'un cas de chargement simple de la structure de chaussée	30
Étude et définition de l'application des contraintes représentant la formation de lentilles de glace	Simulation de différente grandeur de soulèvement des sous-couches de sol d'infrastructure	20
Réalisation de l'étude de la variation des paramètres (ANNEXE V)	Simulation d'un soulèvement au gel de 10 mm sur la structure de chaussée en utilisant différents paramètres de caractérisation des matériaux	150

Rapport-Gratuit.com

Tableau 6.1 Présentation et comptabilisation des simulations réalisées (suite)

Étapes de simulation	Éléments simulés	Nombre de simulation réalisée
Détermination des contraintes nécessaires à la création du soulèvement voulu dans la chaussée bitumineuse type	Simulation des soulèvements au gel sur les 10 sous-couches	30
Réalisation des simulations de soulèvement au gel en utilisant l'approche par contraintes imposées	Simulation des soulèvements au gel sur les 10 sous-couches pour chacun des types de revêtement rigide	40
Réalisation des simulations de soulèvement au gel en utilisant l'approche par déformations imposées	Simulation des soulèvements au gel sur les 10 sous-couches pour chacun des types de revêtement rigide	40
Total des simulations réalisées		**390**

6.1 Analyse des résultats des simulations de soulèvements au gel par contraintes imposées

Tel que mentionné dans le chapitre 5, dans le but d'effectuer les simulations de soulèvements au gel en utilisant l'approche 1, une structure de chaussée bitumineuse type a été dimensionnée. L'ODP_{SG} a ensuite été utilisé dans le but d'obtenir la grandeur des soulèvements de chacune des sous-couches du sol d'infrastructure gélif. Les contraintes nécessaires à la création des soulèvements dans la structure de chaussée bitumineuse ont été définies avec le logiciel de simulation. Ces contraintes ont ensuite été imposées dans les structures de chaussée rigide.

L'approche utilisée dans ces simulations des soulèvements au gel prétend que la formation de lentilles de glace imposera une contrainte similaire, peu importe la résistance à la déformation des couches composant la structure de chaussée. Les contraintes générées par la formation des lentilles de glace devraient être absorbées par les couches de matériau supérieures à la frange gelée. Plus ces couches sont résistantes à la déformation, plus la déformation engendrée par

une contrainte fixe devrait être faible. Comme les couches de fondation et de sous-fondation sont identiques pour les structures de chaussée bitumineuse et rigide, l'augmentation de résistance à la déformation devrait être entièrement liée au type de revêtement utilisé. La Figure 6.2 présente les soulèvements cumulatifs pour chacune des sous-couches du sol d'infrastructure pour tous les types de revêtements étudiés.

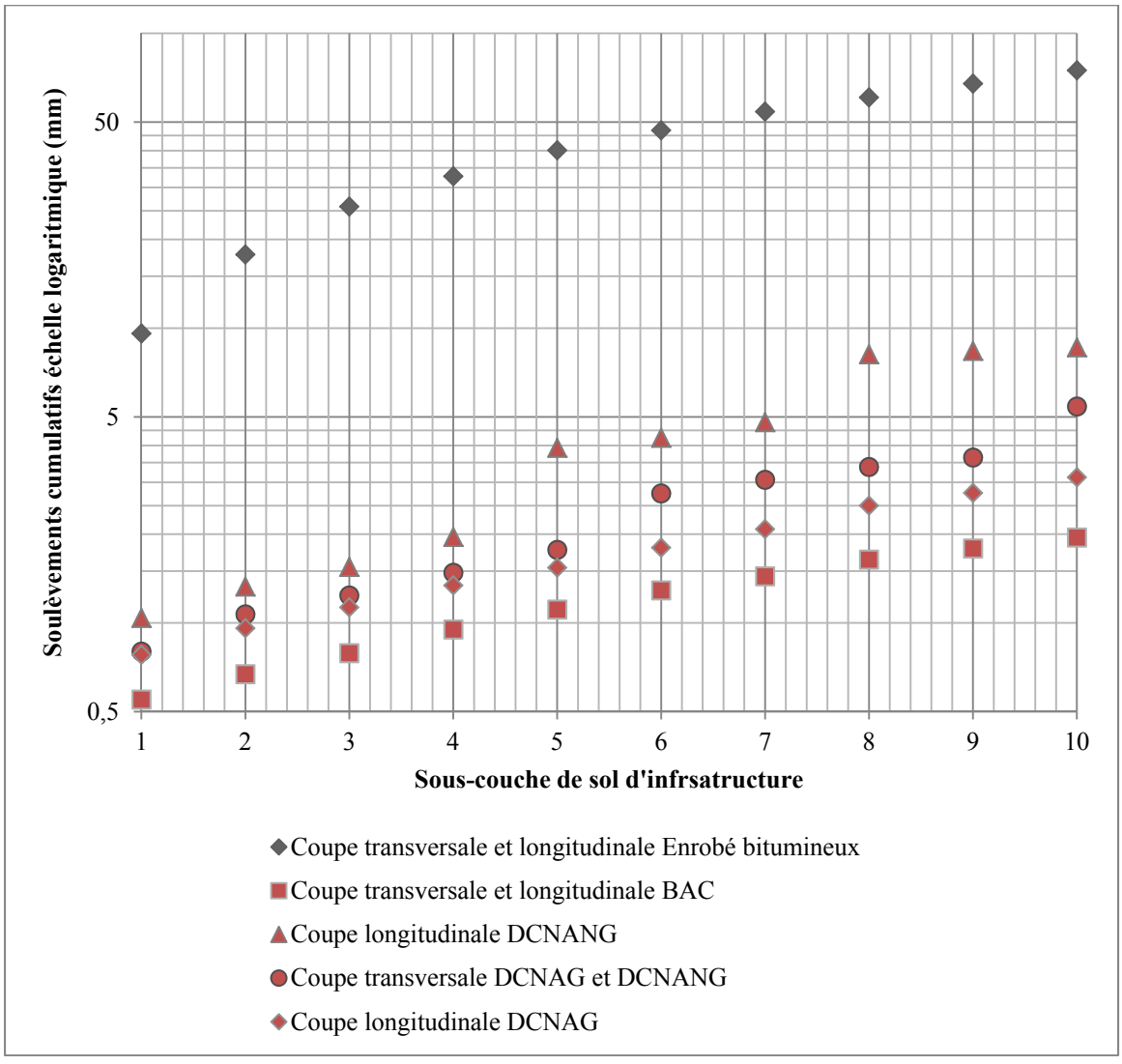


Figure 6.2 Soulèvements cumulatifs par sous-couche en utilisant l'approche par contraintes imposées

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

La Figure 6.2 montre une différence majeure entre le soulèvement de la chaussée à revêtement bitumineux et le soulèvement des chaussées à revêtement rigide. Tel que mentionné précédemment, l'augmentation de résistance à la déformation des revêtements rigides par rapport au revêtement bitumineux semble être à l'origine de cette différence. Le revêtement le plus performant face à la formation de lentilles de glace est le BAC suivi des DCNAG et DCNANG. Il est intéressant de remarquer que les prédictions de soulèvement au gel des revêtements rigides sont faibles, ils sont tout regroupés sous la barre des 10 mm.

La Figure 6.2 montre aussi que l'écart entre les prédictions de soulèvement des chaussées rigides est plus faible dans les premières sous-couches que dans les autres. Ce rapprochement pourrait s'expliquer par le chargement par étape lors de la réalisation des simulations. En effet, au fur et à mesure que les contraintes sont imposées sur le modèle, le revêtement est de plus en plus sollicité. Cette sollicitation devenant plus grande à chaque étape semble mettre en évidence la différence de résistance à la déformation des revêtements rigides.

6.1.1 BAC (Béton armé continu)

Théoriquement, le revêtement de BAC devrait être le revêtement rigide le plus performant puisqu'il se constitue d'une dalle de béton armée et continue. Dans la chaussée de BAC, l'armature est généralement positionnée au centre du revêtement sur l'épaisseur (Pavement Interactive, 2008). Le positionnement central de l'acier d'armature permet de garder les micros fissures fermés dans le but de limiter l'effritement de la surface de roulement et la pénétration de l'eau (Pavement Interactive, 2008). Par contre, ce positionnement limite la reprise, par l'acier d'armature, des contraintes en tension qui se développent lors d'un soulèvement dans la partie supérieure du revêtement. Donc, lors d'un soulèvement, seul le béton devrait permettre la reprise des contraintes en tension. Si les contraintes en tension restent sous la barre de la résistance en tension maximale du béton, soit 5 MPa, le revêtement de BAC ne devrait pas fissurer et devrait demeurer le revêtement rigide le plus performant face aux soulèvements. Lors des simulations réalisées sur le revêtement de BAC, l'imposition des contraintes verticales sur chacune des dix sous-couches de sol d'infrastructures engendre un soulèvement

total de 1,95 mm. La Figure 6.3 présente une vue en coupe longitudinale et transversale des contraintes en SXX dans la chaussée BAC après le soulèvement de 1,95 mm. Les contraintes SXX représentent les contraintes sur l'axe des X soit des contraintes en tension et en compression dans les cas étudiés. La figure présente seulement la demie de la chaussée étudiée, l'axe de symétrie se trouve à 15 m (1,5 x -10^1 sur la figure). Les axes X et Y sont en mètres et les contraintes sont en Pascal. La compression est identifiée par une contrainte négative (-) et la tension par une contrainte positive (+). Sur cette figure, il est possible de remarquer que la contrainte en tension présente dans le haut du revêtement ne dépasse pas 1 MPa. Aucune fissuration du revêtement de béton n'est à prévoir dans ce cas.

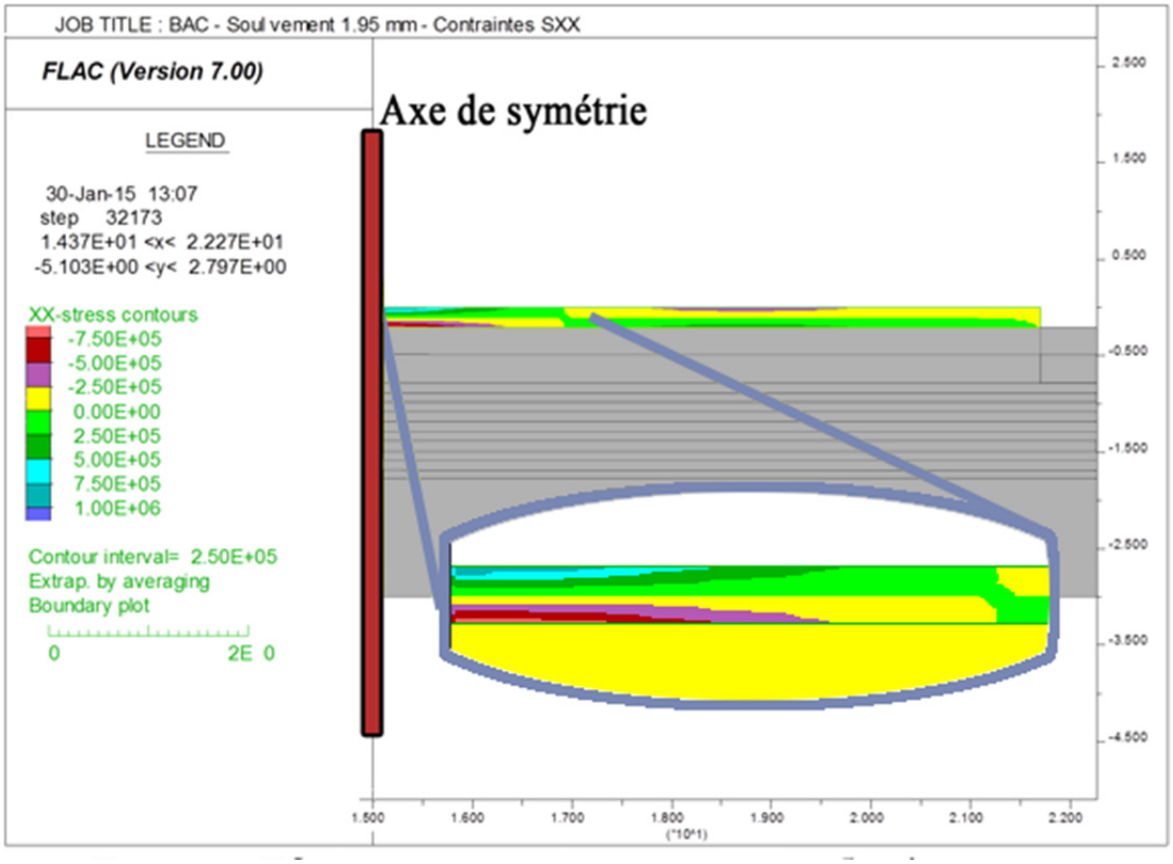


Figure 6.3 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement BAC lors d'un soulèvement de 1,95 mm en utilisant l'approche de contraintes imposées

Sur la Figure 6.3, on remarque que la tension en surface s'étend sur un rayon d'environ deux mètres et qu'ensuite, les contraintes en tension se déplacent vers le bas du revêtement. Cette situation se produit parce que le revêtement ne se trouve plus complètement appuyé au sol. Dans le cas étudié, la diminution des prédictions de soulèvement semble directement reliée à l'augmentation de résistance à la déformation du revêtement. Tel que présenté au Tableau 5.1, les soulèvements engendrés par l'application de contraintes fixes sur chacune des sous-couches sont relativement stables à l'exception de la première. Le soulèvement plus important de la première sous-couche pourrait s'expliquer par une légère compaction des matériaux supérieur et inférieur.

6.1.2 DCNAG (Dalles courtes non armées goujonnées)

Les DCNAG possèdent deux axes de coupe différente. La coupe transversale présente deux dalles de 3,7 mètres de largeur bordés par une dalle de 3 mètres de chaque côté. Les dalles sont reliées ensemble par des tirants de 15M de longueur de 450 mm installés à chaque 900 mm dans le sens de la longueur de la chaussée. La coupe longitudinale présente un grand nombre de dalles de 5 mètres de longueur reliées ensemble par des goujons de 25M de longueur de 450 mm installés à chaque 300 mm dans le sens de la largeur de la chaussée. La Figure 6.4 rappel avec une vue en plan des DCNAG la disposition des goujons dans le revêtement.

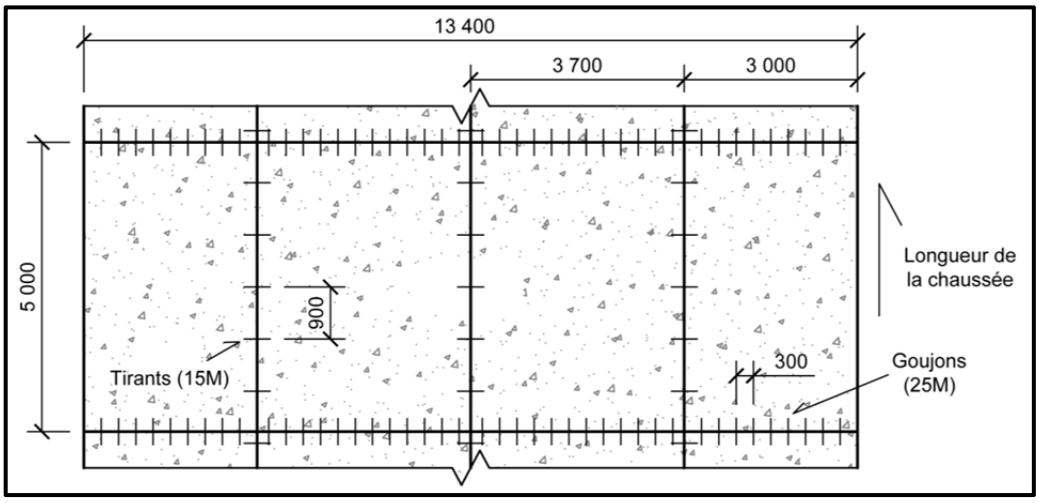


Figure 6.4 Vue en plan du revêtement de type DCNAG

Tel que présenté au Tableau 5.11, la coupe transversale, possédant des dalles de béton de moins grande dimension et possédant des tirants aux joints de plus faible diamètre et installés à une fréquence plus faible que les goujons, performe moins bien face aux soulèvements. Puisque la coupe transversale performe moins bien face aux soulèvements, il sera considéré que la coupe transversale gouverne la résistance face aux soulèvements du revêtement de DCNAG.

Lors des simulations sur la coupe transversale des DCNAG, la sollicitation ayant été appliquée directement sous un joint devrait permettre de simuler le pire des scénarios. Le joint ne devrait pas permettre pas une distribution efficace des contraintes en tension dans le revêtement puisque la partie supérieure des dalles n'est pas attachée. Le joint entre les dalles agit dans ce cas comme une rotule. La Figure 6.5 présente de façon amplifiée, l'effet de rotule remarqué. Cet effet est caractérisé, dans le joint central, par le transfert des contraintes en compression dans le bas du revêtement et par le transfert de certaines des contraintes en tension par le tirant.

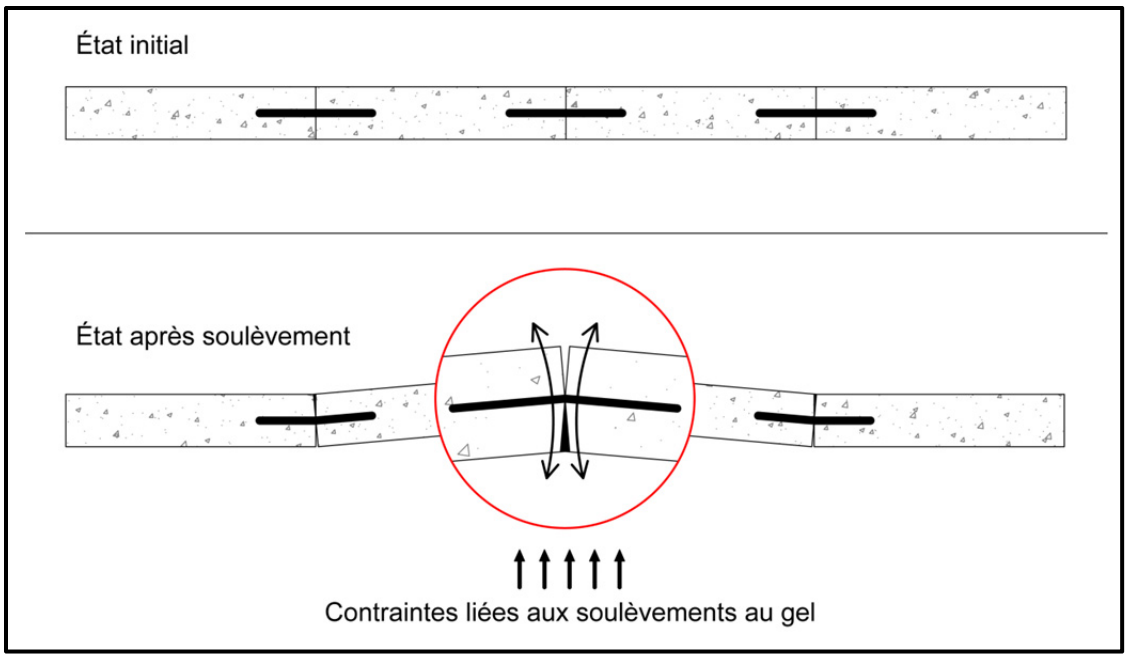


Figure 6.5 Présentation de l'effet de rotule dans la coupe transversale des DCNAG

Tel que présenté par le Tableau 5.2, le soulèvement total du revêtement de DCNAG se situe à 5,42 mm. L'augmentation de la prédiction de soulèvement au gel total par rapport à la chaussée de BAC semble être directement liée à la présence de joints dans le revêtement qui semblent réduire la résistance à la déformation totale du revêtement.

6.1.3 DCNANG (Dalles courtes non armées non goujonnées)

Les DCNANG possèdent aussi deux axes de coupes différentes. La coupe transversale présente deux dalles de 3,7 mètres de largeur bordées par une dalle de 3 mètres de chaque côté. Les dalles sont reliées ensemble par des tirants de 15M de longueur de 450 mm installés à chaque 900 mm dans le sens de la longueur de la chaussée. La coupe longitudinale présente un grand nombre de dalles de 5 mètres de longueur. Ces dalles ne sont pas reliées ensemble. La Figure 6.6 rappel avec une vue en plan des DCNANG la disposition de l'acier d'armature dans le revêtement.

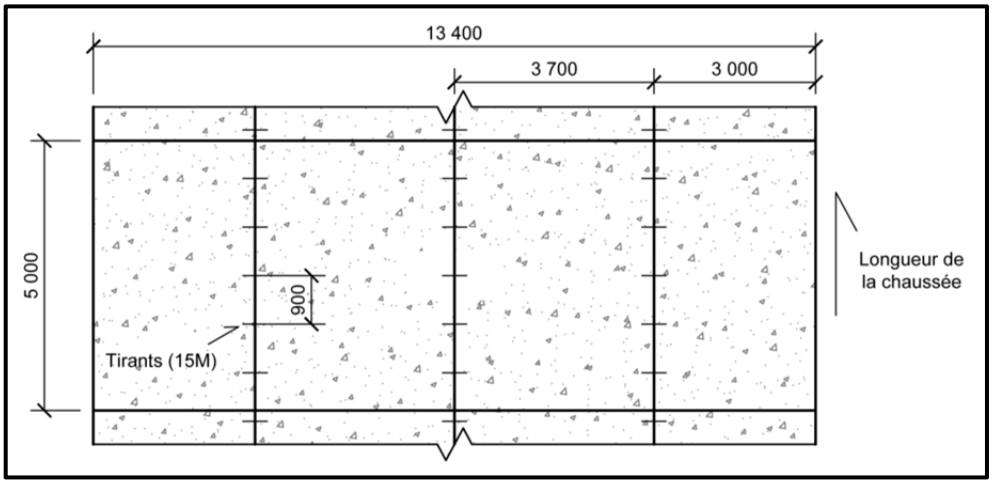


Figure 6.6 Vue en plan du revêtement de type DCNANG

Tel que présenté au Tableau 5.11, la coupe longitudinale, ne possédant pas d'acier d'armature, performe moins bien face aux soulèvements. Pour cette raison, il sera considéré que la coupe longitudinale gouverne la résistance face aux soulèvements du revêtement de DCNANG.

La sollicitation ayant aussi été appliquée directement sous un joint devrait permettre de simuler le pire des scénarios. De plus, ce joint ne possède pas d'acier d'armature. Tel que le présente la Figure 6.7, seules les contraintes en compression peuvent être transférées entre les dalles puisque dans les simulations, l'emboitement granulaire qui peut se produire dans un joint n'est pas simulé. Sur la figure, le soulèvement est imposé sous le joint de gauche. Des faibles contraintes en tension sont présentes dans le bas de la dalle qui est soulevée.

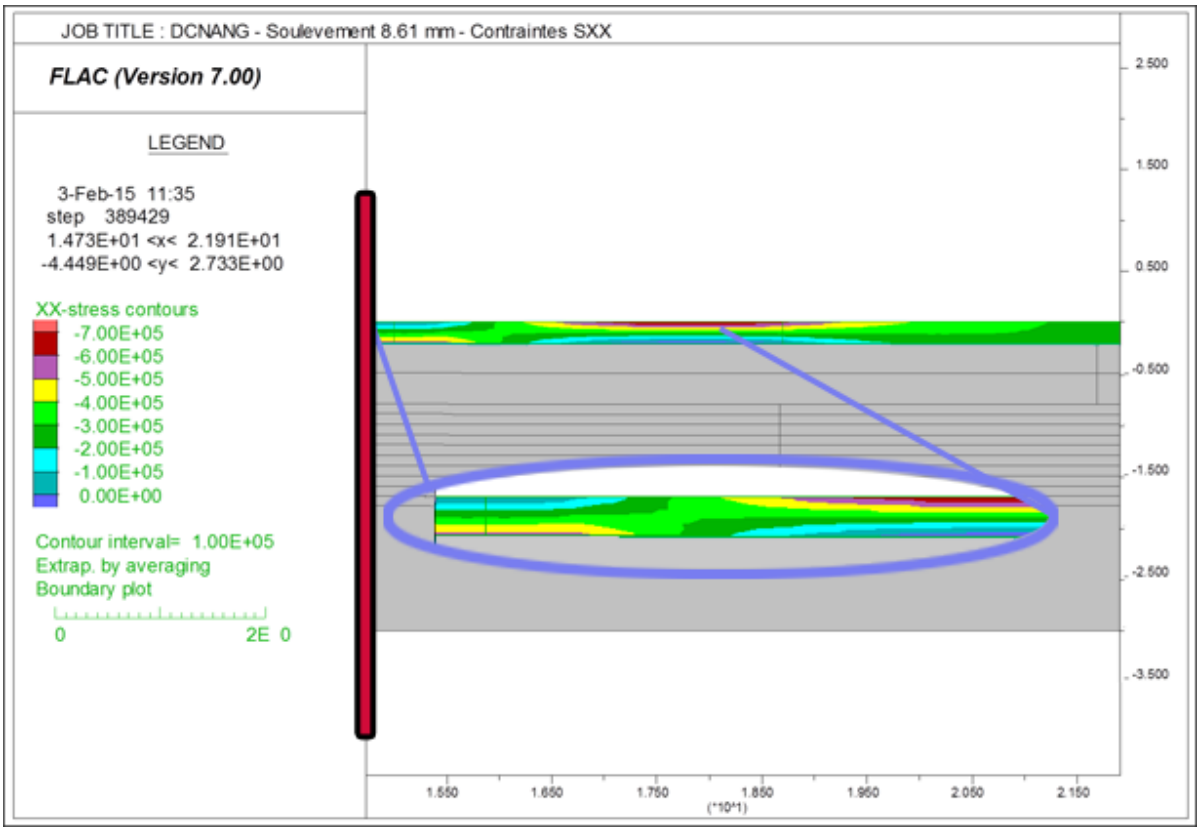


Figure 6.7 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement DCNANG lors d'un soulèvement de 8,61 mm en utilisant l'approche de contraintes imposées

Le Tableau 5.3 montre que le soulèvement total du revêtement de DCNANG s'élève à 8,61 mm. Il est intéressant de noter qu'une majorité des soulèvements se produisent dans trois sous-couches, la première (1,04 mm), la cinquième (1,97 mm) et la huitième (3,36 mm). L'hypothèse faite est que lors de l'application de la première contrainte sur le revêtement, les

dalles peuvent bouger latéralement jusqu'à ce qu'elles rencontrent une autre dalle. Suite à la rencontre de l'autre dalle, un blocage entre dalles semble s'effectuer. Le soulèvement important à la cinquième et à la huitième sous-couche pourrait être expliqué par le fait que la contrainte nécessaire à débloquer les dalles a été atteinte. Le revêtement ne peut plus contenir la contrainte liée au soulèvement, il doit alors se déplacer jusqu'à un blocage subséquent. Ces blocages crées des paliers de soulèvement, tel que présenté sur la Figure 6.8.

