Université des Sciences et Technologies de Lille Laboratoire Génie Civil et géo-Environnement, Lille Nord de France

THESE

Pour obtenir le grade de

Docteur de L'Université des Sciences et Technologies de Lille

Discipline : Génie Civil

Sous le titre de :

Conception des chaussées en béton bitumineux sous l'effet des conditions climatiques: Application au phénomène du gel

Par

Rami ALDALATI

Soutenue le 26 mai 2014

Jury

SHAHROUR Isam	Professeur, Université de Lille 1	Directeur de thèse
AMROUCHE Abdelwaheb	Professeur, Université d'Artois	Co-directeur de thèse
HAGE CHEHADE Fadi	Professeur, Université Libanaise	Rapporteur
AGGOUN Salima	HDR, Université de Cergy-Pontoise	Rapporteur
ZAOUI Ali	Professeur, Université de Lille 1	Examinateur
BURLON Sébastien	Ingénieur de recherche d'IFSTAR	Examinateur

RESUME

Les chaussées à revêtement souple en béton bitumineux sont largement utilisées dans la construction routière. La conception de ces chaussées doit prendre en compte le comportement des matériaux utilisés, le chargement du trafic et les conditions climatiques.

Dans les zones soumises au phénomène de gel, il est primordial de prendre en compte ce phénomène dans la conception des chaussées, leur maintenance et réhabilitation. En effet, ce phénomène peut causer de graves dommages aux chaussées, qui apparaissaient sous forme de fissures ou de déformations excessives.

Le présent travail a pour but d'étudier le comportement des chaussées en béton bitumineux sous l'effet couplé du gel et du trafic. Il est organisé en trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le phénomène du gel-dégel dans les chaussées. Il donne d'abord une présentation du phénomène du gel-dégel et une description des conséquences du gel sur la route. Ensuite, il décrit les principaux facteurs influençant l'action du gel-dégel sur les chaussées.

Le second chapitre est consacré à la modélisation numérique du phénomène du gel dans les sols traités comme un milieu poreux tri-phasique. Il présente la formulation mathématique de ce problème couplé et sa résolution numérique à l'aide d'une modélisation par différences finies.

Le dernier chapitre présente une analyse par éléments finis de la réponse mécanique d'une chaussée au phénomène du gel et du chargement du trafic. L'analyse est menée à l'aide d'une approche simplifiée qui comprend deux étapes. La première consiste à résoudre le problème du gel à l'aide d'une modélisation par différences finies. La seconde étape consiste dans la résolution, à l'aide de la méthode des éléments finis, d'un problème mécanique en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le champ de température déterminé d'après l'approche présentée dans le second chapitre. Une analyse paramétrique donne des indications sur l'influence de divers paramètres sur la chaussée et sur les précautions à prendre dans la conception et construction des chaussées dans des zones concernées par le phénomène du gel-dégel.

ABSTRACT

Flexible asphalt pavements are widely used in road construction. The design of these roads must take into account the behavior of the materials, traffic loading and weather conditions.

In areas subjected to the freezing phenomenon, it is essential to take this phenomenon into account in pavement design, maintenance and rehabilitation. In fact, it can cause significant damages to roads, which appear as cracks or excessive deformations.

The present work aims at analysis of the behavior of asphalt pavements subjected both freezing and traffic.

The manuscript is organized into three chapters:

The first chapter includes a literature review of researches conducted on the phenomenon of freezing effects in pavements. It provides firstly an introduction to this phenomenon and a description of the freezing consequences on the road. It develops subsequently the main factors influencing the freezing-thawing action on pavements.

The second chapter is dedicated to the numerical modeling of the freezing phenomenon in soils treated as a tri-phasic porous medium. It presents the mathematical formulation of the coupled problem and its numerical solution using the finite difference method.

The final chapter presents a finite element analysis of the pavement mechanical response to the phenomenon of freezing and traffic loading. This analysis is performed with a simplified approach that includes two steps. The first concerns solving the problem of freezing using a finite difference modeling. The second one consists of the resolution, by the finite element method, of a mechanical problem considering the mechanical loads and the temperature effect. A parametric study provides information on the influence of various parameters on the pavements and the precautions that must to be taken in the design and construction of roads in areas affected by the freezing-thawing phenomenon.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE (1) : BIBLIOGRAPHIE	
1.1. Introduction	4
1.2. Initiation du phénomène gel – dégel	6
1.2.1. L'explication physique	6
1.2.2. Soulèvement des routes à cause de gel-dégel	9
1.2.3. Dégradations à cause de l'action du gel	
1.2.4. Les paramètres influençant	
1.2.4.1. Les caractéristiques du sol	
1.2.4.2. Les facteurs extérieurs	
1.3. Etat de l'art	
1.3.1. Etudes expérimentales	24
1.3.2. Programmes informatiques	
1.4. Conclusion	
CHAPITRE (2) : MODELISATION NUMERIQUE DU PHENOI LES SOLS SATURES	MENE DU GEL DANS
2.1. Introduction	40
2.2. Modèle numérique	
2.2.1. Formulation	
2.3. Résolution numérique	
2.4. Validation du programme GelSol	53
2.5. Analyse paramétrique	
2.5.1. Influence de la capacité thermique du sol	
2.5.2. Influence du coefficient de conductivité thermique	60
2.5.3. Influence du coefficient de conductivité hydraulique	
2.5.4. Influence de la température imposée à la surface	
2.6. Etude du phénomène du gel dans un sol bicouche	
2.7. Conclusion	