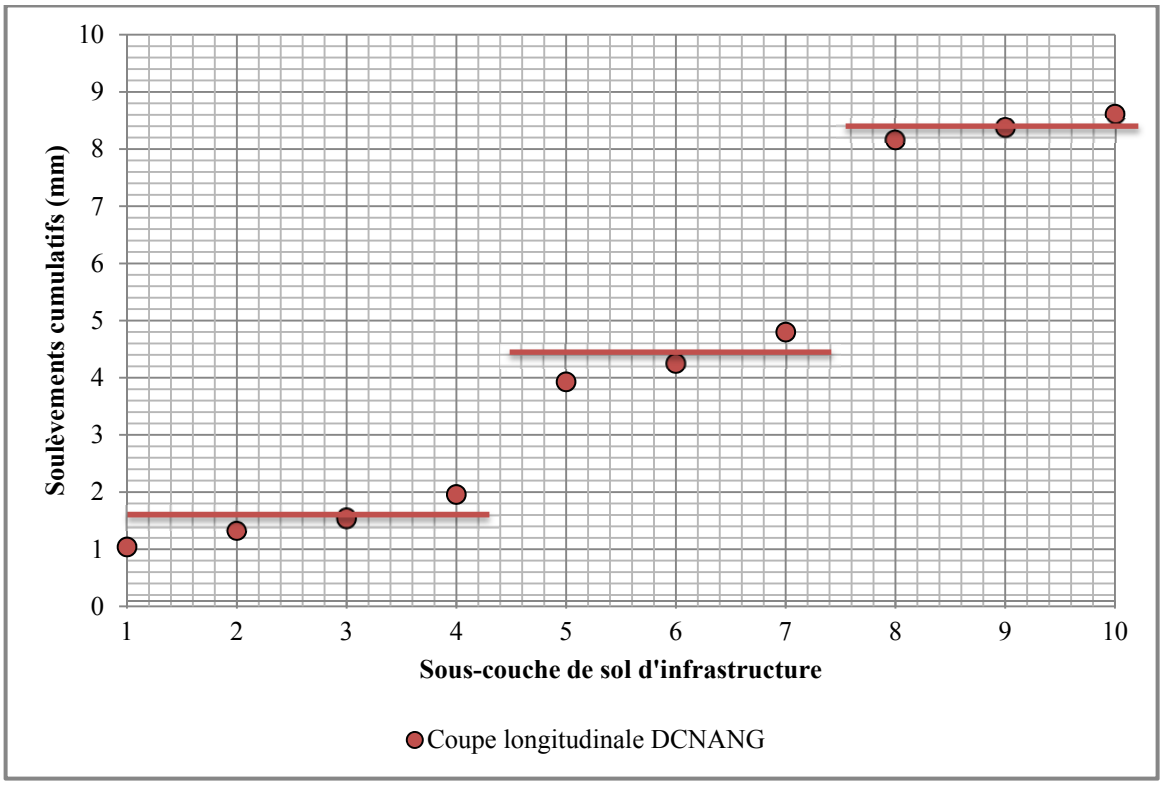


Figure 6.8 Soulèvements cumulatifs par sous-couche en utilisant l'approche par contraintes imposées pour la coupe longitudinale de DCNAG

6.1.4 Résumé de l'analyse des résultats de l'approche de contraintes imposées

L'approche par contraintes imposées prédit pour les trois revêtements rigides une réduction du soulèvement lié à la formation de lentilles de glace très importante par rapport à la prédiction de soulèvement pour la même structure de chaussée à revêtement bitumineux. Cette réduction semble entièrement due à l'augmentation de la résistance à la déformation du revêtement.

Les prédictions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace sont assez similaires pour les trois types de revêtement analysés. Cette similitude s'explique par l'application de la contrainte nécessaire au soulèvement du revêtement bitumineux qui est relativement faible. Une contrainte plus importante aurait engendré une sollicitation plus accrue des revêtements et aurait mis en évidence la différence de résistance à la déformation des revêtements rigides.

6.2 Analyse des résultats des simulations de soulèvement au gel par déformations imposées

Dans la série de résultats obtenue en considérant la deuxième approche, le soulèvement prévu par l'ODP_{SG} pour la chaussée bitumineuse type a été imposé sur les dix sous-couches de sol d'infrastructure des trois structures de chaussées rigides étudiées. Lors des simulations de soulèvements, les contraintes verticales sur la frange gelée ont été mesurées dans la section 5.3 et ont été utilisées comme surcharge appliquée dans l'équation de correction du SP. Une nouvelle prédiction des soulèvements qui prend en compte la correction du SP_0 a été calculée et a ensuite été appliquée sur la structure de chaussée rigide étudiée. Ce processus a été réalisé jusqu'à la stabilisation du soulèvement.

Le Tableau 6.2 présente les résultats de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace en fonction de la contrainte verticale appliquée sur la frange gelée pour chacun des revêtements étudiés en utilisant l'approche de déformations imposées. Dans ce tableau, ce veut un résumé de la Figure 6.9.

Tableau 6.2 Résultats de prédictions de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace avec l'approche de déformations imposées

Type de revêtement	**Prédiction de soulèvements (mm)**	**Contrainte verticale appliquée sur la frange gelée (kPa)**
BAC	1,75	260
Dalles courtes non armées goujonnées	2,48	210
Dalles courtes non armées non goujonnées	2,50	209

Rapport-Gratuit.com

La Figure 6.9 présente l'évolution entre le soulèvement initial visé et le soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement pour tous les types de revêtement rigide étudié. Sur cette figure, on peut voir que les revêtements de DCNANG et de DCNAG réagissent de façon similaire lors de l'imposition des soulèvements. Dans le cas du revêtement de BAC, il est possible de remarquer qu'il est beaucoup plus performant face au soulèvement. Le soulèvement final de tous les revêtements se veut le point où le soulèvement initial visé est équivalent au soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement.

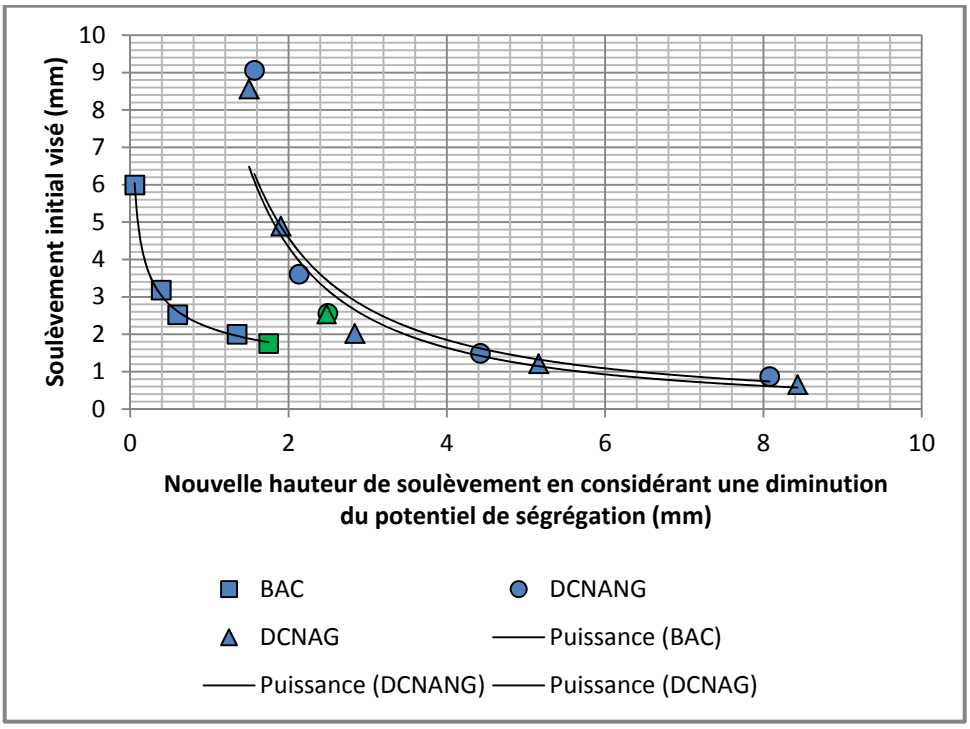


Figure 6.9 Comparaison entre le soulèvement initial visé et du soulèvement prévu en considérant la déformation du revêtement

6.2.1 BAC (Béton armé continu)

Dans le scénario étudié, le revêtement de BAC permet de limiter le soulèvement lié à la formation de lentilles de glace à 1,75 mm. Cette diminution est entièrement due à l'augmentation de contrainte verticale sur la frange gelée qui passe de 18 kPa à 260 kPa. Lors de la simulation effectuée, une largeur de revêtement de 7,40 mètres au centre du modèle se

sépare de la fondation granulaire et se retrouve uniquement appuyée sur la zone de soulèvement. Si on considère l'effet du soulèvement sur une zone circulaire, on obtient une surface de revêtement de 43,71 m² qui est appuyé uniquement sur une zone de soulèvement de 0,785 m². Le poids propre élevé de la dalle de béton et la zone de soulèvement relativement faible permettent l'imposition d'une grande contrainte verticale vers la frange gelée.

Lorsque le soulèvement est à son maximal, soit 1,75 mm, la contrainte en tension présente dans la partie supérieure du revêtement de BAC s'élève à 0,75 MPa. Cette contrainte se transforme en contrainte en compression en s'éloignant du centre du revêtement. Cette valeur est bien en dessous de la résistance en tension maximale du béton (5 MPa). La Figure 6.10 présente une vue en coupe longitudinale et transversale d'une partie des contraintes en tension et en compression dans le revêtement de BAC lors d'un soulèvement de 1,75 mm. Pour obtenir fissuration du revêtement de BAC dans le cas présent, un soulèvement d'environ 35 mm au centre du revêtement serait nécessaire. Ce soulèvement engendrait une contrainte en tension localisée dans la partie supérieure de la dalle, au-dessus de la zone de soulèvement, supérieure à 5 MPa, qui engendrait la rupture.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

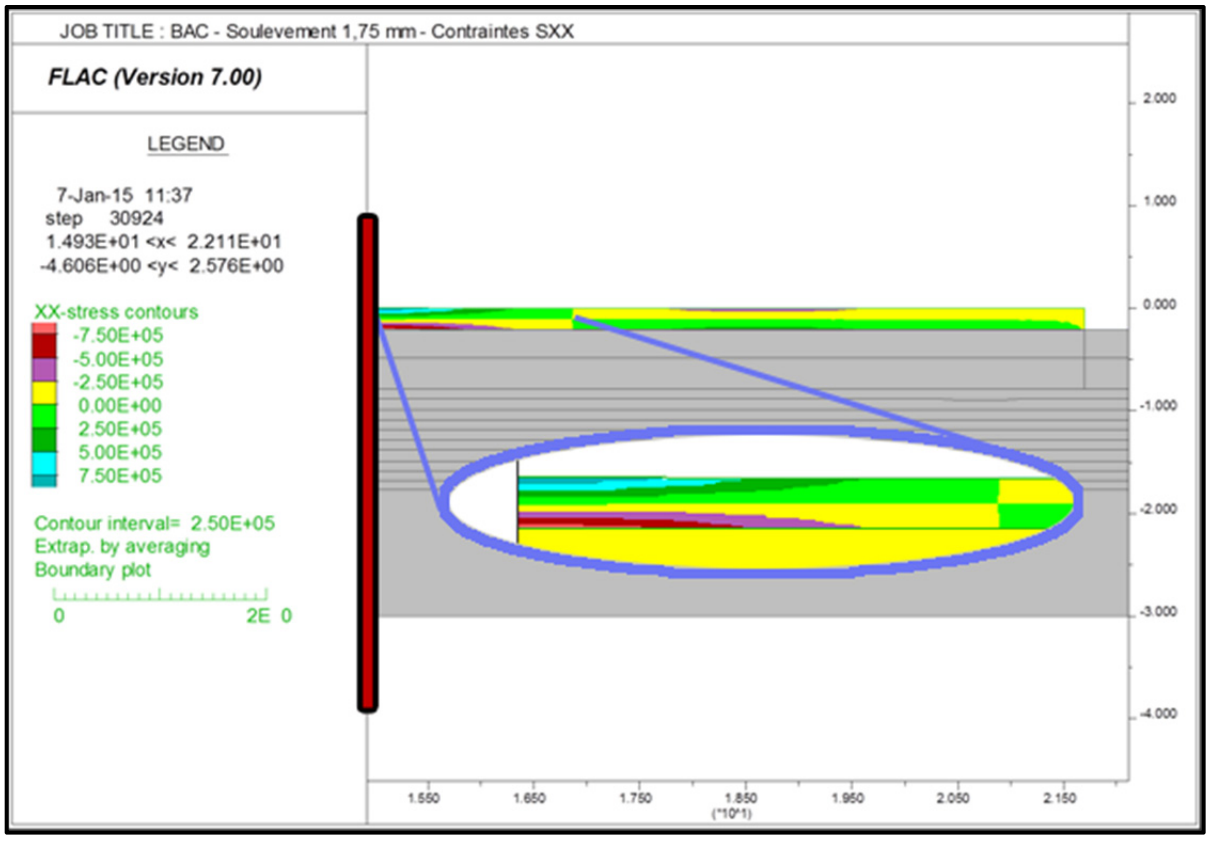


Figure 6.10 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement BAC lors d'un soulèvement de 1,75 mm en utilisant l'approche de déformations imposées

6.2.2 DCNAG (Dalles courtes non armées goujonnées)

Le revêtement de DCNAG possède deux coupes différentes à analyser, la coupe transversale et la coupe longitudinale. Tel que présenté au Tableau 5.11, la coupe transversale, possédant des dalles de béton de moins grande dimension et possédant de l'acier d'armature aux joints de plus faible diamètre installé à une fréquence plus faible, performe moins bien face aux soulèvements. Puisque la coupe transversale performe moins bien face aux soulèvements au gel, il sera considéré que la coupe transversale gouverne la résistance face aux soulèvements du revêtement de DCNAG.

Dans le scénario étudié, le revêtement de DCNAG permet de limiter le soulèvement lié à la formation de lentilles de glace à 2,48 mm. Cette diminution est entièrement due à l'augmentation de contrainte verticale sur la frange gelée qui passe de 18 kPa à 210 kPa.

La Figure 6.11 présente un vue en coupe transversale des contraintes en compression et en tension lors du soulèvement de 2,48 mm du revêtement de DCNAG. Dans cette figure, le soulèvement a été appliqué sous le joint central de la chaussée. Le joint central se trouve sur l'axe vertical complètement à gauche sur la figure.

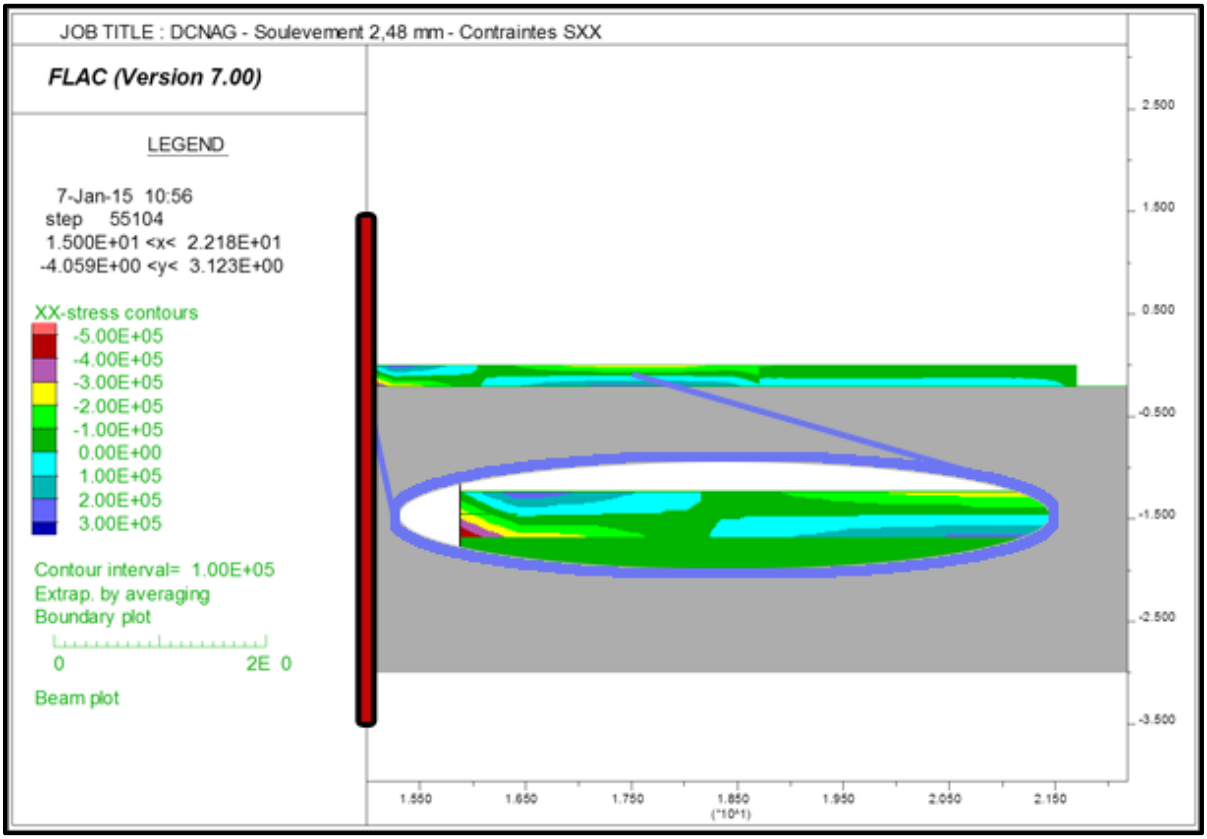


Figure 6.11 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement de dalles courte armées goujonnées lors d'un soulèvement de 2,48 mm

Dans la Figure 6.11, il est possible de remarquer la présence de contraintes en tension dans le haut du joint central. Ces contraintes en tension semblent être le fruit de la présence de tirants qui tentent de limiter l'espacement des dalles. On peut aussi remarquer un mouvement de

rotule autour des joints, phénomène présenté à la Figure 6.5. Cet effet de rotule permet aussi une augmentation la contrainte en compression dans le bas du joint central à plus de 0,5 MPa.

L'effet de roture semble aussi montrer que les joints créent une faiblesse dans le revêtement. Grâce au joint, le revêtement de DCNAG peut se déformer légèrement dans le but de mieux épouser la couche de sol support. Le comportement du revêtement de DCNAG face aux soulèvements se rapproche un peu du comportement de l'enrobé bitumineux. Le revêtement a tendance à mieux épouser son sol support ce qui diminue la contrainte verticale transmise à la frange gelée.

Sur la Figure 6.11, il est aussi possible de remarquer une contrainte en compression et une contrainte en tension dans le revêtement en lien avec une partie du revêtement non appuyée. En effet, lors du soulèvement central du revêtement de 2,48 mm, la dalle de béton de 3,7 mètres (à gauche sur la Figure 6.11) se retrouve presque entièrement soulevée. Elle est appuyée sur la zone de soulèvement sur 0,512 m au centre et près du joint à droite. En tout, elle est soulevée sur 3,340 mètres. Considérant un appui et un soulèvement circulaire, la section de dalle soulevée de 35,05 m² s'appuie sur 0,824 m². La contrainte verticale totale transmise à la frange gelée s'élève à 210 kPa.

6.2.3 DCNANG (Dalles courtes non armées non goujonnées)

Le revêtement de DCNANG possède deux coupes différentes à analyser, la coupe transversale et la coupe longitudinale. Les prédictions de soulèvements au gel pour les deux coupes sont relativement similaires. Cette similarité s'explique par le fait que bien que la coupe longitudinale du revêtement de DCNANG ne comporte pas d'acier d'armature pour transférer les charges entre les dalles, un certain transfert s'effectue tout de même grâce à un blocage entre dalles. Par contre, tel que présenté au Tableau 5.11, la coupe longitudinale performe moins bien face aux soulèvements. Puisque la coupe longitudinale performe moins bien face aux soulèvements au gel, il sera considéré que la coupe longitudinale gouverne la résistance face aux soulèvements du revêtement de DCNANG.

Le phénomène de rotule aux joints entre les dalles, présenté à la Figure 6.5, est aussi présent dans la coupe longitudinale lorsque la sollicitation est imposée sous le joint. Par contre, seules les contraintes en compression peuvent être transférées via les joints sans armature. La Figure 6.12 présente une coupe longitudinale des contraintes en tension et en compression présentes dans la coupe longitudinale lors du soulèvement de 2,50 mm d'un revêtement de DCNANG.

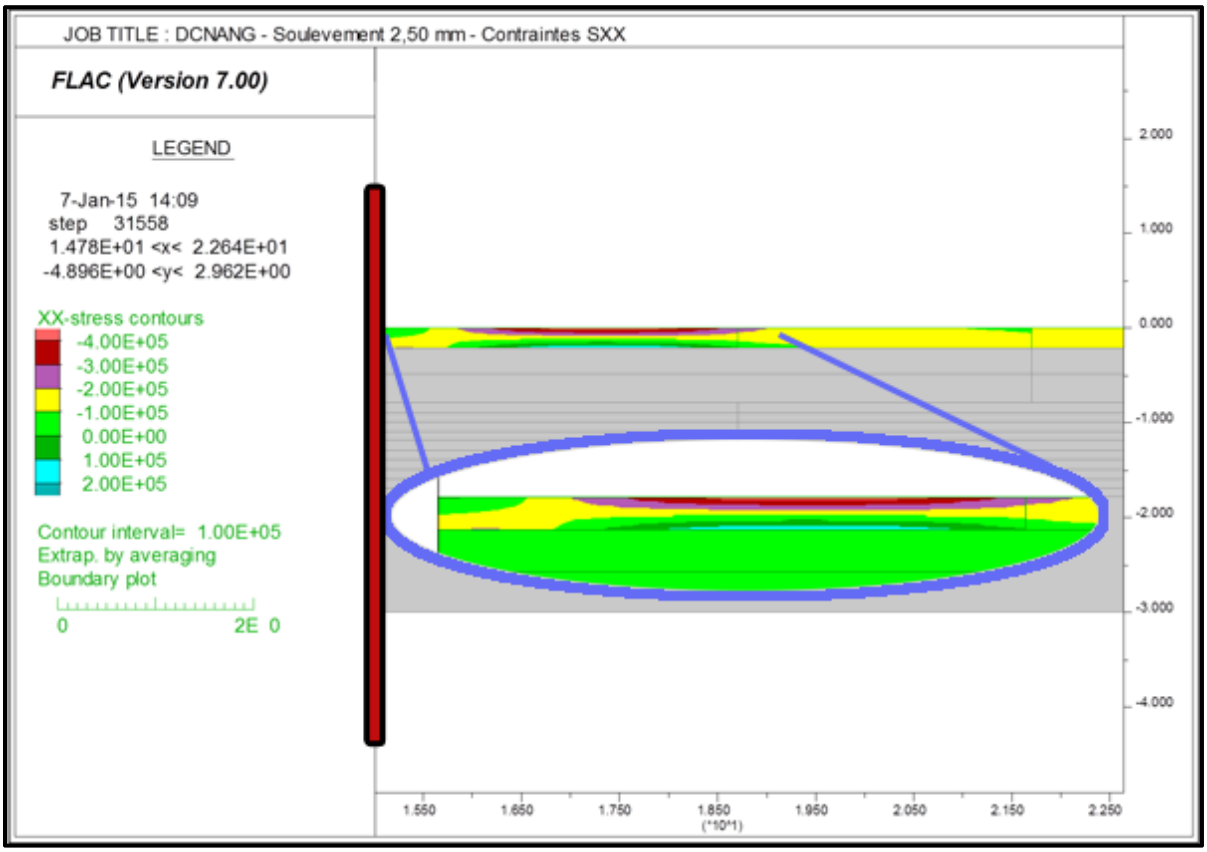


Figure 6.12 Contraintes en tension et en compression dans le revêtement de dalles courte armées non goujonnées lors d'un soulèvement de 2,50 mm

Sur cette figure il est possible de voir le transfert de contrainte en compression entre les dalles. Il est aussi possible de remarquer des contraintes en tension et en compression dans le haut et dans le bas de la dalle à gauche, sur la Figure 6.12, dues à un soulèvement au centre du revêtement de 2,50 mm. Ces contraintes sont liées au fait que, lors du soulèvement du revêtement de 2,50 mm, la dalle à gauche n'est pas appuyée en son centre. Elle est appuyée sur la zone de soulèvement sur 0,514 m au centre et près du joint à droite. En tout, la dalle est

soulevée sur 3,346 mètres. Considérant un appui et un soulèvement circulaire, la section de dalle soulevée s'appuie sur 0,830 m² et la grandeur de la section de dalle soulevée s'élève à 35,172 m². La contrainte verticale totale transmise à la frange gelée s'élève à 209,52 kPa.

6.2.4 Résumé de l'analyse de l'approche de déformations imposées

L'approche par déformations imposées prédit pour les trois revêtements rigides une réduction du soulèvement lié à la formation de lentilles de glace très importante, de l'ordre de 97%, par rapport à la prédiction de soulèvement de la même structure de chaussée possédant un revêtement bitumineux. Cette réduction est entièrement due un soulèvement d'une partie du revêtement et à la diminution de la surface contact entre le revêtement et le sol support.

La deuxième approche de prédiction se voulait aussi un moyen de déterminer le soulèvement possible maximal d'un revêtement de chaussée rigide. Dans tous les types de revêtement étudiés, la limitation totale de la prédiction de soulèvement a été obtenue dans la première sous-couche de sol d'infrastructure. Une contrainte en tension suffisante à engendrer la rupture du revêtement, quel qu'il soit, n'a jamais été atteinte.

Les prédictions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace sont relativement similaires pour les trois types de revêtement analysés. Cette similitude s'explique encore une fois par le faible soulèvement du revêtement. Un soulèvement plus important aurait imposé une sollicitation plus accrue du revêtement et aurait pu causer la fissuration et la rupture des dalles de béton ce qui aurait permis une augmentation des prévisions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace.

6.3 Comparatif entre les résultats obtenus avec l'approche par contraintes imposées et les résultats obtenus avec l'approche par déformations imposées

Une fois les deux approches de prédictions des soulèvements au gel sur chaussées rigides analysées, une comparaison entre les résultats de prédictions obtenues pour chacune des approches a été réalisée. La Figure 6.13 présente toutes les prédictions de soulèvement obtenu

avec les deux approches étudiées pour chacune des sous-couches de sol d'infrastructure et chacun des types de revêtement.

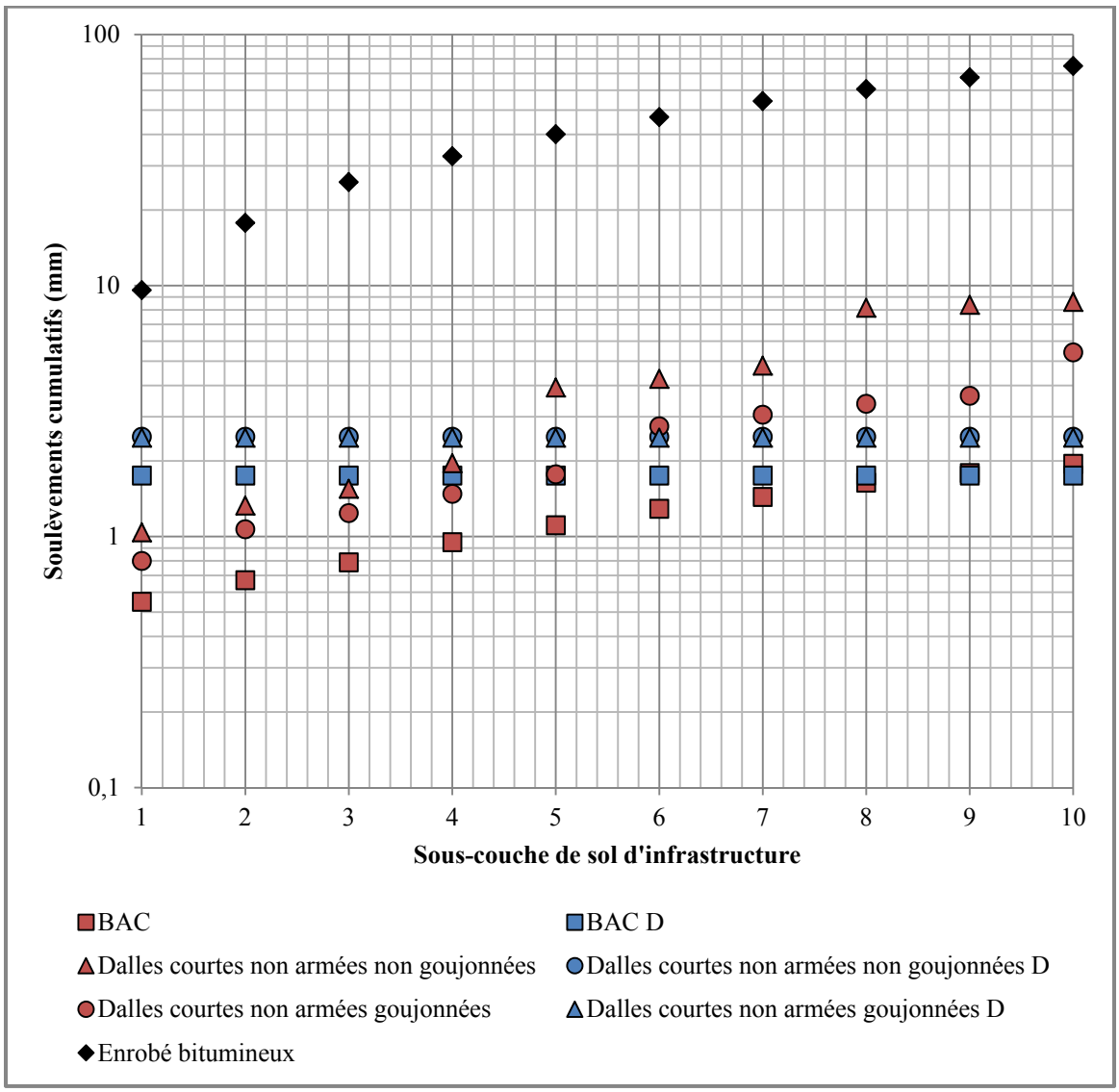


Figure 6.13 Soulèvements cumulatifs de tous les revêtements étudiés en considérant les deux approches de prédictions des soulèvements au gel (échelle logarithmique en Y), le suffixe D a été ajouté aux résultats considérant l'approche par déformations imposées

Sur la Figure 6.13, il est possible de remarquer que toutes les prédictions de soulèvement sur les chaussées rigides sont dans le même ordre de grandeur. Une réduction importante des

prédictions de soulèvements comparativement à la chaussée bitumineuse est remarquée pour les deux approches utilisées. La réduction des prévisions des soulèvements semble entièrement due à l'augmentation de résistance à la déformation du revêtement. Dans la première approche, un revêtement plus résistant à la déformation est moins influencé par une contrainte fixe qu'un revêtement peu résistant à la déformation. Dans la deuxième approche, la résistance à la déformation du revêtement permet une augmentation de la charge sur la frange gelée et ainsi une réduction de la déformation du revêtement.

Sur la Figure 6.13, il est aussi possible de remarqué que lors de l'utilisation de l'approche 1, chacune des sous-couches de sol d'infrastructure gonfle et l'addition de ces soulèvements engendre un soulèvement total du revêtement. Dans l'approche 2, le soulèvement s'effectue entièrement dans la première sous-couche de sol d'infrastructure. Cette différence s'explique par la méthodologie utilisée dans le but de simuler les soulèvements dans la structure de chaussée. Dans l'approche 1, la contrainte nécessaire pour faire gonfler de la grandeur voulue chacune des sous-couches de sol d'infrastructure de la chaussée bitumineuse type a été déterminée. Les contraintes déterminées ont ensuite été appliquées, sur leurs sous-couches respectives, dans les structures de chaussées rigides. Tandis que dans l'approche 2, lors de l'application du premier soulèvement sur les chaussées à revêtement rigide, la contrainte nécessaire à limiter complètement la prédiction de soulèvement a été obtenue.

Tel que le présente les Figure 6.3, Figure 6.7, Figure 6.9, Figure 6.10, Figure 6.11 et Figure 6.12, les contraintes en tension et en compression dans le revêtement ont toujours été inférieures à leurs limites respectives ne causant pas de fissuration. Pour dépasser ces limites, il aurait été nécessaire d'imposer de plus grandes déformations sur les revêtements. Tel que mentionné à la section 6.2.1, dans le cas du revêtement de BAC, une déformation de 35 mm aurait engendré une contrainte en tension supérieure à la limite et ainsi la rupture du revêtement.

Les prédictions totales de soulèvements au gel entre les deux approches sont assez similaires. Par contre, tel que mentionné précédemment, la méthodologie pour atteindre ces prédictions

est très différente. Dans l'utilisation de l'approche 1, il est supposé que les contraintes développées par la formation de lentilles de glace dans une structure de chaussée sont identiques, peu importe la résistance à la déformation des matériaux supérieurs. Par contre, lors de la solidification de l'eau en glace, la contrainte développée peut atteindre plus de 100 MPa. Donc, théoriquement, l'eau se transforme en glace si elle n'est pas confinée à plus de 100 MPa. Dans les simulations réalisées dans le cadre de ce travail, les contraintes ne dépassent jamais 1 MPa. La transformation de l'eau en glace devrait engendrée une contrainte suffisante dans le but de permettre le changement de phase de l'eau en glace. Par contre, le phénomène de formation de lentilles de glace est beaucoup plus complexe que le changement de volume de l'eau. Ce phénomène se base sur la remontée capillaire de l'eau, habituellement par la nappe phréatique, dans la partie gelée du sol. Considérant cette complexité et le fait que l'action de la formation de lentilles de glace dans une structure de chaussée soit peu couvertes dans la littérature, cette approche a toute de même été considérée comme valable.

De l'autre côté, l'approche 2 se base sur le soulèvement du revêtement dans le but d'augmenter la surcharge sur la frange gelée. Lors des simulations, un seul soulèvement ponctuel lié à la formation de lentilles de glace ponctuelle a été considéré. Le fait de considérer plus d'un soulèvement aurait augmenté la dimension de la zone de soulèvement, zone centrale où le revêtement s'appuie, et ainsi réduit la surcharge sur la frange gelée pour augmenter les prévisions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace. Dans un cas réel, il est très difficile de prédire avec précision la dimension de la zone de soulèvement. Par contre, dans le manuel d'utilisation du logiciel Chaussée 2, il est spécifié que soulèvement maximal admissible se doit d'être différentiel (St-Laurent, 2006). Habituellement, il devrait être possible de le mesurer in situ à l'aide d'un jalon de 2 mètres de longueur. C'est pourquoi une dimension arbitraire de 1 mètre de diamètre a été donnée au soulèvement simulé.

Bien que la comparaison de prédictions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace pour les deux approches ait été réalisée, les données recueillies ne permettent pas de déterminer si une des deux approches est préférable. Pour ce faire des essais théoriques ainsi que des vérifications en chantier supplémentaires sont nécessaires. Les deux approches se

Rapport-Gratuit.com

basent sur des concepts valables et sur un modèle de prédiction de soulèvements au gel utilisé lors de la conception de chaussée au Québec. Il est intéressant de remarquer que les prédictions de soulèvements au gel pour les deux approches sont très similaires. L'écart maximal entre les deux approches de prévision des soulèvements se situe à 6,11 mm dans le cas des DCNANG ce qui représente un peu plus de 8% d'écart par rapport à la prévision de soulèvement initiale de 74,91 mm. Dans la section suivante, les deux approches ont été utilisées dans le but de dimensionner une chaussée rigide de DCNAG. Ce dimensionnement est le dénouement de cette recherche. Il permettra de faire ressortir les différences entre le dimensionnement face au gel d'une structure de chaussée bitumineuse et une structure de chaussée rigide.

6.4 Dimensionnement d'une chaussée rigide de DCNAG (dalles courtes non armées goujonnées) en suivant les conclusions obtenues

Une fois l'analyse des résultats complétée, il serait intéressant de comparer le dimensionnement d'une structure de chaussée bitumineuse au dimensionnement d'une structure de chaussée rigide. La structure de chaussée rigide sera composée de DCNAG. Ce type de chaussée a été choisi puisque, selon les résultats de soulèvement au gel obtenu précédemment, elle performe bien face au soulèvement. De plus, ce type de chaussée rigide est très fréquemment utilisé lors de conception de chaussée rigide au travers de l'Amérique du Nord (American Concrete Pavement Association, 2005). Le dimensionnement des chaussées sera fait en deux volets. Un dimensionnement structural en utilisant la méthode de dimensionnement AASHTO 1993 et un dimensionnement face au gel en utilisant les approches développées dans ce mémoire. La comparaison entre les structures de chaussée dimensionnée permettra de mettre en lumière les différences entre les épaisseurs de couches composant la structure de chaussée. Un volet de cette comparaison se voudra aussi une estimation des coûts de construction reliés à chacune des structures de chaussée dimensionnée. Ayant déjà une structure de chaussée bitumineuse dimensionnée à l'ANNEXE I, cette structure sera utilisée. Pour le dimensionnement des structures de chaussées de DCNAG, la même localisation ainsi que le même sol d'infrastructure seront considérés. En résumé, une structure de chaussée de DCNAG sera dimensionnée structuralement. Cette structure sera alors vérifiée face au gel en utilisant les deux approches développées dans ce mémoire.

6.4.1 Dimensionnement structural avec AASHTO 1993

Le volet structural de la chaussée rigide a été effectué avec le logiciel WINPAS. Ce logiciel permet le dimensionnement d'une structure de chaussée selon la méthode de dimensionnement AASHTO 1993. Il permet le dimensionnement d'une chaussée possédant un revêtement de DCNAG. Les mêmes données concernant le trafic, l'environnement et les types des matériaux que pour la structure de chaussée bitumineuse type dimensionnée à l'ANNEXE I ont été utilisées.

Les données entrantes nécessaires ainsi que l'épaisseur de la dalle de béton sont présentées à la Figure 6.14.

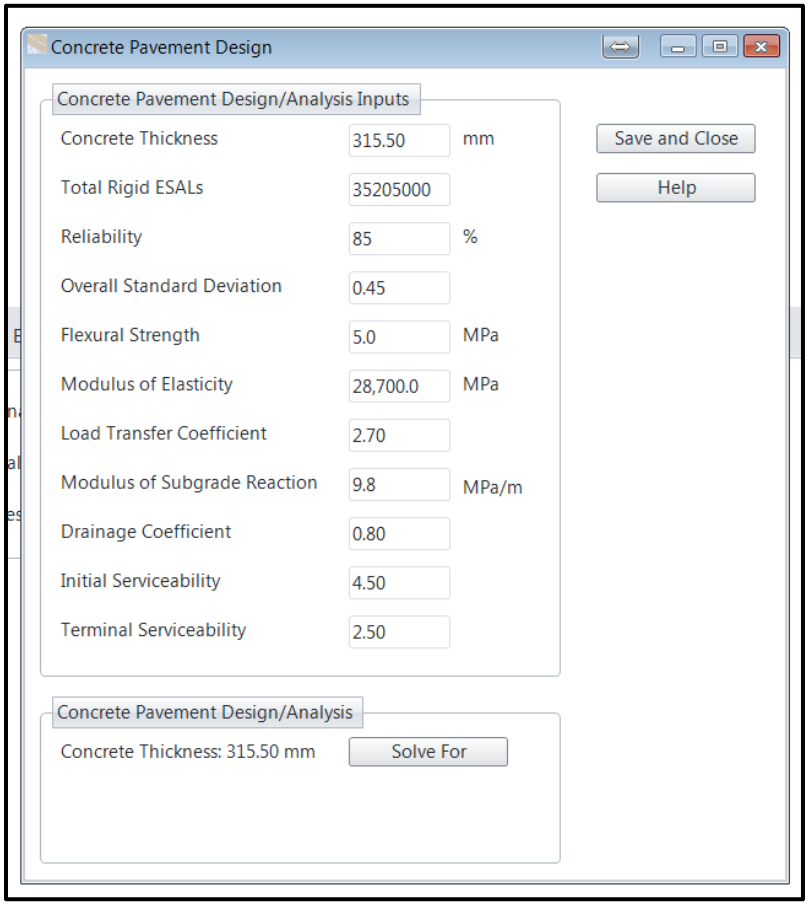


Figure 6.14 Données nécessaires pour le dimensionnement avec la méthode AASHTO 1993

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le nombre d'ÉCAS (ESALs dans la figure) est défini en fonction de l'ÉCAS de la chaussée bitumineuse. Un facteur de 1,5 est applicable dans le but de modifier l'ÉCAS d'une chaussée bitumineuse vers un ÉCAS de chaussée rigide (AASHTO, 1993). La Figure 6.15 présente comment le coefficient de transfert de charge a été déterminé. La Figure 6.16 présente avec quelles valeurs le module de réaction du sol d'infrastructure a été déterminé.

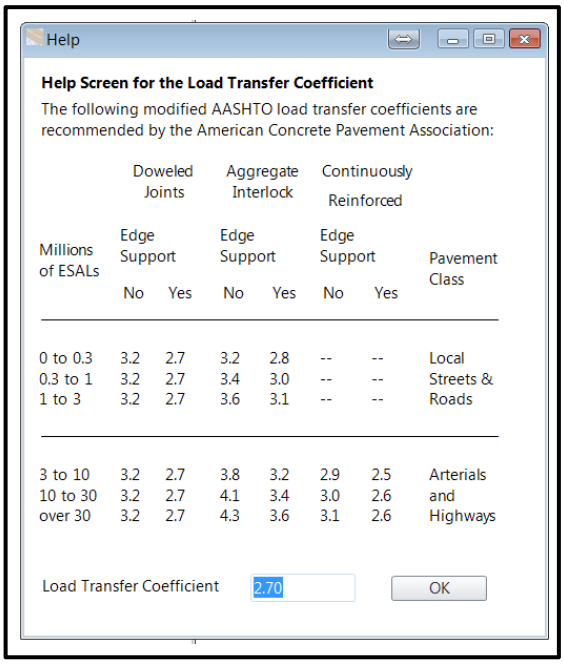


Figure 6.15 Détermination du coefficient de transfert de charge

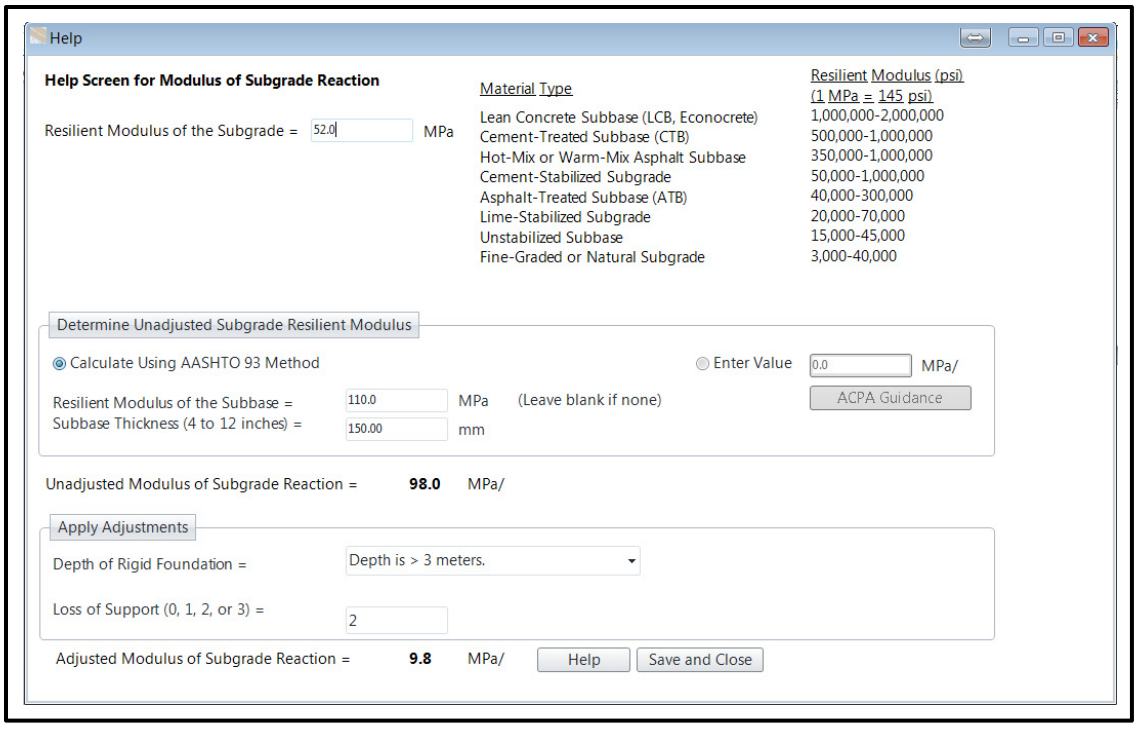


Figure 6.16 Détermination du module de réaction du sol d'infrastructure

Au final, le dimensionnement structural de la structure de chaussée rigide comporte un revêtement de DCNAG de 325 mm d'épaisseur sur une fondation de matériaux granulaire de type MG-20 de 150 mm d'épaisseur. Cette fondation est directement appuyée sur le sol d'infrastructure argileux.

6.4.2 Vérification au gel (prédiction des soulèvements)

Une vérification au gel en suivant l'approche conventionnelle du logiciel Chaussée 2, pour la chaussée bitumineuse, ainsi qu'en suivant les deux approches de prédictions proposées dans ce projet, pour les chaussées rigides, a été effectuée dans cette section.

6.4.2.1 Vérification au gel - Approche conventionnelle (Chaussée 2)

Puisque la structure de chaussée bitumineuse type a été utilisée dans cette vérification, la prédiction des soulèvements au gel effectué à l'aide du logiciel Chaussée 2 demeure la même,

soit 101 mm. De ce 101 mm de soulèvement au gel précédemment déterminé, 26,09 mm sont liés au gonflement de l'eau interstitielle présente dans le sol gélif et 74,91 mm sont liés à la formation de lentilles de glace. Pour limiter les soulèvements à un niveau acceptable pour une chaussée de type autoroute ou grande route, soit 50 mm, il faut ajouter une surépaisseur de 700 mm à la sous-fondation granulaire dans le but d'obtenir une épaisseur totale de sous-fondation granulaire de 1000 mm.

6.4.2.2 Vérification au gel - Approche par contraintes imposées

L'approche par contraintes imposées se résume à imposer les contraintes liées à la formation de lentilles de glace d'une chaussée bitumineuse sur une structure de chaussée rigide identique à l'exception du revêtement. Les résultats obtenus montrent que les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace s'élèvent à 11,60 mm dans le cas de la chaussée possédant un revêtement de DCNAG. À ce 11,60 mm, il est nécessaire d'ajouter les soulèvements liés au gonflement de l'eau interstitielle calculé à 22,46 mm selon l'équation (1.12). Les soulèvements totaux s'établissent donc à 34,06 mm. Les résultats obtenus, en utilisant l'approche par contraintes imposées montrent qu'il n'est pas nécessaire d'ajouter une couche de sous-fondation granulaire dans le but d'atténuer la profondeur de gel. Les soulèvements au gel totaux sont acceptable (< 50 mm) en étant à 34,06 mm.

6.4.2.3 Vérification au gel - Approche par déformations imposées

Lors de l'application des déformations, la contrainte appliquée par le soulèvement du revêtement a été mesurée. Cette contrainte a permis de recalculer la prédiction de soulèvement et ainsi obtenir une prédiction de soulèvement lié à la formation de lentilles de glace en considérant l'augmentation de surcharge sur la frange gelée. Les résultats de prédictions obtenus montrent que les soulèvements liés à la formation de lentilles de glace s'élèvent à 1,65 mm. À ce 1,65 mm, il est nécessaire d'ajouter les soulèvements liés au gonflement de l'eau interstitielle calculé à 22,46 mm, toujours selon l'équation (1.12). Les soulèvements au gel totaux s'établissent donc à 24,11 mm. Selon les prédictions de soulèvement au gel, en utilisant l'approche par déformations imposées, il n'est pas nécessaire d'ajouter une couche de sous-

fondation granulaire dans le but d'atténuer la profondeur de gel. Les soulèvements au gel totaux sont acceptable (< 50 mm) en étant à 22,46 mm.

6.4.3 Comparaison des structures de chaussées dimensionnées

Suite à la vérification au gel de la chaussée rigide en utilisant les deux approches présentées, deux dimensionnements de chaussées rigides identiques ont été obtenus. La structure de chaussée obtenue se compose de :

- revêtement : Dalles courtes de béton armées goujonnées de 325 mm d'épaisseur (10 mm ont été ajouté sur l'épaisseur nécessaire de la dalle dans le but de permettre des futurs travaux d'entretien sans compromettre la structure de la chaussée);
- fondation : Matériau granulaire de type MG-20 de 150 mm d'épaisseur;
- sol d'infrastructure : Argile de type CL avec Ip > 12 (IL<0,9).

Dans le but de présenter les résultats, le sol d'infrastructure exposé au gel de la structure de chaussée rigide a été divisé en douze sous-couches. L'ajout de deux sous-couches, comparativement à la division du sol d'infrastructure de la structure de chaussée bitumineuse type, a été nécessaire dans le but de pallier le fait que la structure de chaussée rigide est moins épaisse que la structure de chaussée bitumineuse type. La Figure 6.17 présente la coupe transversale de la structure de chaussée rigide ainsi que les douze sous-couches simulées. La coupe transversale a été simulée puisque, selon les résultats de soulèvements obtenus au chapitre 5, cette coupe gouverne la performance du revêtement de DCNAG.

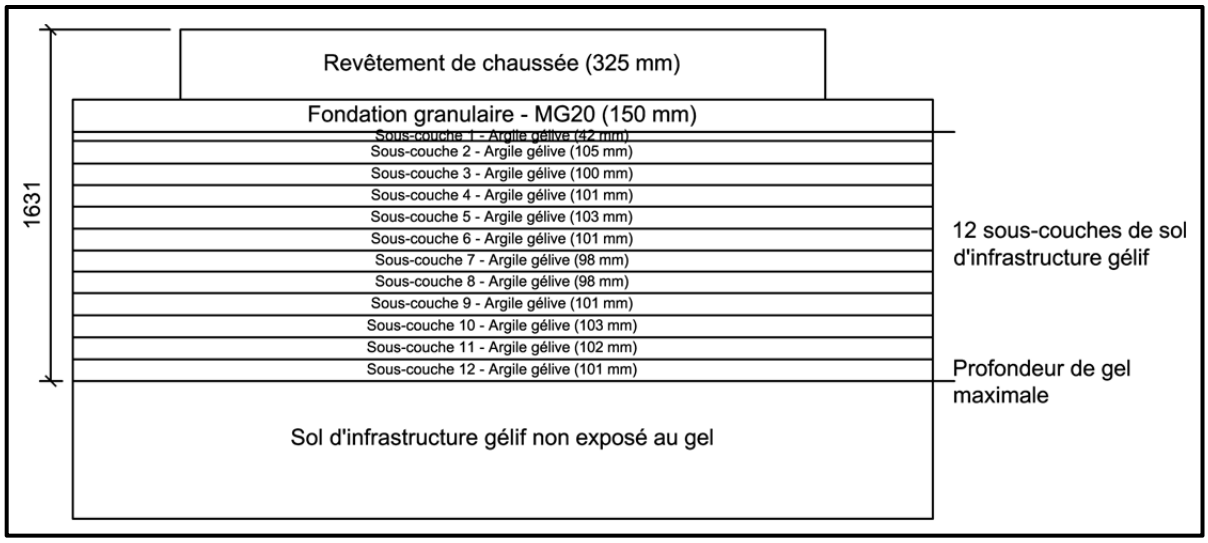


Figure 6.17 Coupe transversale la structure de chaussée rigide sans dimensionnement préalable au gel

La Figure 6.18 montre l'évolution des soulèvements au gel dans les structures de chaussées étudiées. Sur cette figure, il est possible de remarquer qu'aucun soulèvement ne se produit dans les deux premières sous-couches de la structure de chaussée bitumineuse. Ceci s'explique par le fait que la chaussée bitumineuse nécessite, au niveau structural, une sous-fondation granulaire plus épaisse que la structure de chaussée rigide équivalente. Les deux premières sous-couches se composent donc de matériau granulaire qui empêche la formation de lentille de glace.

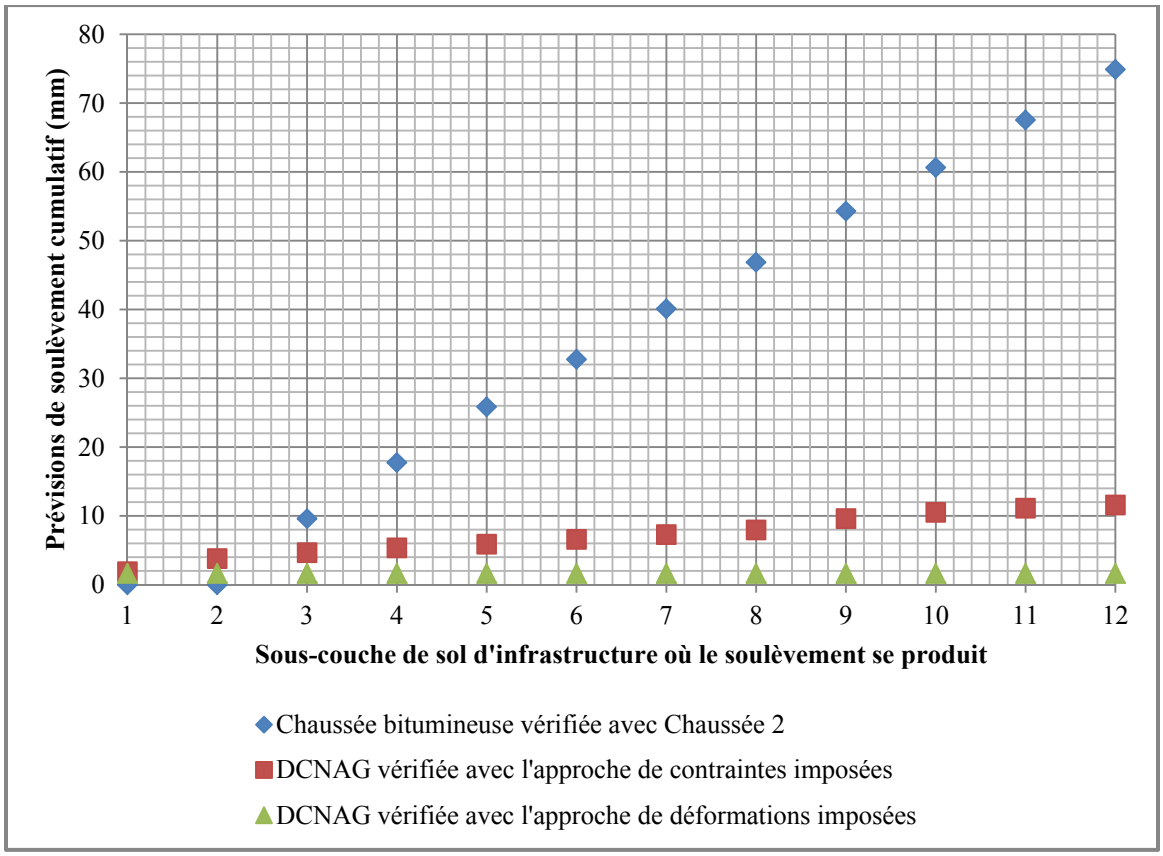


Figure 6.18 Comparaison des prédictions de soulèvements liés à la formation de lentilles de glace pour les trois approches étudiées

La Figure 6.18 montre que les deux approches de considération de la résistance à la déformation du revêtement lors de la vérification des soulèvements au gel d'une chaussée de DCNAG permettent une réduction considérable de la prédiction des soulèvements liés à la formation de lentilles de glace par rapport à une chaussée bitumineuse équivalente. Pour la chaussée bitumineuse sans protection au gel, un soulèvement de 74,91 mm est à prévoir. Tandis que pour les structures de chaussées rigides un soulèvement entre 1,65 et 11,60 mm est à prévoir. Tel que mentionné à la section 6.3, l'écart entre les deux approches de prédictions des soulèvements est lié à la méthodologie utilisée. Selon les résultats obtenus, il est possible de déterminer que, dans le cas présenté, la protection face aux soulèvements au gel pour les structures de chaussée de DCNAG est superflue.

En considérant ces résultats obtenus, les deux structures de chaussée vérifiées au gel sont présentées à la Figure 6.19.

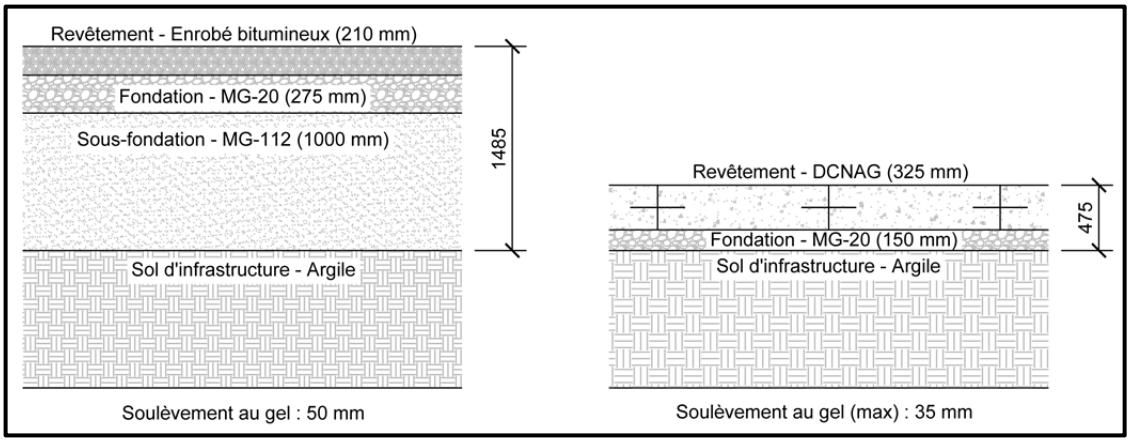


Figure 6.19 Dimensionnement final des structures de chaussée

6.4.3.1 Comparaison économique

Une comparaison économique simple a été réalisée dans le but de comparer les coûts de construction d'une structure à revêtement d'enrobé bitumineux et une structure à revêtement rigide constituée de DCNAG. La résistance à la déformation du revêtement rigide a été considérée dans le dimensionnement face au gel. Les éléments qui diffèrent dans les deux types de construction sont : le type de revêtement, l'épaisseur de la fondation granulaire et l'épaisseur de la sous-fondation granulaire. La variation d'épaisseur totale de la structure de chaussée engendre aussi des coûts au niveau de l'excavation. Tous les autres facteurs ont été considérés comme équivalent ou ayant un impact nul dans les deux types de chaussées. Les coûts unitaires sont basés sur les données du *RS Means Heavy Construction Cost Data* (Spencer, 2011).

Tableau 6.3 Comparaison économique entre la structure de chaussée à revêtement bitumineux et la structure de chaussée à revêtement rigide (Spencer, 2011)

Revêtement bitumineux		**Revêtement rigide**	
Couche de la structure de chaussée (Matériau - Épaisseur)	**Coût unitaire ($/m²)**	**Couche de la structure de chaussée (Matériau - Épaisseur)**	**Coût unitaire ($/m²)**
Couche de roulement (enrobé bitumineux - 50 mm)	8,11	Revêtement (béton – 325 mm)	41,39
Couche de base (enrobé bitumineux - 160 mm)	21,32	Fondation granulaire (MG20 – 150 mm)	8,05
Fondation granulaire (MG20 – 275 mm)	12,54	-	-
Sous-fondation granulaire (MG112 – 1000 mm)	30,23	-	-
Excavation et terrassement supplémentaire (720 mm)	0,90	-	-
Total	**73,10**	**Total**	**49,44**

Les résultats obtenus au Tableau 6.3 montrent un coût unitaire avantageux pour la construction de la structure de chaussée à revêtement de DCNAG. La réduction du coût unitaire totale est liée à la diminution de l'épaisseur de la couche de fondation et à l'absence de la couche de sous-fondation qui est engendrées par la considération de la résistance à la déformation du revêtement de chaussée lors de la vérification au gel. L'obtention d'un coût unitaire total avantageux pour la construction de la structure de chaussée à revêtement de DCNAG est très intéressante puisqu'habituellement le coût de construction d'une structure de chaussée rigide est supérieur aux coûts de construction d'une structure de chaussée équivalente à revêtement bitumineux. L'option d'un revêtement rigide devient donc une option très intéressante autant d'un point de vue performance à long terme que d'un point de vue économique. De plus, au niveau environnemental, le fait de limiter les travaux d'excavation et de transport des matériaux excavés permet une réduction importante de l'utilisation des véhicules moteurs.

Rapport-Gratuit.com

CONCLUSION

La revue de littérature a présenté quelques approches de prises en compte des soulèvements au gel. Il a été montré que peu importe que le revêtement soit de type bitumineux ou de type rigide, les mêmes approches de prédiction des soulèvements au gel sont utilisées. Ce projet de recherche avait pour but d'évaluer si une augmentation de rigidité du revêtement pourrait influencer à la baisse la grandeur des prédictions de soulèvements au gel calculé. Pour ce faire, trois types de revêtement rigides ont été étudiés, les dalles de béton armées continues, les dalles de béton courtes non armées goujonnées et les dalles de béton courtes non armées non goujonnées. Les contraintes et les déformations liées à la création des soulèvements au gel ont été déterminées. Ces contraintes et ces déformations ont ensuite été appliquées sur les structures de chaussée rigide étudiées dans le but de déterminer les soulèvements au gel finaux.

Les résultats obtenus en utilisant l'approche considérant les contraintes imposées montrent qu'une réduction importante des soulèvements au gel a lieu lorsque le revêtement de chaussée est de type rigide. Les résultats de soulèvement au gel obtenus pour chacun des types de revêtements étudiés sont :

- enrobé bitumineux : 101,0 mm;
- béton armé continu : 28,0 mm;
- dalles courtes non armées, non goujonnées : 31,5 mm;
- dalles courtes non armées goujonnées : 34,7 mm.

Les résultats obtenus en utilisant l'approche considérant les déformations imposées montrent aussi qu'une réduction importante des soulèvements au gel a lieu lorsque le revêtement de chaussée est de type rigide. Les résultats de soulèvement au gel obtenus pour chacun des types de revêtements étudiés sont :

- enrobé bitumineux : 101,0 mm;
- béton armé continu : 27,8 mm;

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- dalles courtes non armées, non goujonnées : 28,6 mm;
- dalles courtes non armées goujonnées : 28,6 mm.

Les prédictions de soulèvements au gel obtenus pour chacune des structures de chaussée étudiées montrent l'importance de la vérification au gel lors du dimensionnement d'une chaussée. Il est possible d'affirmer que dans les scénarios étudiés, les soulèvements au gel sont plus faibles lorsqu'un revêtement rigide est mis en place comparativement à la même structure de chaussée à revêtement bitumineux. Dans le cas étudié, les prédictions de soulèvement au gel varient entre une diminution de 66,30 mm et de 72,41 mm sur un soulèvement prédit par le logiciel Chaussée 2 à 101 mm. Les prédictions de soulèvement au gel en utilisant les deux approches considérant rigidité du revêtement montrent que les soulèvements liés aux lentilles de glace sont très faibles, mais les soulèvements liés à la saturation du sol restent identiques à ceux calculés par l'ODP_{SG}. Par contre, il ne faut pas oublier que la précision utilisé dans ce projet est grandement supérieure à la précision que l'ODP_{SG} permet. Tel que mentionné à la section 3.1.1.2, la précision de l'ODP_{SG} a été évaluée à plus ou moins 20 mm. Donc, tous les résultats présentés dans ce mémoire possèdent une telle précision. Il est à noter que des résultats ont été présentés au centième près dans le but de permettre d'apprécier les différences.

Suite aux résultats obtenus, quelques recommandations, par rapport aux simulations réalisées, ont été faites dans le but de permettre la pérennité de ce projet :

- la formation de lentilles de glace a été simulée à l'aide d'une pression artificielle lors des simulations. La largeur d'application de cette pression utilisée s'élève à 1 mètre. Il aurait pu être intéressant de faire varier cette largeur dans le but d'obtenir un plus grand échantillon de résultats pour ainsi mettre en relation, la largeur de la sollicitation par rapport à la diminution des prédictions de soulèvements au gel;
- l'application d'une pression artificielle a permis l'obtention d'une déformation du revêtement désirée dans les simulations. La grandeur de cette déformation avait préalablement été calculée selon un modèle mathématique de prédiction des soulèvements au gel. Dans un logiciel de simulation, il serait intéressant de tenter de simuler d'un point de vue thermodynamique la formation de lentilles de glace en considérant l'avancée du

front de gel, les caractéristiques du sol d'infrastructure et la migration de l'eau dans le sol d'infrastructure. Ces simulations permettraient une meilleure compréhension du phénomène de formation de lentilles de glace ainsi que les contraintes et les déformations en jeu;

- un module élastique de 300 MPa pour l'enrobé bitumineux a été utilisé lors des simulations. Ce module se base sur des essais de module complexe effectués en laboratoire. Par contre, l'enrobé bitumineux étant un matériau très complexe, il serait intéressant de vérifier le comportement du matériau lors de soulèvement au gel.

D'autres recommandations, plus générales :

- dans le but de confirmer l'approche de déformation imposée où une contrainte sur la frange gelée permet une diminution de la grandeur des soulèvements, il aurait été intéressant de vérifier cet élément. Des essais en utilisant une cellule de gel auraient pu être réalisés dans le but de déterminer la grandeur des contraintes nécessaire pour limiter la formation de lentilles de glace;
- l'influence de la vitesse de la propagation du front de gel n'a pas été étudiée dans ce projet. Il a été considéré que les lentilles de glace se formaient de manière continue et lente. Il serait intéressant de vérifier la vitesse avec laquelle la contrainte développé par la formation de lentille de glace est imposé sur les couches de sol environnantes;
- dans la section 6.3, il a été montré que bien que les approches présentées ne peuvent être entièrement vérifiées, les deux approches ont été considérées comme valables. Cette considération s'appuie seulement sur des fondements théoriques. Dans cette optique, il serait intéressant de mettre en place une étude en chantier. Cette étude en chantier devra permettre d'obtenir des résultats expérimentaux dans le but de valider ou d'infirmer les approches de prédiction des soulèvements au gel sur chaussées rigides proposées. La plus grande considération utilisée dans ce projet s'appuie sur les contraintes et les déformations engendrées par la formation de lentilles de glace. Il serait donc intéressant de tenter de mesurer ces contraintes et ces déformations dans une structure de chaussée rigide. Pour se faire, une structure de chaussée rigide où la composition et les épaisseurs des couches sont connues devra être instrumentée dans le de but mesurer les contraintes verticales

engendrées par la formation de lentilles de glace et les contraintes verticales présentent sur la frange gelée. De plus, les soulèvements observés ainsi que la température sur une base journalière devront être enregistrés tout au long de la saison hivernale.

ANNEXE I

DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSÉE BITUMINEUSE TYPE

La structure de chaussée type a été conçue à l'aide du volet structural (AASHTO 1993) du logiciel Chaussée 2. Il s'agit d'une route régionale à deux voies composée d'une couche d'enrobé bitumineux sur une fondation de MG-20 et une sous-fondation de MG-112.

La méthode AASHTO pour les chaussées bitumineuse utilise une équation empirique similaire à l'équation (1.1) présentée dans la revue de littérature. L'équation (A I-1) présente l'équation AASHTO de dimensionnement de chaussée bitumineuse. Le Tableau-A I-1 présente les paramètres de cette équation.

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R * S_o + 9{,}36 * \log_{10}(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4{,}2-1{,}5}\right)}{0{,}40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5{,}19}}} + 2{,}32 * \log_{10}(M_R) - 8{,}07 \quad \text{(A I-1)}$$

Tirée de (AASHTO, 1993, p. 32 - Partie II, section 3)

Tableau-A I-1 Données utilisées pour le dimensionnement

Paramètre	Description	Valeur utilisée
W_{18}	Nombre d'ÉCAS	23,47 Millions
Z_R	Fiabilité	-1,037 (pour une confiance de 85%)
S_o	Écart type	0,45
SN	Nombre structural	Valeur à déterminer
ΔPSI	Perte de viabilité	2
M_R	Module réversible équivalent	52 MPa

Dans le cas d'un dimensionnement conventionnel selon AASHTO, l'équation (A I-1) détermine une valeur du nombre structural. Ce nombre équivaut à une résistance totale que la structure de chaussée doit posséder. À partir de la valeur du nombre structural, les épaisseurs

des couches sont déterminées à l'aide de l'équation (A I-2). Le Tableau-A I-2 présente les paramètres de l'équation.

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * M_2 + a_3 * D_3 * M_3 \quad \text{(A I-2)}$$

Tirée de (AASHTO, 1993, p. 32 - Partie II, section 3)

Tableau-A I-2 Données pour le calcul du nombre structural

Paramètre	Description	Valeur utilisée
a_1	Coefficient structural relatif de l'enrobé bitumineux	0,48
a_2	Coefficient structural relatif du MG20	0,08
a_3	Coefficient structural relatif du MG112	0,08
D_1, D_2, D_3	Épaisseur des couches analysées	Valeurs recherchées
M_2 et M_3	Capacité drainante des couches non liées	0,8

Avec l'équation (A I-2), il est possible de déterminer l'épaisseur de chaque couche dans le but d'atteindre le nombre structural, calculé précédemment. La Figure-A I-1 présente les résultats de dimensionnement des épaisseurs de couches selon la méthode de dimensionnement AASHTO 1993.

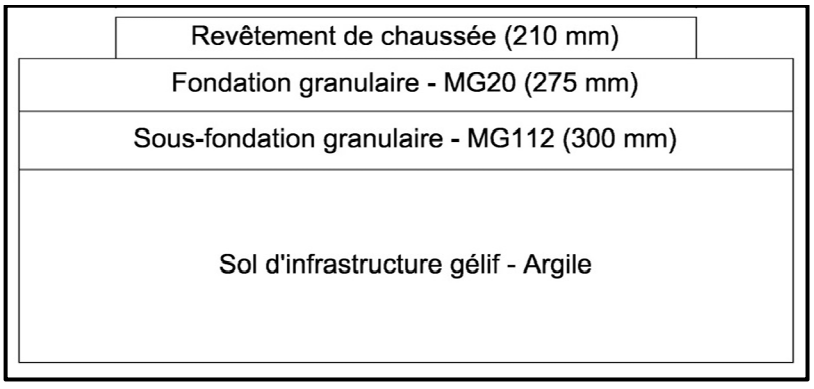


Figure-A I-1 Épaisseur des couches de la structure de chaussée type

ANNEXE II

JUSTIFICATION DES PARAMÈTRES DES MATÉRIAUX

Paramètres du revêtement de béton

Le Tableau-A II-1 présente les valeurs sélectionnées pour la caractérisation du revêtement de béton selon le modèle de rupture Mohr-Coulomb.

Tableau-A II-1 Caractéristiques du revêtement de béton

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	2400 kg/m³
Module élastique	28,7 GPa
Coefficient de poisson	0,20
Cohésion	8,75 MPa
Tension maximale	5 MPa
Angle de friction interne	37°
Angle de dilatation	12°

Masse volumique

La masse volumique du béton a été sélectionnée à 2400 kg/m³. Cette valeur est conseillée par le manuel d'utilisateur de l'AASHTO 1993 pour un béton de construction de revêtement de chaussée de 35 MPa (AASHTO, 1993).

Module élastique

Le module élastique d'un béton de chaussée rigide peut être estimé à l'aide de l'équation (A II-1). Cette équation est proposée par le manuel d'utilisateur de l'AASHTO 1993 (AASHTO, 1993). Dans le cas d'un béton de 35 MPa, le module élastique du béton peut être estimé à 28,7 GPa.

$$E_c = 57000 * (f_c')^{0,5} \quad \text{(A II-1)}$$

Tirée AASHTO (1993) p. II-16

Où

E_c Module élastique du béton (MPa);

f_c' Module de résistance en compression du béton (MPa).

Coefficient de poisson

Selon le manuel d'utilisation du logiciel FLAC 7,0 le coefficient de poisson du béton se situe entre 0,15 et 0,25 (Itasca, 2011). La valeur de 0,20 a été sélectionnée.

Cohésion

Selon la US society of Dam, la cohésion du béton peut être déterminée à partir de son module de résistance en compression et son angle de friction interne (USSD, 2011). L'équation (A II-2) présente la relation établie. En suivant cette relation, la cohésion du béton obtenu est de 8,75 MPa en prenant en considération un béton de 35 MPa et un angle de friction de 37°.

$$c = \frac{f'c * (1 - \sin \emptyset)}{2 * \cos \emptyset} \quad \text{(A II-2)}$$

Tirée de USSD (2011, p. 296)

Où

c Cohésion du béton (MPa);

f_c' Module de résistance en compression du béton (MPa);

$\emptyset$ Angle de friction interne (°).

Tension maximale

Selon la méthode de dimensionnement AASHTO 1993, la tension maximale d'un revêtement de béton de 35 MPa en compression est de 5 MPa (AASHTO, 1993), soit environ un peu plus de 10% de sa valeur en compression.

Angle de friction interne

La valeur d'angle de friction de 37° a été sélectionnée. Cette valeur est typique selon la littérature (Bungey et Millard, 1995).

Angle de dilatation

Selon le manuel d'utilisation du logiciel FLAC 7,0, la valeur de l'angle de dilatation pour le béton est de 12° (Itasca, 2011).

Paramètres du revêtement d'enrobé bitumineux

Le Tableau-A II-2 présente les valeurs obtenues pour la caractérisation du revêtement d'enrobé bitumineux selon le modèle de rupture Mohr-Coulomb.

Tableau-A II-2 Caractéristiques du revêtement d'enrobé bitumineux

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	2350 kg/m³
Module élastique	300 MPa
Coefficient de poisson	0,20
Cohésion	2 MPa
Tension maximale	2,5 MPa
Angle de friction interne	40°
Angle de dilatation	15°

Rapport-Gratuit.com

Masse volumique

La masse volumique de l'enrobé bitumineux a été sélectionnée à 2350 kg/m³. Cette valeur est utilisée par défaut pour l'enrobé bitumineux dans le logiciel de dimensionnement Chaussée 2 (St-Laurent, 2006).

Module élastique

Le module élastique de l'enrobé bitumineux a été déterminé à partir des résultats d'essais de module complexe d'un enrobé GB20 (bitume PG58-28) effectués au Laboratoire des chaussées et matériaux bitumineux (LCMB) de l'École de technologie supérieure. La courbe maîtresse à -10°C de cet enrobé a été tracée à partir de résultats de module complexe provenant d'un essai de module complexe de contrôle qualité pour l'entreprise DJL. La fréquence de chargement de l'enrobé dans un cas de soulèvement au gel se caractérise comme une fréquence très faible représentant un soulèvement progressif jusqu'à la fonte de la glace présente dans les couches de matériaux. La fréquence minimale de la courbe maîtresse, 1E -7, a été utilisée pour déterminer la valeur de module élastique gelé de l'enrobé. La Figure-A II-1 présente la courbe maîtresse de la norme du module complexe à une température équivalente de -10°C. Une valeur de module réversible (élastique) de 300 MPa a été retenue.

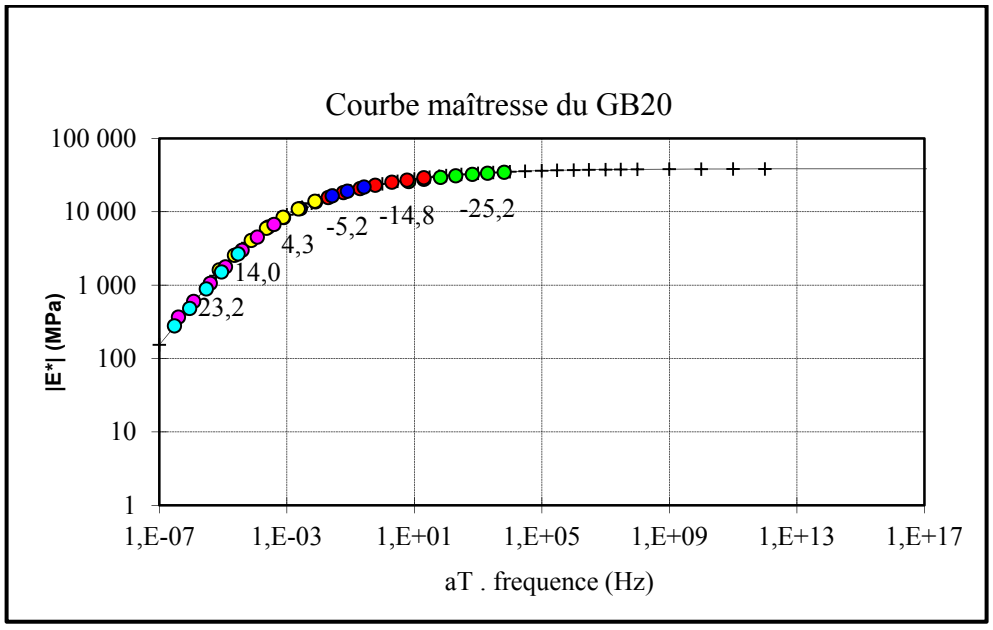


Figure-A II-1 Courbe maîtresse de l'enrobé GB20

Le modèle 2S2P1D a été utilisé dans la confection de la courbe maîtresse, ce modèle rhéologique permet de simuler les propriétés viscoélastiques du matériau.

Coefficient de poisson

Selon Yoder et Witczak (1975), le coefficient de poisson d'un enrobe gelé se situe autour de 0,20.

Cohésion

La cohésion de l'enrobé bitumineux est basé sur des données d'essais en tension indirecte (IDT) réalisées sur un enrobé GB20. En effet, Srinivasan stipule que l'essai IDT renvoie une valeur représentative de la cohésion de l'enrobé (Srinivasan, 2004). Selon ses résultats d'IDT, la cohésion peut être estimée à 2 MPa.

Tension maximale

Selon les résultats obtenus par Charvet (2003), la tension maximale d'un enrobé bitumineux gelé se situe autour de 2,5 MPa.

Angle de friction interne

Toujours selon les résultats de Charvet (2003), l'angle de friction interne d'un enrobé bitumineux gelé peut être estimé à 40°.

Angle de dilatation

L'angle de dilatation d'un enrobé bitumineux n'étant pas disponible a été estimé à 15°. Cette valeur représente l'angle de dilatation d'un matériau granulaire. L'hypothèse est faite qu'à une faible fréquence de chargement, l'enrobé bitumineux devrait être gouverné après rupture par son squelette granulaire.

Paramètres de la fondation et de la sous-fondation de matériau granulaire

Le Tableau-A II-3 présente les valeurs obtenues pour la caractérisation de la fondation et de la sous-fondation granulaire selon le modèle de rupture Mohr-Coulomb.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Tableau-A II-3 Caractéristiques du matériau de fondation et de sous-fondation

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	2200 kg/m³
Module élastique	120 MPa
Coefficient de poisson	0,35
Cohésion	0 MPa
Angle de friction interne	40°
Angle de dilatation	15°

Masse volumique

La masse volumique du matériau granulaire a été sélectionnée à 2200 kg/m³. Cette valeur est utilisée par défaut pour le MG-20 dans le logiciel de dimensionnement Chaussée 2 (St-Laurent, 2006).

Module élastique

Le module élastique du matériau granulaire a été estimé à 120 MPa. Cette valeur est utilisée par défaut pour le MG-20 dans le logiciel de dimensionnement Chaussée 2 (St-Laurent, 2006).

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson du matériau granulaire a été estimé à 0,35. Cette valeur est typique des valeurs retrouvées dans la littérature (Ovik et al., 2000).

Cohésion

Tel qu'exprimer dans à la section 0, pour un taux de chargement faible, la cohésion d'un matériau granulaire gelée va avoir tendance à se rapprocher de 0 MPa (Andersland et Ladanyi, 2004; Selvadurai et Boulon, 1995).

Angle de friction interne

L'angle de friction interne du matériau granulaire a été estimé à 40°. Cette valeur est typique des valeurs retrouvées dans la littérature (Ovik et al., 2000).

Angle de dilatation

L'angle de dilatation du matériau granulaire a été estimé à 15°. Cette valeur est tirée du manuel d'utilisation du logiciel FLAC 7,0 (Itasca, 2011).

Paramètres du sol d'infrastructure argileux

Le Tableau-A II-4 présente les valeurs obtenues pour la caractérisation du sol d'infrastructure argileux selon le modèle de rupture Mohr-Coulomb.

Tableau-A II-4 Caractéristique du sol d'infrastructure

Caractéristiques	Valeurs
Masse volumique	1300 kg/m³
Module élastique	50 MPa
Coefficient de poisson	0,45
Cohésion	0 MPa
Angle de friction interne	0°
Angle de dilatation	0°

Masse volumique

La masse volumique de l'argile a été sélectionnée à 1300 kg/m³. Cette valeur est utilisée par défaut pour une argile de type CL possédant un IP > 12 dans le logiciel de dimensionnement Chaussée 2 (St-Laurent, 2006).

Module élastique

Le module élastique de l'argile a été estimé à 55 MPa. Cette valeur est utilisée par défaut pour l'argile de type CL possédant un IP > 12 dans le logiciel de dimensionnement Chaussée 2 (St-Laurent, 2006).

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson de la couche argileuse a été estimé à 0,45. Cette valeur est typique des valeurs retrouvées dans la littérature (Ovik et al., 2000).

Cohésion

Tel qu'exprimé dans à la section 0, pour un taux de chargement faible, la cohésion d'un matériau gelé va avoir tendance à se rapprocher de 0 MPa.

Angle de friction interne

L'angle de friction interne de l'argile a été estimé à 0°. La littérature montre que l'angle de friction d'une argile est très bas.

Angle de dilatation

L'angle de dilatation du matériau granulaire a été estimé à 0°. Les argiles sont caractérisées par une très faible dilatation (Itasca, 2011).

ANNEXE III

ESSAI DE LABORATOIRE

Dans le but de vérifier si une contrainte appliquée sur de l'eau limitait le changement de volume, un essai a été effectué. Cette annexe présente la méthodologie utilisée ainsi que les résultats et une analyse.

Méthodologie et résultats

Un contenant métallique habituellement utilisé pour la masse volumique humide du béton a été complètement rempli d'eau du robinet. Ce contenant a ensuite été introduit dans la chambre environnementale d'une presse hydraulique de marque MTS et de modèle 810. La Figure-A III-1 présente l'échantillon avant la fermeture étanche de l'extrémité supérieure.



Figure-A III-1 Échantillon d'eau
dans la chambre environnementale

L'extrémité du contenant a été fermée hermétiquement et le déplacement vertical a été limité à l'aide du piston. La température de la chambre environnementale a été fixée à -10°C dans le

but de provoquer le gel de l'échantillon. Un thermocouple a été attaché sur la paroi de l'échantillon pour connaître la température de l'eau. Les résultats de contrainte verticale générée par le gel de l'eau ont été obtenus par la cellule de charge située sous l'échantillon. La Figure-A III-2 présente les résultats obtenus.

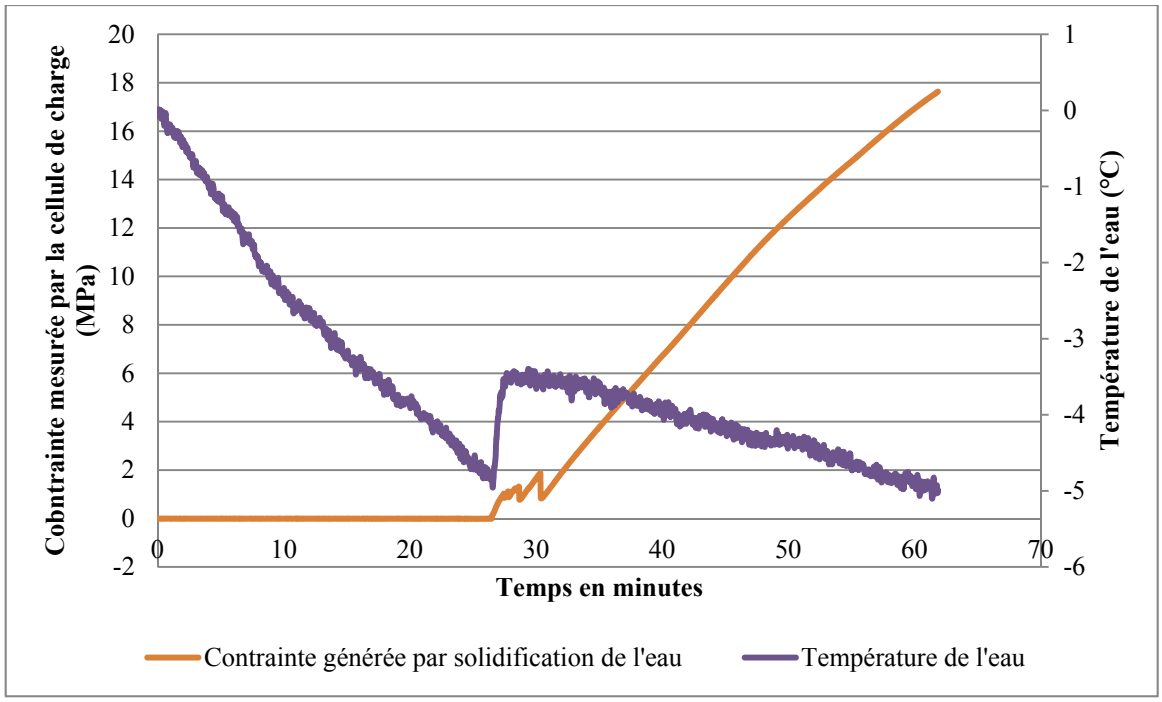


Figure-A III-2 Résultats d'expérimentation de la contrainte développée par le gel de l'eau en fonction de la température de l'eau

Analyse des résultats

Les résultats obtenus montrent que l'eau qui gèle sans possibilité de déplacement produit une contrainte importante. Tel que présenté par la Figure-A III-2, la contrainte maximale s'élève à 17,63 MPa. L'essai a arrêté à cette contrainte puisque le maximum de la contrainte applicable par la presse hydraulique a été atteint soit 80 kN. Il est possible de penser que la contrainte développée par le gel de l'eau s'élève jusqu'à ce que le déplacement soit permis ou jusqu'à 100 MPa comme le stipule Atkins, Jones et Pousse (2007).

Il est intéressant de remarquer qu'à une température de -5°C, une première contrainte est obtenue. Cette contrainte semble être générée par un volume d'eau liquide qui tente de passer en mode solide. Au fur et à mesure que l'eau liquide tente de passer en mode solide, une contrainte supérieure est produite. La contrainte se développe de façon relativement linéaire.

Cet essai montre que l'eau à une température négative gèle en présentant une augmentation de volume. Si cette augmentation est limitée, une contrainte est développée dans le but d'atteindre ce changement de volume.

Il n'a pas été possible de confirmer que l'eau sous-pression était sous forme liquide ou solide. Une fois le cylindre retenant la contrainte produite par l'eau remontée, la présence de glace a été notée dans le récipient.

ANNEXE IV

APPROCHE DE PRISE EN CONSIDÉRATION DE LA RÉSISTANCE DU REVÊTEMENT

Exemple de calcul

L'exemple réalisé prend en considération un revêtement de béton. Le module élastique s'élève à 30 GPa. La Figure-A IV-1 présente la structure de chaussée étudiée.

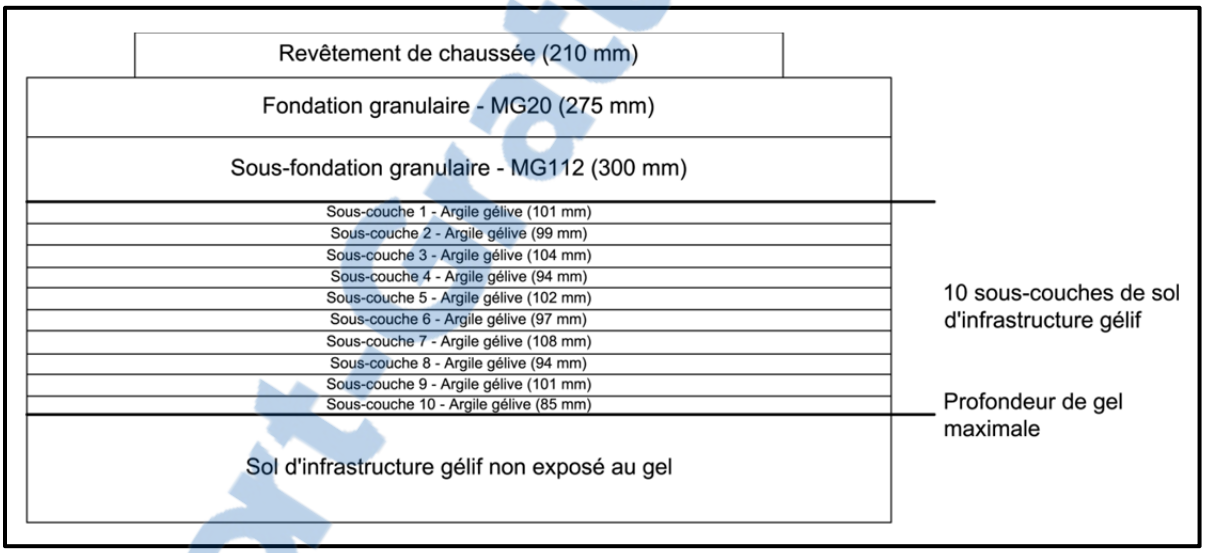


Figure-A IV-1 Structure de chaussée étudiée

1) un premier soulèvement lié à la formation de lentilles de glace dans la sous-couche de sol d'infrastructure étudiée est calculé en utilisant l'ODP_{SG};

Ce soulèvement s'élève à 9,59 mm

2) la contrainte nécessaire pour engendrer le soulèvement du revêtement est calculée selon l'équation (5.1), la flèche de la poutre simulant le soulèvement du revêtement;

Rapport-gratuit.com

$$f_{L/2} = \frac{q * a}{384 * E * I} * (8 * L^3 - 4 * a^2 * L + a^3) \quad \text{(A IV-1)}$$

Où

$f_{L/2}$ flèche au centre de la poutre (m);

q charge linéaire nécessaire à créer la flèche (N/m);

a Longueur sur laquelle la charge est appliquée (m);

E module élastique du matériau (Pa);

I inertie de la poutre $I = \frac{b*h^3}{12}$ (m^4), $I = \frac{13{,}4*0{,}21^3}{12}$;

L longueur de la poutre (m).

Donc,

$$0{,}00959 = \frac{q * 1}{384 * 3e10 * 0{,}00077175} * (8 * 13{,}4^3 - 4 * 1^2 * 13{,}4 + 1^3)$$

$$P = 59516{,}38 \text{ N}$$

Comme la surface d'application de la force s'élève à 1 m², il est possible de déterminer qu'un soulèvement de 9,59 mm entraîne une contrainte de 59,52 kPa sur la frange gelée.

3) la contrainte nécessaire à la déformation du revêtement est ensuite additionnée à la contrainte engendrée par le poids propre des terres supérieures à la frange gelée. La contrainte totale représentant la résistance totale de la structure de chaussée au soulèvement a été utilisée comme surcharge appliquée (σ) dans le calcul d'un nouveau potentiel de ségrégation avec l'équation (1.13);

La contrainte provenant du poids propre des terres s'élève à 17,8 kPa.

$$17{,}8 + 59{,}52 = 77{,}32 \text{ kPa}$$

$$SP = SP_0 * e^{-a*\sigma} \quad \text{(A IV-2)}$$

Où :

SP_0 potentiel de ségrégation sans surcharge, m²/°CH;

a paramètre de surcharge lié à la granulométrie du sol (MPa^{-1});

σ surcharge appliquée (MPa).

$$SP = 0{,}000003 * e^{-7*0{,}07732}$$

Donc, le nouveau SP est égal à :

SP = 1,74608-06 m²/°CH

4) le nouveau potentiel de ségrégation a permis le calcul d'une nouvelle hauteur de soulèvement. Le processus a été répété jusqu'à stabilisation de la hauteur de soulèvement pour chacune des sous-couches de sol d'infrastructure;

$$\Delta h_s = \frac{1{,}09 * SP * (T_f - T_p) * dt}{(k_{fz} * R_{fz})} \quad \text{(A IV-3)}$$

Où :

SP potentiel de ségrégation (m²/°CH);

T_f température de congélation (°C);

T_p température à la surface du sol au temps dt (°C);

k_{fz} conductivité thermique du sol gelé, au front de gel (W/°Cm);

R_{fz} résistance thermique des couches gelées (m²K/W).

$$\Delta h_s = \frac{1{,}09 * 1{,}74608e^{-6} * (0 - -10{,}5) * 264}{0{,}837}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Donc, le nouveau Δh_s est égal à :

$$\Delta h_s = 6{,}30 \text{ mm}$$

L'étape 1 est répétée dans le but de trouver la nouvelle contrainte. Les étapes sont effectuées jusqu'à ce que Δh_s se stabilise.

L'addition du soulèvement de toutes les sous-couches permet de déterminer le soulèvement total lié à la formation de lentilles de glace en fonction du revêtement étudié.

Résultats complets

Le Tableau-A IV-1 présente les résultats d'itération de soulèvements complets provenant du logiciel Chaussée2. Les lignes grises représentent les sous-couches définies à la section 3.2

Tableau-A IV-1 Résultats de d'itération de soulèvements complets de Chaussée 2

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-9,4	0,791	0,016606368	0	0,0222	2,56822E-06	0,000798401	0,80
24	-9,7	0,799	0,016708392	0	0,016708392	2,66887E-06	0,000847597	1,65
24	-9,9	0,808	0,016823169	0	0,016823169	2,66672E-06	0,00085475	2,50
24	-10,1	0,817	0,016937946	0	0,016937946	2,66458E-06	0,000861719	3,36
24	-10,3	0,826	0,017052723	0	0,017052723	2,66244E-06	0,00086851	4,23
24	-10,5	0,836	0,017180253	0	0,017180253	2,66006E-06	0,000874003	5,10
24	-10,7	0,846	0,017307783	0	0,017307783	2,65769E-06	0,000879338	5,98
24	-10,9	0,856	0,017435313	0	0,017435313	2,65532E-06	0,000884519	6,87
24	-11,1	0,866	0,017562843	0	0,017562843	2,65295E-06	0,000889553	7,76
24	-11,3	0,876	0,017690373	0	0,017690373	2,65058E-06	0,000894445	8,65
24	-11,5	0,886	0,017817903	0	0,017817903	2,64822E-06	0,000899199	9,55
24	-11,7	0,897	0,017958186	0	0,017958186	2,64562E-06	0,000902731	10,45
24	-11,9	0,907	0,018085716	0	0,07732	1,74608E-06	0,000599296	11,05
24	-12,1	0,918	0,018225999	0	0,018225999	2,64066E-06	0,000910528	11,96
24	-12,2	0,929	0,018366282	0	0,018366282	2,63807E-06	0,000906293	12,87
24	-12,4	0,94	0,018506565	0	0,018506565	2,63548E-06	0,000909477	13,78
24	-12,6	0,951	0,018646848	0	0,018646848	2,6329E-06	0,00091256	14,69
24	-12,7	0,962	0,018787131	0	0,018787131	2,63031E-06	0,000908393	15,60

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-12,9	0,974	0,018940167	0	0,018940167	2,6275E-06	0,000910354	16,51
24	-13	0,985	0,01908045	0	0,01908045	2,62492E-06	0,000906276	17,42
24	-13,2	0,997	0,019233486	0	0,019233486	2,62211E-06	0,000908169	18,33
24	-13,3	1,008	0,019373769	0	0,019373769	2,61953E-06	0,000904175	19,23
24	-13,5	1,02	0,019526805	0	0,019526805	2,61673E-06	0,000906004	20,14
24	-13,6	1,031	0,019667088	0	0,019667088	2,61416E-06	0,00090209	21,04
24	-13,7	1,043	0,019820124	0	0,019820124	2,61136E-06	0,000897307	21,94
24	-13,8	1,054	0,019960407	0	0,019960407	2,6088E-06	0,000893545	22,83
24	-13,9	1,066	0,020113443	0	0,020113443	2,606E-06	0,000888936	23,72
24	-14,1	1,078	0,020266479	0	0,020266479	2,60321E-06	0,000890734	24,61
24	-14,2	1,089	0,020406762	0	0,020406762	2,60066E-06	0,000887119	25,50
24	-14,3	1,101	0,020559798	0	0,020559798	2,59787E-06	0,000882683	26,38
24	-14,4	1,113	0,020712834	0	0,020712834	2,59509E-06	0,000878331	27,26
24	-14,4	1,125	0,02086587	0	0,02086587	2,59231E-06	0,000868031	28,13
24	-14,5	1,136	0,021006153	0	0,021006153	2,58977E-06	0,000864746	28,99
24	-14,6	1,148	0,021159189	0	0,021159189	2,587E-06	0,000860686	29,85
24	-14,7	1,16	0,021312225	0	0,021312225	2,58423E-06	0,000856698	30,71
24	-14,8	1,171	0,021452508	0	0,021452508	2,58169E-06	0,000853585	31,56
24	-14,8	1,183	0,021605544	0	0,021605544	2,57893E-06	0,000844022	32,40
24	-14,9	1,194	0,021745827	0	0,021745827	2,5764E-06	0,00084107	33,25
24	-14,9	1,206	0,021898863	0	0,021898863	2,57364E-06	0,00083181	34,08
24	-15	1,217	0,022039146	0	0,022039146	2,57111E-06	0,000829009	34,91
24	-15	1,229	0,022192182	0	0,022192182	2,56836E-06	0,000820036	35,73
24	-15,1	1,24	0,022332465	0	0,022332465	2,56584E-06	0,000817377	36,54
24	-15,1	1,252	0,022485501	0	0,022485501	2,56309E-06	0,000808676	37,35
24	-15,1	1,263	0,022625784	0	0,022625784	2,56057E-06	0,000800846	38,15
24	-15,1	1,274	0,022766067	0	0,022766067	2,55806E-06	0,000793152	38,95
24	-15,2	1,285	0,02290635	0	0,02290635	2,55555E-06	0,000790793	39,74
24	-15,2	1,296	0,023046633	0	0,023046633	2,55304E-06	0,000783311	40,52
24	-15,2	1,307	0,023186916	0	0,023186916	2,55054E-06	0,000775956	41,30
24	-15,2	1,318	0,023327199	0	0,023327199	2,54803E-06	0,000768725	42,07
24	-15,2	1,329	0,023467482	0	0,023467482	2,54553E-06	0,000761614	42,83
24	-15,1	1,34	0,023607765	0	0,023607765	2,54303E-06	0,000749656	43,58
24	-15,1	1,351	0,023748048	0	0,023748048	2,54054E-06	0,000742823	44,32
24	-15,1	1,361	0,023875578	0	0,023875578	2,53827E-06	0,000736707	45,06
24	-15,1	1,372	0,024015861	0	0,024015861	2,53578E-06	0,000730083	45,79
24	-15	1,382	0,024143391	0	0,024143391	2,53352E-06	0,000719358	46,51

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-15	1,393	0,024283674	0	0,024283674	2,53103E-06	0,000712977	47,22
24	-15	1,403	0,024411204	0	0,024411204	2,52877E-06	0,000707263	47,93
24	-14,9	1,413	0,024538734	0	0,024538734	2,52652E-06	0,000696954	48,62
24	-14,9	1,423	0,024666264	0	0,024666264	2,52426E-06	0,000691438	49,31
24	-14,8	1,433	0,024793794	0	0,024793794	2,52201E-06	0,000681396	50,00
24	-14,7	1,443	0,024921324	0	0,024921324	2,51976E-06	0,000671503	50,67
24	-14,7	1,453	0,025048854	0	0,025048854	2,51751E-06	0,000666286	51,33
24	-14,6	1,462	0,025163631	0	0,025163631	2,51549E-06	0,000657151	51,99
24	-14,5	1,472	0,025291161	0	0,025291161	2,51324E-06	0,000647638	52,64
24	-14,4	1,481	0,025405938	0	0,025405938	2,51123E-06	0,00063875	53,28
24	-14,3	1,49	0,025520715	0	0,025520715	2,50921E-06	0,000629976	53,91
24	-14,2	1,5	0,025648245	0	0,025648245	2,50697E-06	0,000620846	54,53
24	-14,1	1,509	0,025763022	0	0,025763022	2,50496E-06	0,000612305	55,14
24	-14	1,517	0,025865046	0	0,025865046	2,50317E-06	0,000604324	55,74
24	-13,9	1,526	0,025979823	0	0,025979823	2,50116E-06	0,00059599	56,34
24	-13,8	1,535	0,0260946	0	0,0260946	2,49915E-06	0,000587761	56,93
24	-13,7	1,543	0,026196624	0	0,026196624	2,49736E-06	0,000580062	57,51
24	-13,5	1,552	0,026311401	0	0,026311401	2,49536E-06	0,000567823	58,08
24	-13,4	1,56	0,026413425	0	0,026413425	2,49358E-06	0,000560326	58,64
24	-13,3	1,568	0,026515449	0	0,026515449	2,4918E-06	0,000552912	59,19
24	-13,1	1,576	0,026617473	0	0,026617473	2,49002E-06	0,000541446	59,73
24	-13	1,584	0,026719497	0	0,026719497	2,48824E-06	0,000534218	60,27
24	-12,8	1,592	0,026821521	0	0,026821521	2,48646E-06	0,000522982	60,79
24	-12,7	1,599	0,026910792	0	0,026910792	2,48491E-06	0,000516302	61,30
24	-12,5	1,607	0,027012816	0	0,027012816	2,48314E-06	0,00050528	61,81
24	-12,4	1,614	0,027102087	0	0,027102087	2,48159E-06	0,000498753	62,31
24	-12,2	1,621	0,027191358	0	0,027191358	2,48004E-06	0,000488284	62,80
24	-12	1,628	0,027280629	0	0,027280629	2,47849E-06	0,000477915	63,27
24	-11,8	1,635	0,0273699	0	0,0273699	2,47694E-06	0,000467646	63,74
24	-11,7	1,642	0,027459171	0	0,027459171	2,47539E-06	0,000461418	64,20
24	-11,5	1,649	0,027548442	0	0,027548442	2,47384E-06	0,000451323	64,66
24	-11,3	1,655	0,02762496	0	0,02762496	2,47252E-06	0,000441629	65,10
24	-11,1	1,661	0,027701478	0	0,027701478	2,4712E-06	0,000432014	65,53
24	-10,9	1,667	0,027777996	0	0,027777996	2,46987E-06	0,000422477	65,95
24	-10,7	1,673	0,027854514	0	0,027854514	2,46855E-06	0,000413016	66,36
24	-10,5	1,679	0,027931032	0	0,027931032	2,46723E-06	0,000403632	66,77
24	-10,2	1,685	0,02800755	0	0,02800755	2,46591E-06	0,000390494	67,16

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-10	1,69	0,028071315	0	0,028071315	2,46481E-06	0,000381534	67,54
24	-9,8	1,695	0,02813508	0	0,02813508	2,46371E-06	0,000372634	67,91
24	-9,6	1,7	0,028198845	0	0,028198845	2,46261E-06	0,000363794	68,28
24	-9,4	1,705	0,02826261	0	0,02826261	2,46151E-06	0,000355011	68,63
24	-9,1	1,71	0,028326375	0	0,028326375	2,46041E-06	0,000342523	68,97
24	-8,9	1,715	0,02839014	0	0,02839014	2,45931E-06	0,00033387	69,31
24	-8,7	1,719	0,028441152	0	0,028441152	2,45843E-06	0,000325491	69,63
24	-8,4	1,724	0,028504917	0	0,028504917	2,45734E-06	0,000313216	69,95
24	-8,2	1,728	0,028555929	0	0,028555929	2,45646E-06	0,000304942	70,25
24	-7,9	1,732	0,028606941	0	0,028606941	2,45558E-06	0,000293003	70,54
24	-7,7	1,735	0,0286452	0	0,0286452	2,45492E-06	0,000285015	70,83
24	-7,4	1,739	0,028696212	0	0,028696212	2,45405E-06	0,000273183	71,10
24	-7,1	1,742	0,028734471	0	0,028734471	2,45339E-06	0,000261586	71,36
24	-6,9	1,746	0,028785483	0	0,028785483	2,45251E-06	0,000253545	71,62
24	-6,6	1,749	0,028823742	0	0,028823742	2,45186E-06	0,00024204	71,86
24	-6,4	1,752	0,028862001	0	0,028862001	2,4512E-06	0,000234241	72,09
24	-6,1	1,754	0,028887507	0	0,028887507	2,45076E-06	0,000222966	72,32
24	-5,8	1,757	0,028925766	0	0,028925766	2,45011E-06	0,000211582	72,53
24	-5,5	1,759	0,028951272	0	0,028951272	2,44967E-06	0,000200374	72,73
24	-5,3	1,761	0,028976778	0	0,028976778	2,44923E-06	0,000192834	72,92
24	-5	1,763	0,029002284	0	0,029002284	2,4488E-06	0,00018168	73,10
24	-4,7	1,765	0,02902779	0	0,02902779	2,44836E-06	0,000170556	73,27
24	-4,4	1,767	0,029053296	0	0,029053296	2,44792E-06	0,00015946	73,43
24	-4,1	1,768	0,029066049	0	0,029066049	2,4477E-06	0,00014849	73,58
24	-3,8	1,769	0,029078802	0	0,029078802	2,44748E-06	0,000137535	73,72
24	-3,5	1,77	0,029091555	0	0,029091555	2,44727E-06	0,000126594	73,85
24	-3,2	1,771	0,029104308	0	0,029104308	2,44705E-06	0,000115668	73,96
24	-2,9	1,772	0,029117061	0	0,029117061	2,44683E-06	0,000104755	74,07
24	-2,6	1,772	0,029117061	0	0,029117061	2,44683E-06	9,39185E-05	74,16
24	-2,3	1,772	0,029117061	0	0,029117061	2,44683E-06	8,30817E-05	74,24
24	-2	1,772	0,029117061	0	0,029117061	2,44683E-06	7,2245E-05	74,32
24	-1,7	1,772	0,029117061	0	0,029117061	2,44683E-06	6,14082E-05	74,38
24	-1,4	1,772	0,029117061	0	0,029117061	2,44683E-06	5,05715E-05	74,43
24	-1,1	1,771	0,029104308	0	0,029104308	2,44705E-06	3,97607E-05	74,47
24	-0,8	1,771	0,029104308	0	0,029104308	2,44705E-06	2,89169E-05	74,50
24	-0,5	1,77	0,029091555	0	0,029091555	2,44727E-06	1,80849E-05	74,51

Le Tableau-A IV-2 présente les résultats d'itération de soulèvements complets en simulant le revêtement comme une poutre d'enrobé bitumineux doublement appuyé.

Tableau-A IV-2 Résultats de d'itération de soulèvements complets pour l'enrobé bitumineux

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-9,4	0,791	0,016606368	0	0,0222	2,56822E-06	0,000798401	0,80
24	-9,7	0,799	0,016708392	5,15281E-05	0,01675992	2,6679E-06	0,000847291	1,65
24	-9,9	0,808	0,016823169	0,000104131	0,0169273	2,66478E-06	0,000854128	2,50
24	-10,1	0,817	0,016937946	0,000157177	0,017095123	2,66165E-06	0,000860772	3,36
24	-10,3	0,826	0,017052723	0,000210656	0,017263379	2,65852E-06	0,00086723	4,23
24	-10,5	0,836	0,017180253	0,000264557	0,01744481	2,65514E-06	0,000872386	5,10
24	-10,7	0,846	0,017307783	0,000318798	0,017626581	2,65177E-06	0,000877378	5,98
24	-10,9	0,856	0,017435313	0,000373371	0,017808684	2,64839E-06	0,000882211	6,86
24	-11,1	0,866	0,017562843	0,000428265	0,017991108	2,64501E-06	0,000886891	7,75
24	-11,3	0,876	0,017690373	0,000483471	0,018173844	2,64163E-06	0,000891423	8,64
24	-11,5	0,886	0,017817903	0,000538981	0,018356884	2,63825E-06	0,000895812	9,53
24	-11,7	0,897	0,017958186	0,000594786	0,018552972	2,63463E-06	0,00089898	10,43
24	-11,9	0,907	0,018085716	0,000650811	0,07732	1,74608E-06	0,000599296	11,03
24	-12,1	0,918	0,018225999	0,000707114	0,018933113	2,62763E-06	0,000906033	11,94
24	-12,2	0,929	0,018366282	0,000763622	0,019129904	2,62401E-06	0,000901461	12,84
24	-12,4	0,94	0,018506565	0,000819868	0,019326433	2,6204E-06	0,000904272	13,74
24	-12,6	0,951	0,018646848	0,00087631	0,019523158	2,61679E-06	0,000906979	14,65
24	-12,7	0,962	0,018787131	0,000932945	0,019720076	2,61319E-06	0,00090248	15,55
24	-12,9	0,974	0,018940167	0,00098932	0,019929487	2,60936E-06	0,000904072	16,46
24	-13	0,985	0,01908045	0,001045818	0,020126268	2,60577E-06	0,000899665	17,36
24	-13,2	0,997	0,019233486	0,001102062	0,020335548	2,60196E-06	0,00090119	18,26
24	-13,3	1,008	0,019373769	0,001158424	0,020532193	2,59838E-06	0,000896873	19,16
24	-13,5	1,02	0,019526805	0,001214538	0,020741343	2,59458E-06	0,000898334	20,05
24	-13,6	1,031	0,019667088	0,001270765	0,020937853	2,59101E-06	0,000894102	20,95
24	-13,7	1,043	0,019820124	0,00132675	0,021146874	2,58722E-06	0,000889012	21,84
24	-13,8	1,054	0,019960407	0,001382437	0,021342844	2,58367E-06	0,00088494	22,72
24	-13,9	1,066	0,020113443	0,001437892	0,021551335	2,57991E-06	0,000880034	23,60
24	-14,1	1,078	0,020266479	0,00149306	0,021759539	2,57615E-06	0,000881473	24,48
24	-14,2	1,089	0,020406762	0,001548339	0,021955101	2,57262E-06	0,000877556	25,36
24	-14,3	1,101	0,020559798	0,001603395	0,022163193	2,56888E-06	0,000872831	26,23
24	-14,4	1,113	0,020712834	0,001658175	0,022371009	2,56515E-06	0,000868195	27,10

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-14,4	1,125	0,02086587	0,001712685	0,022578555	2,56142E-06	0,000857687	27,96
24	-14,5	1,136	0,021006153	0,001766556	0,022772709	2,55794E-06	0,000854119	28,81
24	-14,6	1,148	0,021159189	0,001820222	0,022979411	2,55424E-06	0,000849789	29,66
24	-14,7	1,16	0,021312225	0,001873637	0,023185862	2,55056E-06	0,000845536	30,51
24	-14,8	1,171	0,021452508	0,001926805	0,023379313	2,5471E-06	0,00084215	31,35
24	-14,8	1,183	0,021605544	0,001979779	0,023585323	2,54343E-06	0,000832406	32,18
24	-14,9	1,194	0,021745827	0,00203216	0,023777987	2,54001E-06	0,000829191	33,01
24	-14,9	1,206	0,021898863	0,002084357	0,02398322	2,53636E-06	0,000819761	33,83
24	-15	1,217	0,022039146	0,00213598	0,024175126	2,53295E-06	0,000816706	34,65
24	-15	1,229	0,022192182	0,002187429	0,024379611	2,52933E-06	0,000807575	35,46
24	-15,1	1,24	0,022332465	0,002238321	0,024570786	2,52595E-06	0,00080467	36,26
24	-15,1	1,252	0,022485501	0,002289049	0,02477455	2,52235E-06	0,000795821	37,06
24	-15,1	1,263	0,022625784	0,002339236	0,02496502	2,51899E-06	0,000787839	37,84
24	-15,1	1,274	0,022766067	0,002388937	0,025155004	2,51564E-06	0,000779998	38,62
24	-15,2	1,285	0,02290635	0,002438161	0,025344511	2,51231E-06	0,000777411	39,40
24	-15,2	1,296	0,023046633	0,002487238	0,025533871	2,50898E-06	0,000769791	40,17
24	-15,2	1,307	0,023186916	0,002535851	0,025722767	2,50566E-06	0,000762304	40,93
24	-15,2	1,318	0,023327199	0,002584007	0,025911206	2,50236E-06	0,000754945	41,69
24	-15,2	1,329	0,023467482	0,002631715	0,026099197	2,49907E-06	0,000747712	42,44
24	-15,1	1,34	0,023607765	0,002678982	0,026286747	2,49579E-06	0,000735729	43,17
24	-15,1	1,351	0,023748048	0,002725506	0,026473554	2,49253E-06	0,000728785	43,90
24	-15,1	1,361	0,023875578	0,002771606	0,026647184	2,4895E-06	0,000722551	44,62
24	-15,1	1,372	0,024015861	0,002817327	0,026833188	2,48626E-06	0,000715826	45,34
24	-15	1,382	0,024143391	0,002862636	0,027006027	2,48325E-06	0,000705086	46,05
24	-15	1,393	0,024283674	0,00290728	0,027190954	2,48004E-06	0,000698613	46,74
24	-15	1,403	0,024411204	0,002951528	0,027362732	2,47706E-06	0,000692801	47,44
24	-14,9	1,413	0,024538734	0,002995422	0,027534156	2,47409E-06	0,000682492	48,12
24	-14,9	1,423	0,024666264	0,003038675	0,027704939	2,47114E-06	0,000676886	48,80
24	-14,8	1,433	0,024793794	0,003081586	0,02787538	2,46819E-06	0,000666855	49,46
24	-14,7	1,443	0,024921324	0,003123875	0,028045199	2,46526E-06	0,000656978	50,12
24	-14,7	1,453	0,025048854	0,003165549	0,028214403	2,46234E-06	0,000651684	50,77
24	-14,6	1,462	0,025163631	0,003206899	0,02837053	2,45965E-06	0,000642564	51,41
24	-14,5	1,472	0,025291161	0,003247682	0,028538843	2,45675E-06	0,000633081	52,05
24	-14,4	1,481	0,025405938	0,003287875	0,028693813	2,45409E-06	0,000624217	52,67
24	-14,3	1,49	0,025520715	0,003327517	0,028848232	2,45144E-06	0,000615472	53,29
24	-14,2	1,5	0,025648245	0,003366614	0,029014859	2,44858E-06	0,000606386	53,89
24	-14,1	1,509	0,025763022	0,003405144	0,029168166	2,44595E-06	0,000597883	54,49

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-14	1,517	0,025865046	0,003443144	0,02930819	2,44356E-06	0,000589933	55,08
24	-13,9	1,526	0,025979823	0,003480649	0,029460472	2,44095E-06	0,000581644	55,66
24	-13,8	1,535	0,0260946	0,003517637	0,029612237	2,43836E-06	0,000573465	56,24
24	-13,7	1,543	0,026196624	0,003554113	0,029750737	2,436E-06	0,000565809	56,80
24	-13,5	1,552	0,026311401	0,003590113	0,029901514	2,43343E-06	0,000553731	57,36
24	-13,4	1,56	0,026413425	0,003625352	0,030038777	2,43109E-06	0,000546285	57,90
24	-13,3	1,568	0,026515449	0,003660127	0,030175576	2,42877E-06	0,000538926	58,44
24	-13,1	1,576	0,026617473	0,003694441	0,030311914	2,42645E-06	0,000527623	58,97
24	-13	1,584	0,026719497	0,003728043	0,03044754	2,42415E-06	0,000520457	59,49
24	-12,8	1,592	0,026821521	0,003761197	0,030582718	2,42185E-06	0,000509393	60,00
24	-12,7	1,599	0,026910792	0,003793654	0,030704446	2,41979E-06	0,000502772	60,50
24	-12,5	1,607	0,027012816	0,003825696	0,030838512	2,41752E-06	0,000491929	60,99
24	-12,4	1,614	0,027102087	0,003857054	0,030959141	2,41548E-06	0,000485467	61,48
24	-12,2	1,621	0,027191358	0,003888007	0,031079365	2,41345E-06	0,000475174	61,95
24	-12	1,628	0,027280629	0,003918311	0,03119894	2,41143E-06	0,000464985	62,42
24	-11,8	1,635	0,0273699	0,003947971	0,031317871	2,40942E-06	0,000454899	62,87
24	-11,7	1,642	0,027459171	0,003976993	0,031436164	2,40743E-06	0,000448749	63,32
24	-11,5	1,649	0,027548442	0,004005629	0,031554071	2,40544E-06	0,000438844	63,76
24	-11,3	1,655	0,02762496	0,004033639	0,031658599	2,40368E-06	0,000429334	64,19
24	-11,1	1,661	0,027701478	0,004061046	0,031762524	2,40193E-06	0,000419906	64,61
24	-10,9	1,667	0,027777996	0,004087858	0,031865854	2,4002E-06	0,000410559	65,02
24	-10,7	1,673	0,027854514	0,004114077	0,031968591	2,39847E-06	0,000401292	65,42
24	-10,5	1,679	0,027931032	0,004139709	0,032070741	2,39676E-06	0,000392103	65,81
24	-10,2	1,685	0,02800755	0,004164759	0,032172309	2,39505E-06	0,000379274	66,19
24	-10	1,69	0,028071315	0,004188993	0,032260308	2,39358E-06	0,000370509	66,56
24	-9,8	1,695	0,02813508	0,004212672	0,032347752	2,39212E-06	0,000361806	66,93
24	-9,6	1,7	0,028198845	0,004235798	0,032434643	2,39066E-06	0,000353165	67,28
24	-9,4	1,705	0,02826261	0,004258375	0,032520985	2,38922E-06	0,000344585	67,62
24	-9,1	1,71	0,028326375	0,004280407	0,032606782	2,38778E-06	0,000332413	67,96
24	-8,9	1,715	0,02839014	0,004301665	0,032691805	2,38636E-06	0,000323966	68,28
24	-8,7	1,719	0,028441152	0,004322385	0,032763537	2,38516E-06	0,000315791	68,60
24	-8,4	1,724	0,028504917	0,004342585	0,032847502	2,38376E-06	0,000303838	68,90
24	-8,2	1,728	0,028555929	0,004362024	0,032917953	2,38259E-06	0,000295772	69,20
24	-7,9	1,732	0,028606941	0,004380949	0,03298789	2,38142E-06	0,000284153	69,48
24	-7,7	1,735	0,0286452	0,004399133	0,033044333	2,38048E-06	0,000276372	69,76
24	-7,4	1,739	0,028696212	0,004416821	0,033113033	2,37934E-06	0,000264866	70,02
24	-7,1	1,742	0,028734471	0,004433775	0,033168246	2,37842E-06	0,000253592	70,27

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-6,9	1,746	0,028785483	0,004450009	0,033235492	2,3773E-06	0,000245768	70,52
24	-6,6	1,749	0,028823742	0,004465744	0,033289486	2,3764E-06	0,000234591	70,75
24	-6,4	1,752	0,028862001	0,004480766	0,033342767	2,37551E-06	0,000227008	70,98
24	-6,1	1,754	0,028887507	0,004495303	0,03338281	2,37485E-06	0,00021606	71,20
24	-5,8	1,757	0,028925766	0,00450914	0,033434906	2,37398E-06	0,000205008	71,40
24	-5,5	1,759	0,028951272	0,004522271	0,033473543	2,37334E-06	0,000194131	71,60
24	-5,3	1,761	0,028976778	0,004534707	0,033511485	2,37271E-06	0,000186809	71,78
24	-5	1,763	0,029002284	0,004546674	0,033548958	2,37209E-06	0,000175989	71,96
24	-4,7	1,765	0,02902779	0,004557949	0,033585739	2,37147E-06	0,0001652	72,12
24	-4,4	1,767	0,029053296	0,004568534	0,03362183	2,37088E-06	0,000154441	72,28
24	-4,1	1,768	0,029066049	0,00457843	0,033644479	2,3705E-06	0,000143807	72,42
24	-3,8	1,769	0,029078802	0,004587646	0,033666448	2,37014E-06	0,000133188	72,56
24	-3,5	1,77	0,029091555	0,004596181	0,033687736	2,36978E-06	0,000122586	72,68
24	-3,2	1,771	0,029104308	0,004604038	0,033708346	2,36944E-06	0,000111999	72,79
24	-2,9	1,772	0,029117061	0,004611216	0,033728277	2,36911E-06	0,000101428	72,89
24	-2,6	1,772	0,029117061	0,004617718	0,033734779	2,369E-06	9,09312E-05	72,98
24	-2,3	1,772	0,029117061	0,004623546	0,033740607	2,36891E-06	8,04358E-05	73,06
24	-2	1,772	0,029117061	0,004628702	0,033745763	2,36882E-06	6,99417E-05	73,13
24	-1,7	1,772	0,029117061	0,004633186	0,033750247	2,36875E-06	5,94486E-05	73,19
24	-1,4	1,772	0,029117061	0,004636997	0,033754058	2,36868E-06	4,89563E-05	73,24
24	-1,1	1,771	0,029104308	0,004640135	0,033744443	2,36884E-06	3,849E-05	73,28
24	-0,8	1,771	0,029104308	0,004642603	0,033746911	2,3688E-06	2,79922E-05	73,31
24	-0,5	1,77	0,029091555	0,004644398	0,033735953	2,36898E-06	1,75064E-05	73,33

Le Tableau-A IV-3 présente les résultats d'itération de soulèvements complets en simulant le revêtement comme une poutre de béton doublement appuyée.

Tableau-A IV-3 Résultats de d'itération de soulèvements complets pour le béton

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-9,4	0,791	0,016606368	0	0,0222	2,56822E-06	0,000798401	0,80
24	-9,7	0,799	0,016708392	0,005152807	0,021861199	2,57432E-06	0,000817569	1,62
24	-9,9	0,808	0,016823169	0,010413069	0,027236238	2,47926E-06	0,000794663	2,41
24	-10,1	0,817	0,016937946	0,015717726	0,032655672	2,38696E-06	0,000771939	3,18
24	-10,3	0,826	0,017052723	0,021065633	0,038118356	2,29741E-06	0,000749435	3,93

Rapport-Gratuit.com

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-10,5	0,836	0,017180253	0,026455682	0,043635935	2,21037E-06	0,00072625	4,66
24	-10,7	0,846	0,017307783	0,031879823	0,049187606	2,12612E-06	0,000703459	5,36
24	-10,9	0,856	0,017435313	0,03733707	0,054772383	2,04461E-06	0,000681083	6,04
24	-11,1	0,866	0,017562843	0,042826474	0,060389317	1,96578E-06	0,000659139	6,70
24	-11,3	0,876	0,017690373	0,04834712	0,066037493	1,88957E-06	0,00063764	7,34
24	-11,5	0,886	0,017817903	0,053898123	0,071716026	1,81593E-06	0,000616598	7,96
24	-11,7	0,897	0,017958186	0,059478628	0,077436814	1,74465E-06	0,000595305	8,55
24	-11,9	0,907	0,018085716	0,065081057	0,07732	1,74608E-06	0,000599296	9,15
24	-12,1	0,918	0,018225999	0,070711401	0,0889374	1,6097E-06	0,000555043	9,71
24	-12,2	0,929	0,018366282	0,07636222	0,094728502	1,54576E-06	0,000531034	10,24
24	-12,4	0,94	0,018506565	0,081986753	0,100493318	1,48462E-06	0,000512327	10,75
24	-12,6	0,951	0,018646848	0,087631047	0,106277895	1,42571E-06	0,000494149	11,24
24	-12,7	0,962	0,018787131	0,093294475	0,112081606	1,36895E-06	0,000472773	11,72
24	-12,9	0,974	0,018940167	0,09893204	0,117872207	1,31457E-06	0,000455461	12,17
24	-13	0,985	0,01908045	0,104581779	0,123662229	1,26235E-06	0,000435838	12,61
24	-13,2	0,997	0,019233486	0,110206206	0,129439692	1,21232E-06	0,000419888	13,03
24	-13,3	1,008	0,019373769	0,115842384	0,135216153	1,16428E-06	0,000401869	13,43
24	-13,5	1,02	0,019526805	0,121453776	0,140980581	1,11823E-06	0,000387171	13,82
24	-13,6	1,031	0,019667088	0,127076514	0,146743602	1,07402E-06	0,000370621	14,19
24	-13,7	1,043	0,019820124	0,132674966	0,15249509	1,03164E-06	0,000354487	14,54
24	-13,8	1,054	0,019960407	0,13824373	0,158204137	9,91222E-07	0,000339506	14,88
24	-13,9	1,066	0,020113443	0,143789151	0,163902594	9,52461E-07	0,000324895	15,21
24	-14,1	1,078	0,020266479	0,149305966	0,169572445	9,15399E-07	0,000313219	15,52
24	-14,2	1,089	0,020406762	0,154833939	0,175240701	8,79789E-07	0,000300108	15,82
24	-14,3	1,101	0,020559798	0,160339475	0,180899273	8,45622E-07	0,000287318	16,11
24	-14,4	1,113	0,020712834	0,165817482	0,186530316	8,12938E-07	0,000275146	16,38
24	-14,4	1,125	0,02086587	0,171268479	0,192134349	7,81666E-07	0,000261739	16,64
24	-14,5	1,136	0,021006153	0,176655559	0,197661712	7,51999E-07	0,000251099	16,89
24	-14,6	1,148	0,021159189	0,18202225	0,203181439	7,23498E-07	0,000240705	17,14
24	-14,7	1,16	0,021312225	0,187363742	0,208675967	6,96199E-07	0,000230797	17,37
24	-14,8	1,171	0,021452508	0,192680487	0,214132995	6,70106E-07	0,000221557	17,59
24	-14,8	1,183	0,021605544	0,197977912	0,219583456	6,45021E-07	0,0002111	17,80
24	-14,9	1,194	0,021745827	0,203215987	0,224961814	6,21189E-07	0,000202788	18,00
24	-14,9	1,206	0,021898863	0,208435743	0,230334606	5,9826E-07	0,00019336	18,19
24	-15	1,217	0,022039146	0,213598028	0,235637174	5,76461E-07	0,00018587	18,38
24	-15	1,229	0,022192182	0,218742932	0,240935114	5,55474E-07	0,000177354	18,56
24	-15,1	1,24	0,022332465	0,223832146	0,246164611	5,35508E-07	0,000170592	18,73

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-15,1	1,252	0,022485501	0,228904857	0,251390358	5,16273E-07	0,000162888	18,89
24	-15,1	1,263	0,022625784	0,233923568	0,256549352	4,97961E-07	0,000155742	19,05
24	-15,1	1,274	0,022766067	0,238893687	0,261659754	4,80463E-07	0,000148972	19,20
24	-15,2	1,285	0,02290635	0,243816056	0,266722406	4,63734E-07	0,000143498	19,34
24	-15,2	1,296	0,023046633	0,248723786	0,271770419	4,47633E-07	0,000137341	19,48
24	-15,2	1,307	0,023186916	0,253585085	0,276772001	4,32232E-07	0,000131499	19,61
24	-15,2	1,318	0,023327199	0,258400739	0,281727938	4,17495E-07	0,000125955	19,73
24	-15,2	1,329	0,023467482	0,263171514	0,286638996	4,03386E-07	0,000120692	19,86
24	-15,1	1,34	0,023607765	0,267898159	0,291505924	3,89875E-07	0,00011493	19,97
24	-15,1	1,351	0,023748048	0,272550591	0,296298639	3,77012E-07	0,000110234	20,08
24	-15,1	1,361	0,023875578	0,277160613	0,301036191	3,64714E-07	0,000105854	20,19
24	-15,1	1,372	0,024015861	0,281732679	0,30574854	3,5288E-07	0,000101599	20,29
24	-15	1,382	0,024143391	0,286263637	0,310407028	3,41558E-07	9,69808E-05	20,38
24	-15	1,393	0,024283674	0,290728034	0,315011708	3,30724E-07	9,31632E-05	20,48
24	-15	1,403	0,024411204	0,295152829	0,319564033	3,20352E-07	8,9598E-05	20,57
24	-14,9	1,413	0,024538734	0,299542166	0,3240809	3,10381E-07	8,56204E-05	20,65
24	-14,9	1,423	0,024666264	0,303867522	0,328533786	3,00856E-07	8,24095E-05	20,74
24	-14,8	1,433	0,024793794	0,308158648	0,332952442	2,91693E-07	7,88095E-05	20,81
24	-14,7	1,443	0,024921324	0,312387454	0,337308778	2,82932E-07	7,53999E-05	20,89
24	-14,7	1,453	0,025048854	0,316554858	0,341603712	2,74552E-07	7,26632E-05	20,96
24	-14,6	1,462	0,025163631	0,320689887	0,345853518	2,66505E-07	6,96223E-05	21,03
24	-14,5	1,472	0,025291161	0,324768227	0,350059388	2,58773E-07	6,66833E-05	21,10
24	-14,4	1,481	0,025405938	0,328787527	0,354193465	2,51392E-07	6,39435E-05	21,16
24	-14,3	1,49	0,025520715	0,332751665	0,35827238	2,44316E-07	6,13393E-05	21,22
24	-14,2	1,5	0,025648245	0,336661354	0,362309599	2,37508E-07	5,88183E-05	21,28
24	-14,1	1,509	0,025763022	0,340514378	0,3662774	2,31002E-07	5,64655E-05	21,34
24	-14	1,517	0,025865046	0,344314396	0,370179442	2,24778E-07	5,42667E-05	21,39
24	-13,9	1,526	0,025979823	0,348064886	0,374044709	2,18777E-07	5,21315E-05	21,45
24	-13,8	1,535	0,0260946	0,351763653	0,377858253	2,13014E-07	5,00977E-05	21,50
24	-13,7	1,543	0,026196624	0,355411347	0,381607971	2,07496E-07	4,8195E-05	21,54
24	-13,5	1,552	0,026311401	0,359011262	0,385322663	2,0217E-07	4,60041E-05	21,59
24	-13,4	1,56	0,026413425	0,36253522	0,388948645	1,97103E-07	4,42906E-05	21,63
24	-13,3	1,568	0,026515449	0,366012652	0,392528101	1,92226E-07	4,26535E-05	21,68
24	-13,1	1,576	0,026617473	0,369444072	0,396061545	1,8753E-07	4,07777E-05	21,72
24	-13	1,584	0,026719497	0,372804335	0,399523832	1,83039E-07	3,9298E-05	21,76
24	-12,8	1,592	0,026821521	0,376119737	0,402941258	1,78713E-07	3,75889E-05	21,79
24	-12,7	1,599	0,026910792	0,37936541	0,406276202	1,74589E-07	3,62752E-05	21,83

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-12,5	1,607	0,027012816	0,382569625	0,409582441	1,70595E-07	3,47134E-05	21,87
24	-12,4	1,614	0,027102087	0,38570544	0,412807527	1,66787E-07	3,3521E-05	21,90
24	-12,2	1,621	0,027191358	0,388800743	0,415992101	1,6311E-07	3,2114E-05	21,93
24	-12	1,628	0,027280629	0,391831076	0,419111705	1,59586E-07	3,07723E-05	21,96
24	-11,8	1,635	0,0273699	0,394797061	0,422166961	1,5621E-07	2,94924E-05	21,99
24	-11,7	1,642	0,027459171	0,397699312	0,425158483	1,52973E-07	2,85144E-05	22,02
24	-11,5	1,649	0,027548442	0,40056291	0,428111352	1,49843E-07	2,7337E-05	22,05
24	-11,3	1,655	0,02762496	0,403363859	0,430988819	1,46855E-07	2,62305E-05	22,07
24	-11,1	1,661	0,027701478	0,406104649	0,433806127	1,43987E-07	2,51718E-05	22,10
24	-10,9	1,667	0,027777996	0,408785768	0,436563764	1,41234E-07	2,41585E-05	22,12
24	-10,7	1,673	0,027854514	0,411407697	0,439262211	1,38592E-07	2,3188E-05	22,15
24	-10,5	1,679	0,027931032	0,413970914	0,441901946	1,36054E-07	2,22581E-05	22,17
24	-10,2	1,685	0,02800755	0,416475889	0,444483439	1,33618E-07	2,11594E-05	22,19
24	-10	1,69	0,028071315	0,418899331	0,446970646	1,31312E-07	2,03261E-05	22,21
24	-9,8	1,695	0,02813508	0,421267167	0,449402247	1,29095E-07	1,95256E-05	22,23
24	-9,6	1,7	0,028198845	0,423579769	0,451778614	1,26966E-07	1,87563E-05	22,25
24	-9,4	1,705	0,02826261	0,425837505	0,454100115	1,24919E-07	1,80165E-05	22,27
24	-9,1	1,71	0,028326375	0,428040737	0,456367112	1,22952E-07	1,71167E-05	22,28
24	-8,9	1,715	0,02839014	0,430166468	0,458556608	1,21082E-07	1,64378E-05	22,30
24	-8,7	1,719	0,028441152	0,432238493	0,460679645	1,19296E-07	1,57946E-05	22,32
24	-8,4	1,724	0,028504917	0,434258521	0,462763438	1,17569E-07	1,49855E-05	22,33
24	-8,2	1,728	0,028555929	0,436202369	0,464758298	1,15938E-07	1,43925E-05	22,34
24	-7,9	1,732	0,028606941	0,438094866	0,466701807	1,14372E-07	1,3647E-05	22,36
24	-7,7	1,735	0,0286452	0,439913266	0,468558466	1,12895E-07	1,3107E-05	22,37
24	-7,4	1,739	0,028696212	0,441682091	0,470378303	1,11466E-07	1,24083E-05	22,38
24	-7,1	1,742	0,028734471	0,443377486	0,472111957	1,10121E-07	1,17414E-05	22,40
24	-6,9	1,746	0,028785483	0,445000912	0,473786395	1,08838E-07	1,12519E-05	22,41
24	-6,6	1,749	0,028823742	0,446574432	0,475398174	1,07617E-07	1,06236E-05	22,42
24	-6,4	1,752	0,028862001	0,448076553	0,476938554	1,06463E-07	1,01738E-05	22,43
24	-6,1	1,754	0,028887507	0,449530273	0,47841778	1,05366E-07	9,58605E-06	22,44
24	-5,8	1,757	0,028925766	0,450914022	0,479839788	1,04323E-07	9,00892E-06	22,45
24	-5,5	1,759	0,028951272	0,45222712	0,481178392	1,0335E-07	8,45364E-06	22,45
24	-5,3	1,761	0,028976778	0,453470661	0,482447439	1,02436E-07	8,06502E-06	22,46
24	-5	1,763	0,029002284	0,454667407	0,483669691	1,01563E-07	7,53514E-06	22,47
24	-4,7	1,765	0,02902779	0,455794932	0,484822722	1,00747E-07	7,01813E-06	22,48
24	-4,4	1,767	0,029053296	0,456853414	0,48590671	9,9985E-08	6,51312E-06	22,48
24	-4,1	1,768	0,029066049	0,457843036	0,486909085	9,92859E-08	6,0232E-06	22,49

dt, hrs	Tp, °C	Z, m	Contrainte verticale poids des terres (MPa)	Contrainte verticale résistance revêtement (MPa)	Contrainte verticale totale (MPa)	SP, m²/°CH	h lentilles calcul, m	h lentilles cumul, mm
24	-3,8	1,769	0,029078802	0,45876458	0,487843382	9,86387E-08	5,54295E-06	22,50
24	-3,5	1,77	0,029091555	0,459618135	0,48870969	9,80424E-08	5,07162E-06	22,50
24	-3,2	1,771	0,029104308	0,460403789	0,489508097	9,7496E-08	4,60846E-06	22,51
24	-2,9	1,772	0,029117061	0,461121632	0,490238693	9,69986E-08	4,15277E-06	22,51
24	-2,6	1,772	0,029117061	0,461771752	0,490888813	9,65582E-08	3,70627E-06	22,51
24	-2,3	1,772	0,029117061	0,462354618	0,491471679	9,6165E-08	3,26527E-06	22,52
24	-2	1,772	0,029117061	0,462870231	0,491987292	9,58186E-08	2,82914E-06	22,52
24	-1,7	1,772	0,029117061	0,463318589	0,49243565	9,55183E-08	2,39723E-06	22,52
24	-1,4	1,772	0,029117061	0,463699694	0,492816755	9,52638E-08	1,96893E-06	22,52
24	-1,1	1,771	0,029104308	0,464013545	0,493117853	9,50633E-08	1,54463E-06	22,53
24	-0,8	1,771	0,029104308	0,464260304	0,493364612	9,48992E-08	1,12143E-06	22,53
24	-0,5	1,77	0,029091555	0,464439764	0,493531319	9,47885E-08	7,00471E-07	22,53

ANNEXE V

ÉTUDE DE LA VARIATION DES PARAMÈTRES DES MATÉRIAUX COMPOSANT LA STRUCTURE DE CHAUSSÉE

L'analyse paramétrique a pour but de vérifier dans quelle mesure la variation des paramètres des matériaux composant le revêtement, la fondation et la sous-fondation affectent la pression nécessaire au soulèvement.

Dans le cadre de cette analyse, les paramètres des différents matériaux composant les couches de la structure de chaussées ont été variés dans le but de définir leur influence sur la modélisation. De plus, l'interface entre le revêtement et la fondation granulaire a été étudiée. Cette interface semble affecter grandement les résultats obtenus, c'est pourquoi il a été étudié.

Un point de comparaison a été établi dans le but de réaliser cette étude. Une déformation constante a été visée dans la sous-couche gonflante. Elle est de 10 mm. La contrainte nécessaire à la création de cette déformation a été mesurée pour ensuite être analysée. La contrainte a été simulée à l'aide d'une pression mécanique dans le logiciel FLAC 7,0. La Figure-A V-1 présente un schéma de la modélisation effectuée.

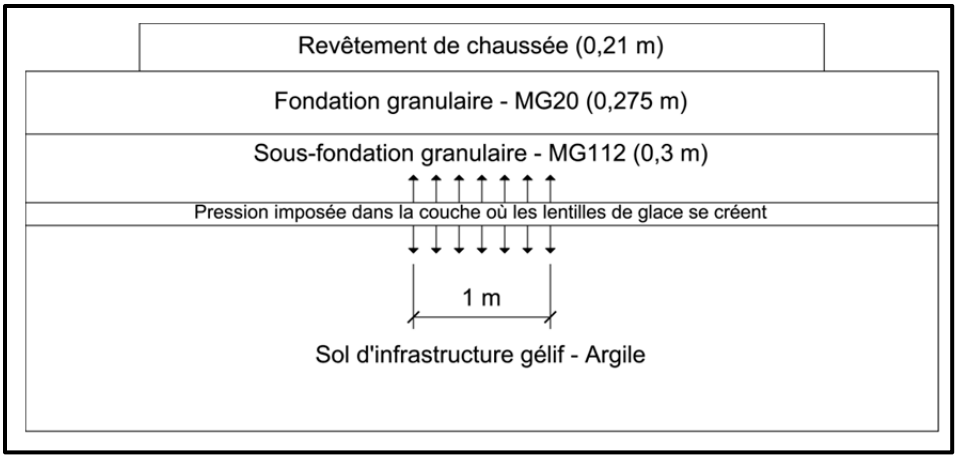


Figure-A V-1 Modélisation dans le logiciel FLAC 7,0

Dans le but de déterminer si la profondeur où le soulèvement de la sous-couche se produit influence les résultats, deux séries de simulation ont été réalisées. La première simule un soulèvement dans la sous-couche supérieure de sol gélif. La deuxième simule un soulèvement dans la sixième sous-couche, à environ 1,5 mètre sous le dessus du revêtement. Il faut aussi prendre en considération que dans la deuxième analyse, un soulèvement de 10 mm a déjà été imposé sur chacune des sous-couches supérieures à la sixième sous-couche, pour un total de 50 mm de soulèvement préalable. Ces deux séries de simulations ont pour but de comparer les contraintes nécessaires au soulèvement d'une sous-couche de sol d'infrastructure gélif à une profondeur importante (1,5 m) aux contraintes nécessaires au soulèvement de la sous-couche supérieure de sol d'infrastructure gélif. Cette comparaison permettra d'établir avec quelle importance la profondeur de soulèvement de la sous-couche influence la contrainte nécessaire au soulèvement en fonction de la variation des paramètres des matériaux composant la structure de chaussée.

Paramètres des matériaux analysés

Dans le but d'effectuer l'étude paramétrique, la valeur originale de chacun des paramètres étudiés a été remplacée par trois valeurs différentes. Ces valeurs bien qu'elles soient basées sur des estimations des paramètres réels ont été sélectionnées dans le but de représenter la borne inférieure admissible, la moyenne et la borne supérieure admissible. Les valeurs originales représentent les valeurs des matériaux utilisés dans le cadre des simulations présentées au Tableau-A V-1 et au Tableau-A V-2.

Lorsque la variation d'un paramètre est étudiée, sa valeur est modifiée, ce qui permet de déterminer l'effet de la variation du paramètre sur la contrainte nécessaire au soulèvement. Dans le but de garder la réalisation de cette étude simple, chacun des paramètres a été varié en considérant les autres paramètres fixes. Aucune combinaison de variation de paramètre n'a été réalisée.

Tableau-A V-1 Caractéristiques analysées du revêtement

Caractéristiques	**Valeur originale**	**Valeur 2**	**Valeur 3**	**Valeur 4**
Masse volumique (kg/m³)	2350			
Module élastique (MPa)	300	3000	30 000	300 000
Coefficient de poisson	0,20	0,15	0,30	0,45
Cohésion (MPa)	2	0	0,2	20
Tension maximale (MPa)	1,8	0	0,18	18
Angle de friction interne	40°	0°	20°	60°
Angle de dilatation	15°			

Tableau-A V-2 Caractéristiques analysées de la fondation et sous-fondation

Caractéristiques	**Valeur originale**	**Valeur 2**	**Valeur 3**	**Valeur 4**
Masse volumique (kg/m³)	2200			
Module élastique (MPa)	120	12	1 200	12 000
Coefficient de poisson	0,35	0,15	0,25	0,45
Cohésion (MPa)	0	0,1	1	10
Tension maximale (MPa)	0	0,1	1	10
Angle de friction interne	40°	0°	20°	60°
Angle de dilatation	15°			

La rigidité normale et la rigidité de cisaillement n'ont pas été analysées. Bien qu'elles soient dérivées des caractéristiques des matériaux, elles présentent seulement une grossière approximation des valeurs réelles. En réalisant d'autres simulations, il a été remarqué que leur variation n'influence que faiblement les résultats de soulèvement obtenu. Leur variation influence plutôt la durée du calcul de la simulation. La variation de l'angle de dilatation n'a pas été analysée parce que dans les modélisations préalablement effectuées, l'influence sur les résultats finaux de soulèvement était nulle.

Résultats et analyse des résultats de l'analyse paramétrique

L'analyse paramétrique permet d'établir une tendance de comportement que la variation de chacun des paramètres de simulation impose au modèle complet. Les résultats sont classés par paramètre modifié. La Figure-A V-2 présente la variation du module élastique, la Figure-A V-3 présente la variation du coefficient de poisson, la Figure-A V-4 présente la variation de la cohésion, la Figure-A V-5 présente la variation de la tension maximale, la Figure-A V-6 présente la variation de l'angle de friction interne et la Figure-A V-7 présente la variation des caractéristiques de l'interface revêtement-fondation.

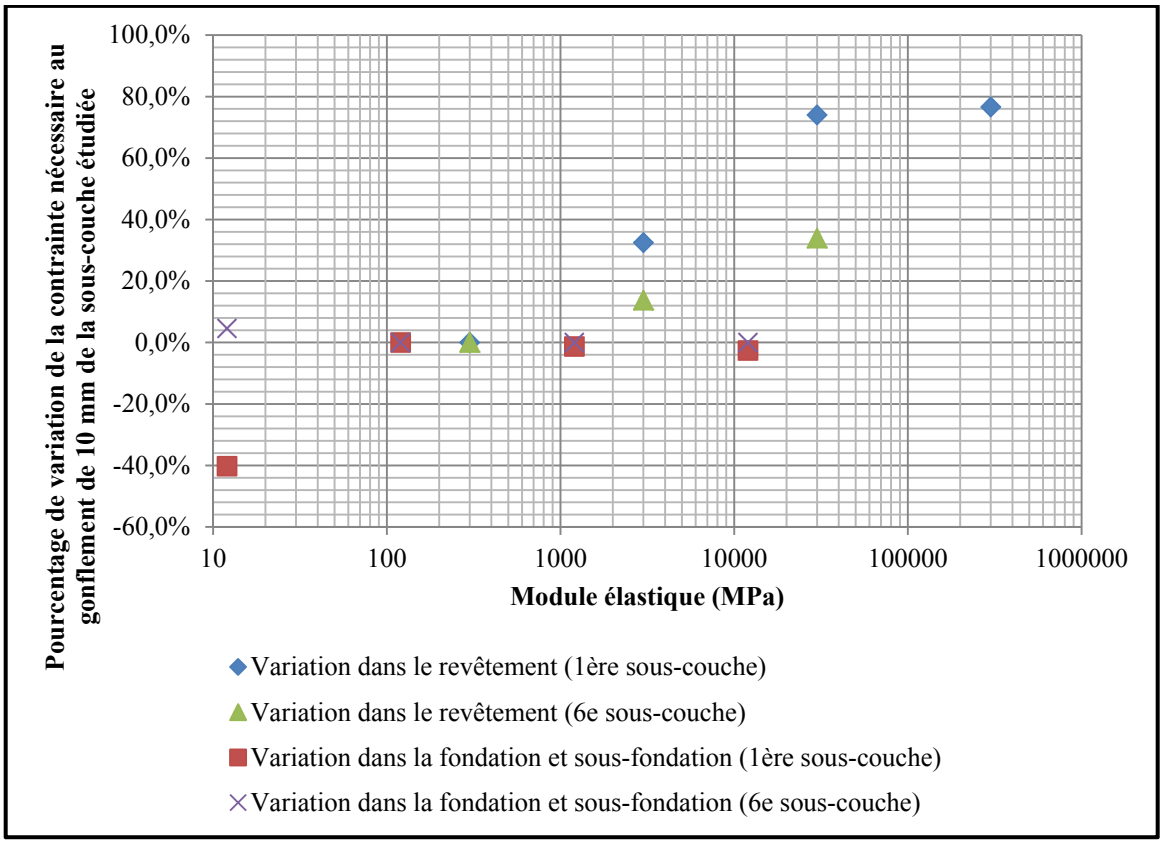


Figure-A V-2 Résultats d'analyse de variation du module élastique du revêtement, de la fondation et sous-fondation, les autres paramètres restant constants

Le module élastique d'un matériau représente un lien entre la contrainte nécessaire pour effectuer une déformation dans la zone élastique un matériau. La Figure-A V-2 montre que plus le module du revêtement est élevé, plus la contrainte nécessaire pour engendre le

soulèvement de 10 mm de la sous-couche étudiée doit être grande. L'augmentation de la profondeur d'application de la contrainte réduit l'influence du module élastique du revêtement sur la grandeur de la contrainte nécessaire au soulèvement.

L'augmentation du module élastique de la fondation et de la sous-fondation n'affecte pas la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche étudiée de 10 mm. Par contre, une diminution drastique de son module élastique lorsque la contrainte appliquée sur la première sous-couche de sol d'infrastructure influence à la baisse la contrainte nécessaire au soulèvement. Le module élastique de la fondation et de la sous-fondation doit être d'une valeur minimale dans le but de reprendre des charges. S'il devient trop faible, la résistance à la déformation de ce matériau semble devenir inutile face au soulèvement de la sous-couche.

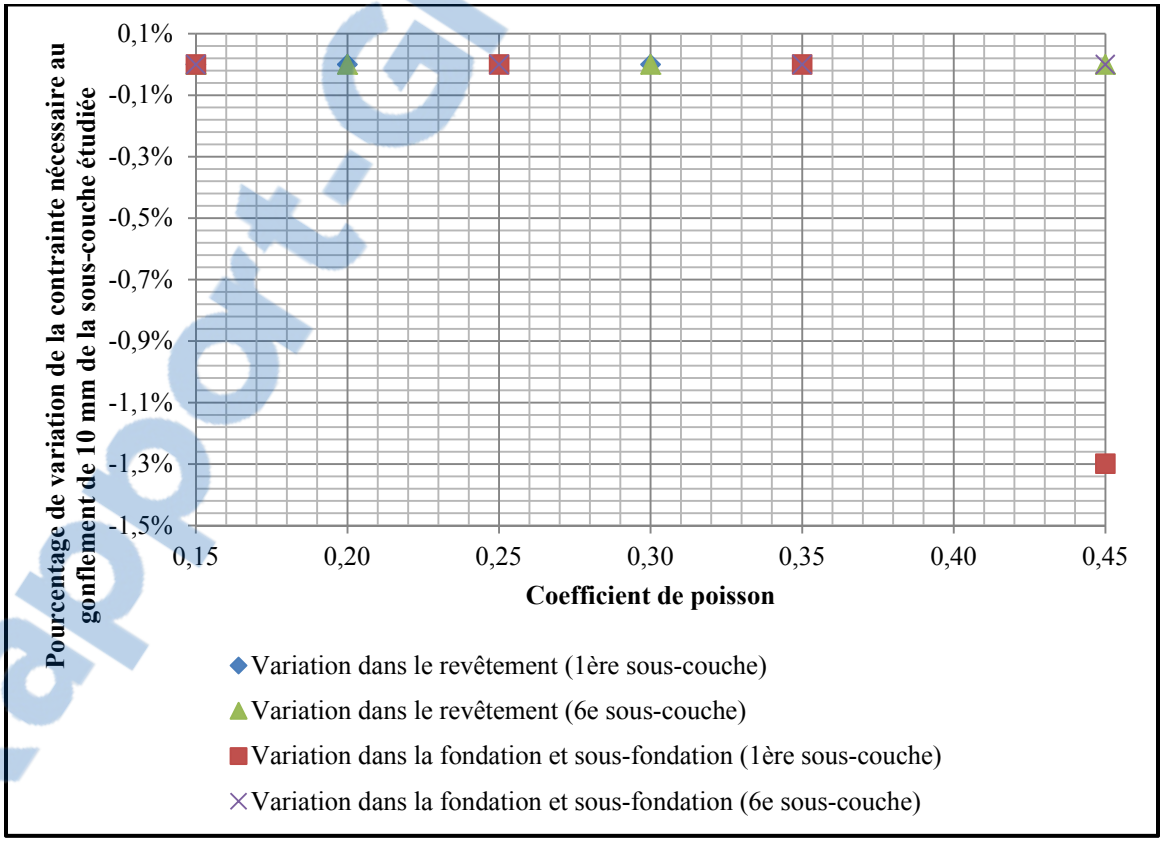


Figure-A V-3 Résultats d'analyse de variation du coefficient de poisson du revêtement, de la fondation et sous-fondation, les autres paramètres restant constants

Rapport-Gratuit.com

Le coefficient de poisson permet de mettre en relation les déplacements axiaux par rapport aux déplacements latéraux d'un matériau. La Figure-A V-3 montre que la variation de coefficient de poisson pour n'importe quelle des couches de matériaux n'affecte pas la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche de 10 mm. Une légère variation est notée lorsque la fondation possède un coefficient de poisson de 0,45.

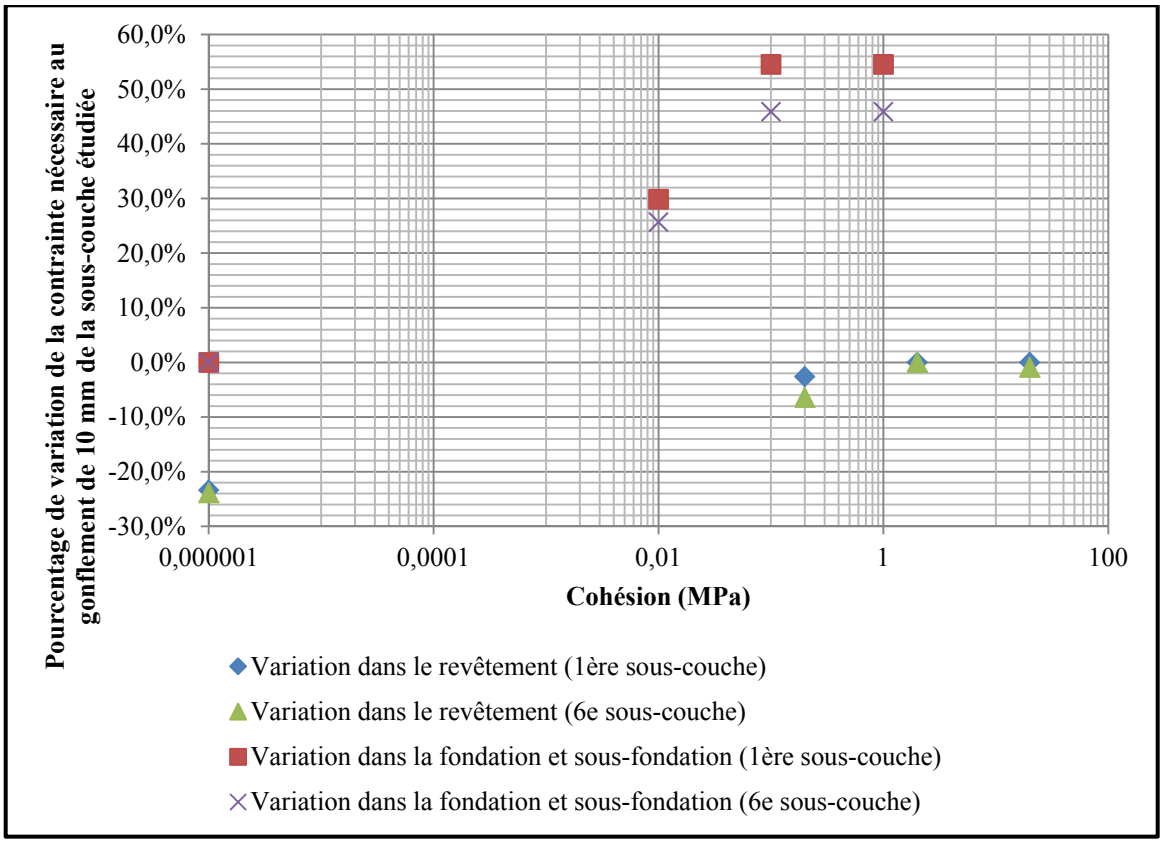


Figure-A V-4 Résultats d'analyse de variation de la cohésion du revêtement, de la fondation et sous-fondation, les autres paramètres restant constants

La cohésion d'un élément est une force qui retient les molécules ensemble. Plus cette force est élevée, plus le matériau cherche à demeurer lié. La Figure-A V-4 montre qu'une diminution de la cohésion du revêtement entraîne une diminution de la contrainte nécessaire à faire gonfler la sous-couche étudiée. La cohésion étant l'ordonnée à l'origine de l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb, en la diminuant, l'enveloppe suit une translation verticale. Donc, une contrainte moindre est nécessaire pour provoquer la rupture du matériau.

L'augmentation de la profondeur d'application de la contrainte affecte peu la contrainte nécessaire au soulèvement. En effet, les données recueillies montrent que les résultats sont assez regroupés. Les conclusions sont autant applicables pour le revêtement que pour le matériau de fondation et de sous-fondation.

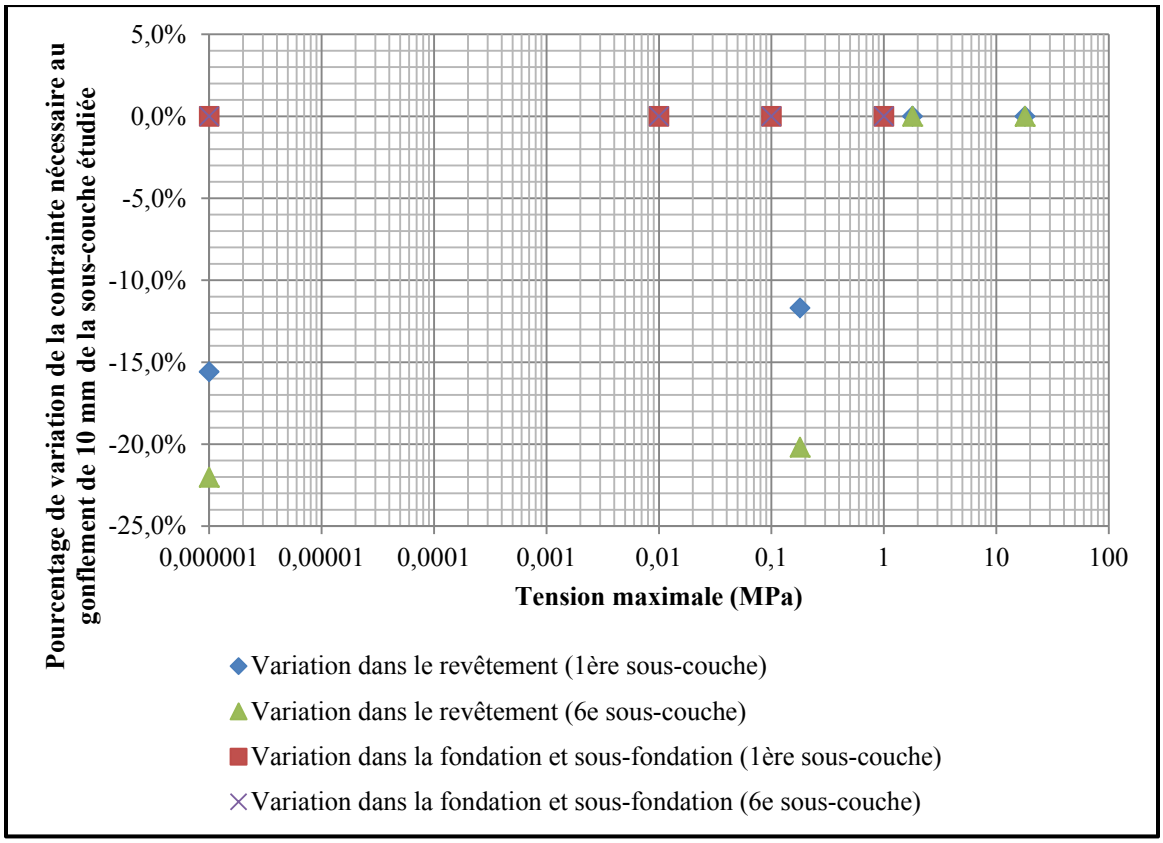


Figure-A V-5 Résultats d'analyse de variation de la tension maximale du revêtement, de la fondation et sous-fondation, les autres paramètres restant constants

La Figure-A V-5 montre que l'augmentation de tension maximale dans le revêtement permet une augmentation de la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche et ce peu importe la profondeur d'application de la contrainte. Une limite inférieure en tension semble est présente. Pour franchir cette limite, l'augmentation de la contrainte nécessaire est considérable. Cette augmentation est plus grande si la profondeur d'application de la contrainte est plus grande. Ce qui montre qu'un revêtement plus performant en tension permet un meilleur travail des couches de fondation et sous-fondation. Elles peuvent ainsi augmenter la

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

résistance totale au soulèvement de la structure de chaussée. Au niveau de la fondation et de la sous-fondation, aucun effet quant à l'augmentation de tension maximale n'est noté.

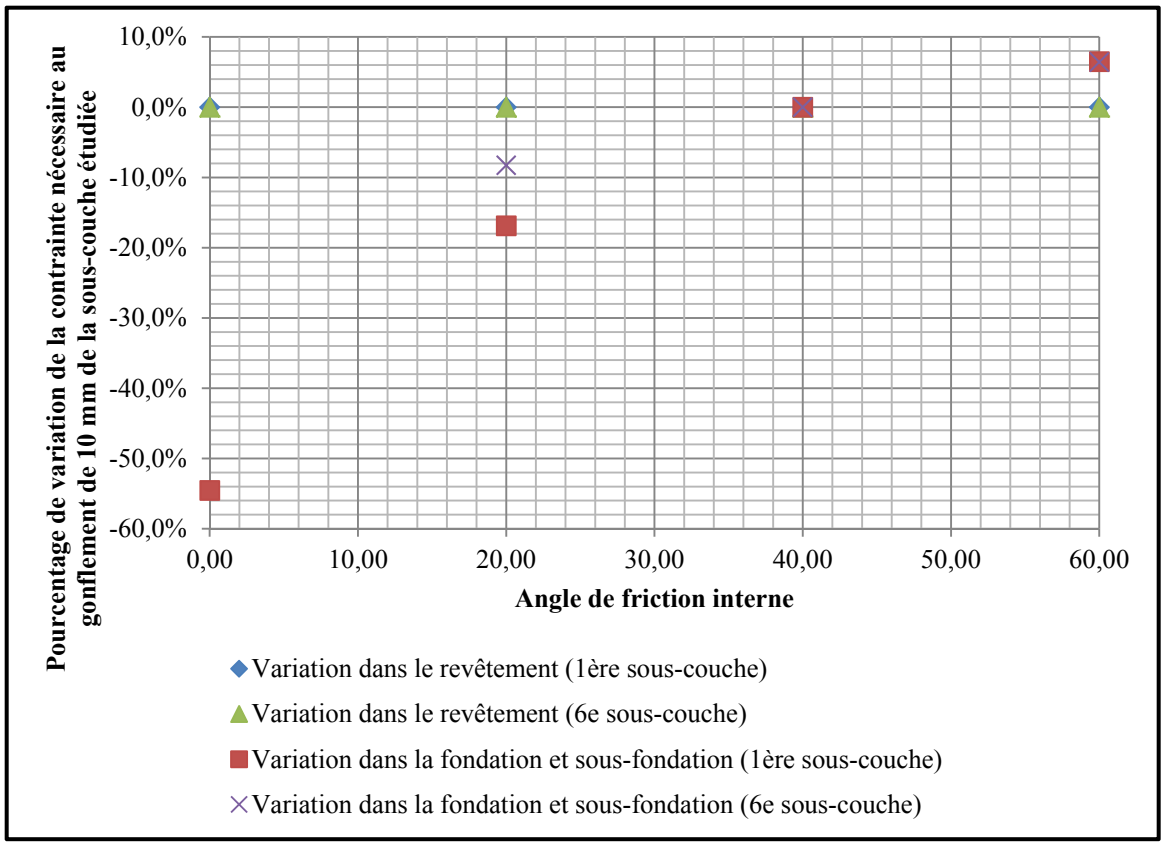


Figure-A V-6 Résultats d'analyse de variation de l'angle de friction du revêtement, de la fondation et sous-fondation, les autres paramètres restant constants

La Figure-A V-6 montre que la variation de l'angle de friction interne dans le revêtement ne cause aucune variation sur la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche. Il est possible de conclure que la cohésion dans l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb du revêtement est suffisamment élevée pour éviter la rupture du matériau. Dans le cas de la fondation et de la sous-fondation, plus l'angle de friction augmente, plus la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche augmente. Ce qui semble logique puisque l'angle de friction dans l'enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb représente la pente. Si l'angle est plus élevé, la pente l'est aussi. Donc, une plus grande contrainte est nécessaire pour provoquer

la rupture du matériau. L'augmentation de la profondeur n'influence que très peu la grandeur des résultats.

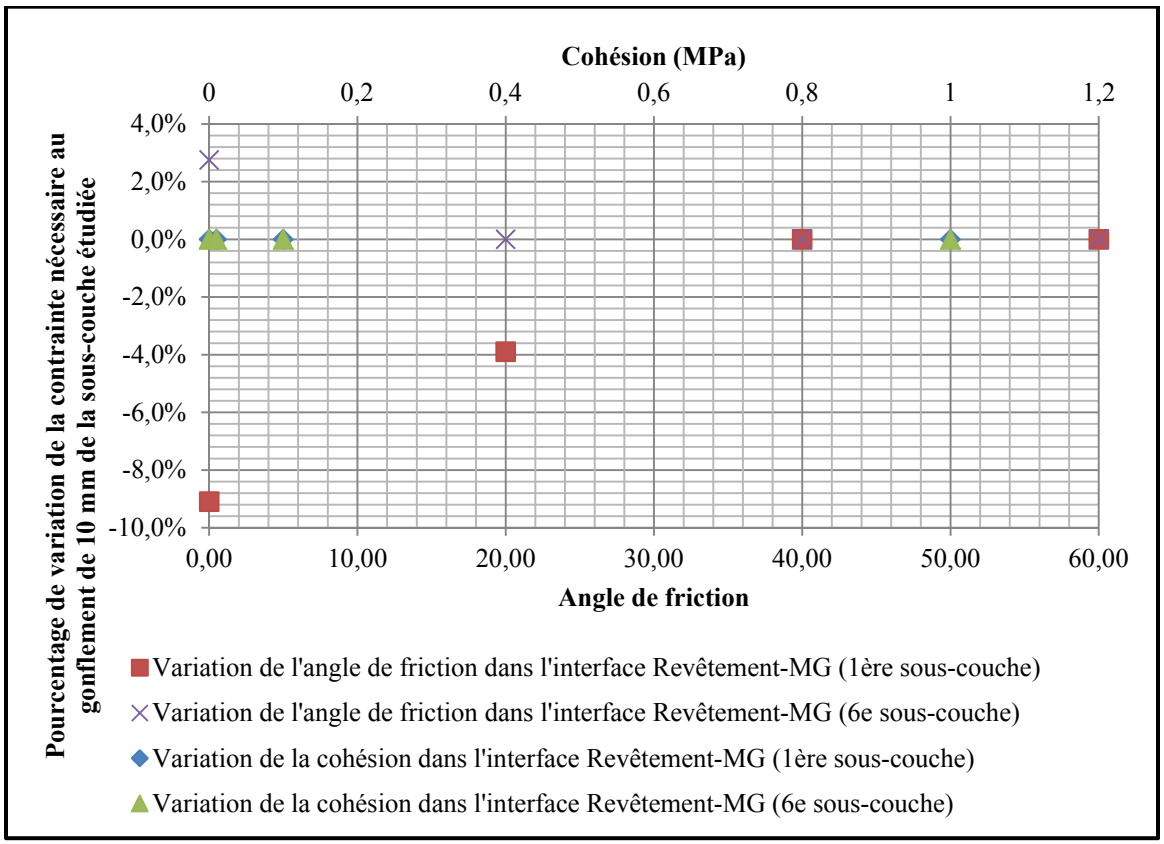


Figure-A V-7 Résultats d'analyse de variation des paramètres de l'interface du revêtement, de la fondation et sous-fondation, les autres paramètres restant constants

Dans l'interface revêtement-fondation, l'angle de friction gouverne la friction entre les couches de matériaux. Théoriquement, plus il est élevé, plus la contrainte nécessaire pour faire glisser le revêtement sur la fondation est élevée. Ce qui concorde avec les résultats obtenus à la Figure-A V-7 lors du soulèvement de la première sous-couche. Par contre, lorsque le revêtement est déjà soulevé (essais de soulèvement de la sixième sous-couche), l'angle de friction semble ne plus avoir d'effet. De plus, il a été remarqué que si aucune friction n'est présente, la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche est légèrement plus élevée.

La cohésion permet de créer un lien entre les deux couches de matériau. La Figure-A V-7 montre qu'aucune variation de la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche n'est liée à la variation de la cohésion dans l'interface.

Conclusions de l'étude paramétrique

Les principales caractéristiques du revêtement influençant la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche étudiée de 10 mm sont dans l'ordre : 1) le module élastique, 2) la cohésion interne, 3) la tension maximale. Les principales caractéristiques du matériau de fondation et de sous-fondation influençant la contrainte nécessaire au soulèvement de la sous-couche étudiée de 10 mm sont dans l'ordre : 1) la cohésion interne, 2) l'angle de friction, 3) le module élastique. Dans tous les cas, plus les valeurs des paramètres des matériaux sont élevées plus la pression nécessaire à la création des soulèvements est importante.

ANNEXE VI

EXEMPLE DE DÉTERMINATION DES PRÉDICTIONS DE SOULÈVEMENT EN UTILISANT L'APPROCHE PAR DÉFORMATIONS IMPOSÉES

Exemple de calcul

1) Pour chacune des sous-couches de sol, le soulèvement lié à la formation de lentilles de glace calculé à l'aide de l'ODP_{SG}, présenté au Tableau 4.9, est imposé dans la structure de chaussée rigide à l'aide du logiciel FLAC 7,0;

Dans le logiciel FLAC 7,0, la contrainte nécessaire à l'obtention du soulèvement voulu est imposé au-dessus et au-dessous de la sous-couche étudiée (lignes rouges). Le soulèvement imposé dans la sous-couche a pour effet de décollé une partie du revêtement de béton de la fondation granulaire. Ce décollement est de faible ampleur d'où pourquoi il n'est pas visible sur la Figure A VI-1. Il est schématisé par les lignes jaunes.

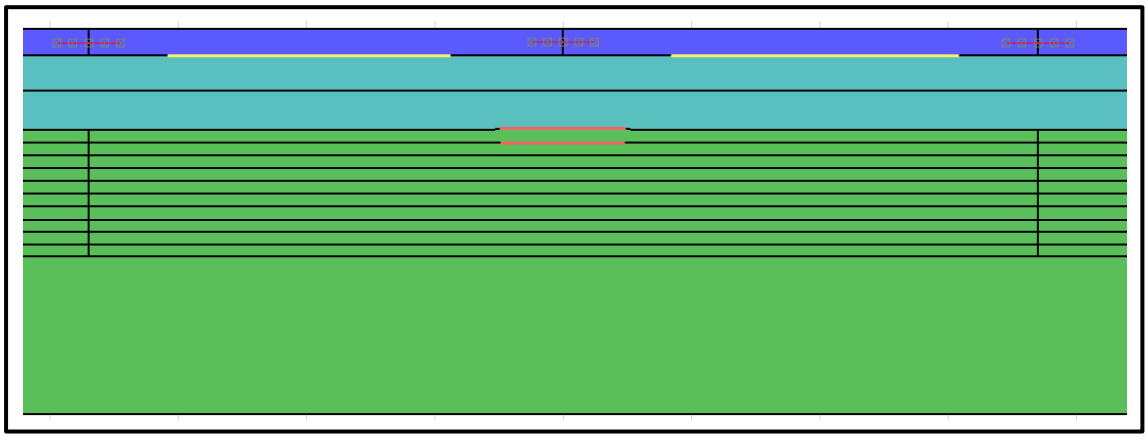


Figure A VI-1 Imposition du soulèvement dans FLAC 7,0 (étape 1 de l'approche de déformations imposées)

2) une fois le soulèvement obtenu, la largeur du revêtement soulevé de la fondation granulaire est mesurée dans le but d'établir le poids propre du revêtement qui est déplacé. Le poids propre du revêtement est obtenu en considérant l'aire et l'épaisseur du revêtement soulevé ainsi que sa masse volumique. Le logiciel FLAC 7,0 étant en deux dimensions, il a été

convenu de considérer que la largeur du revêtement soulevé se veut le diamètre de l'aire de revêtement soulevé. L'aire du revêtement soulevé est obtenue avec l'équation $aire\ du\ cercle = \pi * rayon^2$. Cette action a pour but de simuler une troisième dimension et ainsi conserver un soulèvement ponctuel;

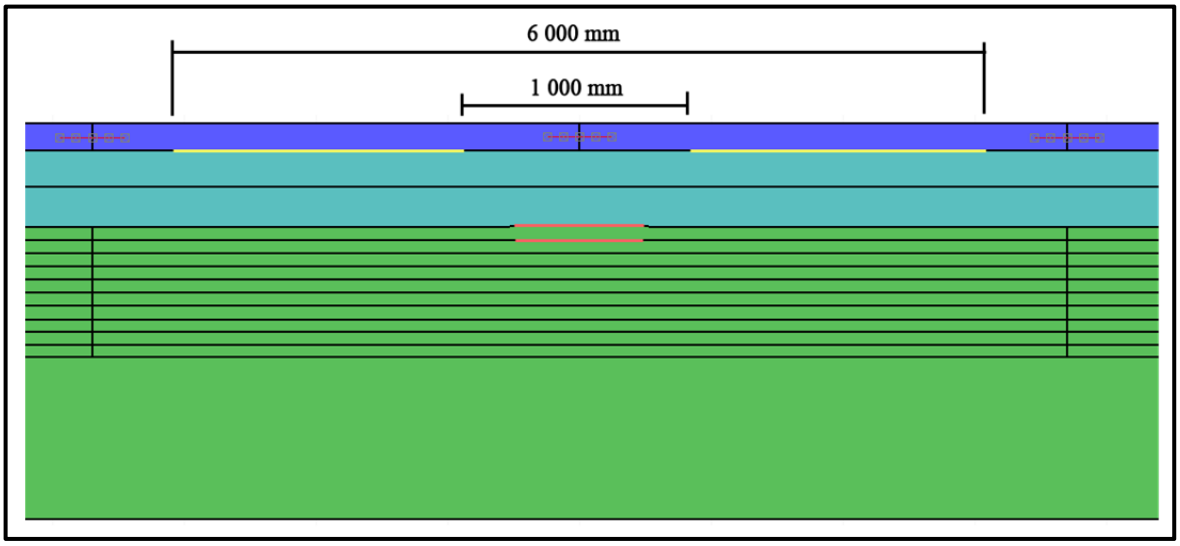


Figure A VI-2 Mesure de la contrainte liée au soulèvement du revêtement soulevé (étape 2 de l'approche de déformations imposées)

L'aire du revêtement soulevé sur une largeur de 6 000 mm est déterminée de façon suivante :

$$aire = \pi * \left(\frac{6000}{2}\right)^2$$

L'aire du revêtement soulevée est égale à 28 274 000 mm² ou 28,27 m².

Le poids propre du béton s'établi à 2300 kg/m³. Pour connaître la contrainte représentant le revêtement soulevé il suffit d'effectué le calcul suivant :

$$aire\ de\ béton\ soulevé * l'épaisseur\ de\ la\ section * poids\ propre\ du\ béton * force\ gravitationnelle = \ contrainte\ verticale$$

Donc,

$$28{,}27m^2 * 0{,}21m * \frac{2300kg}{m^3} * 9{,}81\frac{m}{s^2} = 133949{,}76\ N$$

3) la force liée au revêtement soulevé est divisée par l'aire de la zone de soulèvement, aussi obtenu avec le stratagème largeur équivalent au diamètre, où la fondation demeure en contact avec le revêtement. Cet action a pour but de déterminer la contrainte verticale imposée par le revêtement sur la zone de soulèvement;

$$aire = \pi * \left(\frac{1000}{2}\right)^2.$$

La zone de soulèvement est égale à 785 000 mm² ou 0,79 m²

On peut ainsi calculer la contrainte imposée sur la frange gelée :

$$Force/aire$$

Donc,

$$\frac{1334949{,}76N}{0{,}79m^2} = 177993\ Pa$$

4) la contrainte verticale imposée par le revêtement sur la zone de soulèvement est utilisée comme surcharge appliquée dans l'équation (AVI-1) dans le but de recalculé le potentiel de ségrégation et ainsi une nouvelle prévision de soulèvement avec l'équation (AVI-2);

$$SP = SP_0 * e^{-a*\sigma} \qquad \text{(AVI-1)}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 140)

Donc, pour un $SP_o = 3$ et une valeur de $a = 7$

$$8{,}63E-07 = 3 * e^{-7*177993}$$

$$\Delta h_s = \frac{1{,}09 * SP * (T_f - T_p) * dt}{(k_{fz} * R_{fz})} \quad \text{(AVI-2)}$$

Tirée de St-Laurent (2006, p. 139)

Donc, pour un T_f = 0°C, un T_p = -10,49°C, un *dt* = 264 et un $k_{fz} * R_{fz}$ = 0,837

$$3{,}11\ mm = \frac{1{,}09 * 2{,}61E-06 * (0 - -10{,}49) * 264}{(0{,}837)}$$

5) Ce point ce divise en trois section :

Dans le cas analysé, la prédiction initiale calculée à l'aide de l'ODP_{SG} était de 9,58 mm. La prédiction obtenue dans FLAC 7,0 s'élève à 9,60 mm ce qui est assez près de la prédiction visée. En considérant la rigidité du revêtement, la prédiction calculée en utilisant l'approche par déformations imposées donne une prédiction de 3,11 mm. Cette prédiction est inférieure à la prédiction initiale utilisée. Le cas C s'applique donc.

a) si la prédiction de soulèvement utilisée à l'étape 1 est inférieure à la prédiction de soulèvement calculée à l'étape 4, le soulèvement utilisé à l'étape 1 est considéré comme soulèvement maximal de la sous-couche à l'étude. Les étapes 1 à 5 sont reprises en considérant la sous-couche suivante;

b) si la prédiction de soulèvement utilisée à l'étape 1 est égale à la prédiction de soulèvement calculée à l'étape 4, la prédiction de soulèvement est considérée comme soulèvement maximal possible de la structure de chaussée;

c) si la prédiction de soulèvement utilisée à l'étape 1 est supérieure à la prédiction de soulèvement calculée à l'étape 4, les étapes 1 à 5 sont reprises en diminuant la grandeur de du soulèvement imposée sur la structure de chaussée.

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO (640). 1993. *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1993*, 1. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. 1998. *Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures: Part II, Rigid Pavement Design & Rigid Pavement Joint Design*. ptie. 2. American Association of State Highway and Transportatiion Officials.

AASHTO. 2008. *Mechanistic-empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

American Concrete Pavement Association. 1995. *Subgrades and Subbases for Concrete Pavements*. American Concrete Pavement Association.

American Concrete Pavement Association. 2002. *Early Cracking of Concrete Pavement: Causes and Repairs*. American Concrete Pavement Association.

American Concrete Pavement Association. 2005. « ACPA's Agency Practices Explorer ».

American Concrete Pavement Association. 2013. « Frost Action and Frost Heave ». < http://www.pavement.com/Concrete_Pavement/Technical/Fundamentals/Frost.asp >.

Andersland, O.B., et B. Ladanyi. 2004. *Frozen Ground Engineering*. Wiley.

Association française de normalisation. 1996. *Essais relatifs aux chaussées: comportement au gel : NF P 98-234-2. Essai de gonflement au gel des sols*. v. 2. AFNOR.

Atkins, P.W., L. Jones et A. Pousse. 2007. *Principes de chimie*. De Boeck.

Barnes, R., A. Shamin, P. Bly, L. Khazanovich, Minnesota. Department of Transportation. Office of Research Services et University of Minnesota. Department of Civil Engineering. 2008. *Effects of Seasonal Changes on Ride Quality at MnROAD*. Minnesota Department of Transportation, Research Services Section.

Bazergui, A. 2002. *Résistance des matériaux*. Presses internationales Polytechnique.

Black, P.B., et M.J. Hardenberg. 1991. *Historical Perspectives in Frost Heave Research: The Early Works of S. Taber and G. Beskow*. Department of the Army, Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Corps of Engineers.

Bungey, J.H., et S.G. Millard. 1995. *Testing of Concrete in Structures, Third Edition*. Taylor & Francis.

Rapport-Gratuit.com

Canadian Strategic Highway Research Program. 2000. *Seasonal Load Restriction in Canada and Around the World*. 8 p.

Charvet, Benoît. 2003. « Dimensionnement de chaussées flexibles à Montréal vis-à-vis de la fissuration par retrait thermique ». Montréal, École de technologie supérieure, 140 p.

D'Amours, Louis, André Contant et François Chevalier. 2013. *Approche notvatrice pour les transitions entre deux matériaux de gélévité différente*. 48e congrès annuel de l'AQTr

Direction du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec. 2010. *Détermination du potentiel de ségrégation des sols*. LC 22-331, 14 p.

Domaschuk, L. 1982. « Frost heave forces on embedded structural units ». In *4th Canad. Permafrost Conf.* (Calgary).

Doré, Guy, et Cedric Imbs. 2002. « Development of a New Mechanistic Index to Predict Pavement Performance during Spring Thaw ». In *Cold Regions Engineering*. p. 348-359. < http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40621%28254%2929 >.

Dysli, M. 1991. *Le gel et son action sur les sols et les fondations*. Presses polytechniques et universitaires romandes.

Gouvernement du Québec. 2013. « Code de la sécurité routière - Règlement sur les normes de charges et de dimensions applicables aux véhicules routiers et aux ensembles de véhicules routiers ».

Gross, Karen, et Philip Dunn. 2006. « Standard Methods Used to Mitigate Seasonal Frost in Highway Projects ». In *Current Practices in Cold Regions Engineering*. p. 1-11. < http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40836%28210%2967 >.

Guymon, G.L., R.L. Berg, T.V. Hromadka, Cold Regions Research et Engineering Laboratory. 1992. *Mathematical Model of Frost Heave and Thaw Settlement in Pavements*. U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory.

Guymon, Gary L, Richard L Berg et Theodore V Hromadka. 1993. *Mathematical model of frost heave and thaw settlement in pavements*. DTIC Document.

Harrigan, E.T., National Cooperative Highway Research Program, National Academies . Transportation Research Board, Wang Sabra, Inc Associates et PB Farradyne Inc. 2002. *Performance of pavement subsurface drainage*. Transportation Research Board of the National Academies.

Harrington, Dale S., et The National CP Tech Center. 2003. *Drainage of PCC Pavement*.

Henry, Karen. 1996. « Geotextiles to Mitigate Frost Effects in Soils: A Critical Review ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board,* vol. 1534, n° -1, p. 5-11.

Holtz, R.D., et W.D. Kovacs. 1991. *Introduction à la géotechnique*. Éditions de l'École polytechnique de Montréal.

Illinois Bureau of Design and Environment. 2010. *Bureau of Design & Environment Manual - Chapter Fifty-four Pavement Design*.

Itasca. 2011. *Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Guide*. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group Inc., 12 p.

Kathleen Hall, Dan Dawood, Suneel Vanikar,, Jr. Robert Tally, Tom Cackler, Angel Correa,, James Duit Peter Deem, Georgene Geary,, Amir Hanna Andrew Gisi, Steven Kosmatka,, Shiraz Tayabji Robert Rasmussen, and et Gerald Voigt. 2007. *Long-Life Concrete Pavements in Europe and Canada*.

Konrad, J -M, et N Lemieux. 2005. « Influence of fines on frost heave characteristics of a well-graded base-course material ». *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 42, n° 2, p. 515-527.

Konrad, Jean-Marie, et Norbert R. Morgenstern. 1980. « A mechanistic theory of ice lens formation in fine-grained soils ». *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 17, n° 4, p. 473-486.

Laboratoire des chaussées du ministère des transports du Québec. 2010. *LC 22-331 - Détermination du potentiel de ségrégation des sols*. Transport Québec, 14 p.

Veuillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.

Maillard, Pierre-Louis. 2010. *Les chaussées de béton au Québec*.

Matthew S. Oman, Amy J. Grothaus 2012. *Use of StreetPave for Design of Concrete Pavements for Cities and Counties in Minnesota*

Ministère des Transports du Québec. 2013. *Tome II – Construction routière*.

Minnesota Department of Transportation. 2007. *Pavement Design Manual - CH. 5.3 - Pavement Design*.

Moulton, L.K., et United States Federal Highway Administration. 1980. *Highway subdrainage design*. The Administration.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

National Cooperative Highway Research Program. 2004. *Guide for Mechanistic-empirical Design: Of New and Rehabilitated Pavement Structures : Final Report*. NCHRP.

National Research Council, Highway Research Board et American Association of State Highway Officials. 1962. *The AASHO Road Test: Report 5: Pavement Research*. National Academy of Sciences-National Research Council.

Ovik, J.M., B. Birgisson, D.E. Newcomb, Minnesota. Department of Transportation. Office of Research Services, Minnesota. Department of Transportation. Office of Materials, Road Research et University of Minnesota. Department of Civil Engineering. 2000. *Characterizing Seasonal Variations in Pavement Material Properties for Use in a Mechanistic-empirical Design Procedure*. Minnesota Department of Transportation, Office of Research Services.

Packard, R.G., et Portland Cement Association. 1984. *Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*. Portland Cement Association.

Pavement Interactive. 2008. « Continuously Reinforced Concrete Pavement ». < http://www.pavementinteractive.org/article/continuously-reinforced-concrete-pavement/ >. Consulté le 13 janvier.

Penner, Edward. 1974. « Uplift Forces on Foundations in Frost Heaving Soils ». *Canadian Geotechnical Journal,* vol. 11, n^{o} 3, p. 323-338.

Rouquès, G., et L. Caniard. 1975. *Gel et dégel des chaussées*. Laboratoire central des ponts et chaussées.

Saarelainen, S. 1992. *Modelling Frost Heaving and Frost Penetration in Soils at Some Observation Sites in Finland: The SSR Model*. Technical Research Centre of Finland.

Savard, Yves. 2003. « Info DLC - Prise en compte du givrage dans la conception des chaussées comprenant un isolant thermique ».

Selvadurai, A.P.S., et J. Boulon. 1995. *Mechanics of Geomaterial Interfaces*. Elsevier Science.

Simonsen, Erik, et Ulf Isacsson. 1999. « Thaw weakening of pavement structures in cold regions ». *Cold Regions Science and Technology,* vol. 29, n^{o} 2, p. 135-151.

Söderqvist, Johan. 2006. « Design of Concrete Pavements – Design Criteria for Plain and Lean Concrete ».

Spencer, E.R. 2011. *RSMeans Heavy Construction Cost Data 2012*. R. S. Means Company, Incorporated.

Srinivasan, Geetha. 2004. « Evaluation of indirect tensile strength to identify asphalt concrete rutting potential ». West Virginia University.

St-Laurent, Denis. 2006. *CHAUSSÉE 2 : Logiciel de dimensionnement des chaussées souples, Guide de l'utilisateur*. 175 p.

St-Laurent, Denis. 2007. « CHAUSSÉE 2 : Conception des chaussées en tenant compte des soulèvements au gel ». In *42e Congrès annuel de l' AQTR*. (Montréal), p. 20.

Taik, A. 2008. *Notes de cours: Équations aux derivées partielles - Methodes des différences finies*. http://www.fstm.ac.ma/labomac/Taik-cours1_AN3.pdf, 58 p.

Tart, Rupert. 2000. « Pavement Distress and Roadway Damage Caused by Subsurface Moisture and Freezing Temperatures; Case Histories from Alaska ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board,* vol. 1709, n° -1, p. 91-97.

Taylor, P.C., et United States Federal Highway Administration. 2006. *Intergrated Materials Construction Practices for Concrete Pavement: A State-of-the Art Practice Manual*. Center for Transportation Research & Education (C T R E).

Tishin, V. G., et G. V. Natrov. 1983. « Determination of frost-heave forces in soils ». *Soil Mechanics and Foundation Engineering,* vol. 20, n° 6, p. 240-243.

USSD. 2011. *21st Century Dam Design - Advances and Adaptations*. U.S. Society on Dams.

Vaillancourt, Michel. 2004. « Méthodologie de modélisation de l'uni des chaussées souples et impact des sols d'infrastructure ». École de technologie supérieure.

Van Leest, A.J., M.J.A. Stet et J.W. Frénay. 2005. « VENCON 2.0: A Fast and Reliable Design Tool for Concrete Road Pavements (Jointed and Continuously Reinforced Applications) ». In *Proceedings of the Eighth International Conference on Concrete Pavements*. (Colorado Springs, CO).

Vejregelrådet. 2011. *MMOPP DIMENSIONERINGSPROGRAM FOR VEJBEFÆSTELSER*.

Waalkes, Steven M. . 2003. *Cold Weather and Concrete Pavements: Troubleshooting and Tips to Assure a Long-Life Pavement*. Transportation association of canada.

White, T.D., et B.J. Coree. 1990. « Threshold Pavement Thickness to Survive Spring Thaw ». In *Third International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields*. (Trondheim, Norway, 1990). In */z-wcorg/*. http://worldcat.org.

Yoder, E.J., et W. Witczak. 1975. *Principles of Pavement Design*. Wiley.