CHAPITRE (3): COUPLAGE THERMOMECANIQUE: APPLICATION A I	L'ETUDE DE
GEL DANS LES CHAUSSEES	71

72
72
73
75
77
77
77
81
97
97
101
102
103

CONCLUSION GENERALE	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

INTRODUCTION GENERALE

La chaussée constitue un élément majeur des infrastructures de transport routier. Dans ce type d'infrastructure, on utilise très largement les chaussées à revêtement souple en béton bitumineux.

D'après le Ministère des Transports du Québec, entre 10 et 20 % du réseau routier sont affectés par des dégradations associées à l'action du gel. Ainsi le phénomène du gel est très important dans la conception et l'entretien des chaussées. Il peut être à l'origine de nombreux dommages, qui apparaissaient sous forme des fissures ou des déformations excessives dans les chaussées. Le gèle génère des déformations dans les sols et modifient les propriétés des chaussées qui peuvent influencer l'ampleur et la distribution des contraintes induites par le trafic.

Le gel peut provoquer des soulèvements importants (jusqu'à 20 cm), selon le type de sol et l'indice de gel de la région. Ce phénomène est rarement uniforme ; il cause de nombreuses distorsions (soulèvements différentiels) et des fissures dans le revêtement des chaussées. Les cycles du gel/dégel provoquent des gonflements et affaissements dans les chaussées, avec des dégradations dans la structure de la chaussée. Les déformations commencent par de petites fissures, puis se développent parallèlement ou perpendiculairement à l'axe de la chaussée. La succession et la fréquence les cycles gel - dégel conduisent à une détérioration de la chaussée, qui peut être transmise à d'autres couches de la route en l'absence de mesures rapides d'intervention. Les dégradations peuvent prendre différentes formes, notamment les déformations, les fissures, les arrachements et les nids de poules.

L'ampleur de ce phénomène dépend de plusieurs paramètres, particulièrement les caractéristiques des sols (granulométrie, perméabilité, composition physico-chimique, teneur en eau, densité, degré de saturation...) et des facteurs extérieurs (conditions climatiques et alimentation en eau).

Des études expérimentales ont montré que la résistance des chaussées décroit avec l'augmentation des vides par les cycles de gel-dégel. L'utilisation de la fumée des silices réduit l'effet des cycles du gel/dégel sur la résistance et la perméabilité des chaussées. Plusieurs modèles, normes et programmes ont été développés pour la prise en compte des cycles gel/dégel dans la conception des chaussées. On peut citer la norme américaine de l'AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials), la procédure CRREL (Cold Regions Research and Engineering Laboratory) utilisée par l'armée américaine, le programme GEL1D et CESAR-GELS développés au LCPC (Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), le logiciel ALIZÉ-LCPC développé par le LCPC et le SETRA (Le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), et le modèle SSR développé en Finlande.

Compte tenu de la complexité du phénomène du gel/dégel, on utilise généralement des modèles simplifiés pour la diffusion thermique et pour la partie mécanique. On propose dans ce travail d'utiliser des modèles plus élaborés pour la partie thermique qui prend en compte le transfert de masse et le transfert thermique. Pour la partie mécanique, on va utiliser un modèle par éléments finis pour la résolution du problème thermomécanique.

Le travail est présenté en trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le phénomène du gel-dégel dans les chaussées. Il donne d'abord une présentation du phénomène du gel-dégel et une description des conséquences du gel sur la route. Ensuite, il décrit les principaux facteurs influençant l'action gel-dégel sur les chaussées.

Le second chapitre est consacré à la modélisation numérique du phénomène du gel dans les sols traités comme un milieu poreux tri-phasique. Il présente la formulation mathématique de ce problème couplé et sa résolution numérique à l'aide d'une modélisation par différences finies.

Le dernier chapitre présente une analyse par éléments finis de la réponse mécanique d'une chaussée au phénomène du gel et du chargement du trafic. L'analyse est menée à l'aide d'une approche simplifiée qui comprend deux étapes. La première consiste à résoudre le problème du gel à l'aide d'une modélisation par différences finies. La seconde étape consiste dans la résolution, à l'aide de la méthode des éléments finis, d'un problème mécanique en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le champ de température déterminé d'après l'approche présentée dans le second chapitre. Une analyse paramétrique donne des indications sur l'influence de divers paramètres sur la chaussée et sur les précautions à prendre dans la conception et construction des chaussées dans des zones concernées par le phénomène du gel-dégel.

CHAPITRE (1)

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

1.1. Introduction :

La chaussée est l'un des éléments majeurs des infrastructures de transport routier. Selon le type des matériaux de construction utilisés dans le revêtement, il existe trois principales familles de chaussées:

- Les chaussées à revêtement souple en béton bitumineux (Asphalte), que l'on trouve sur plus de 90 % du réseau routier.
- Les chaussées à revêtement rigide en béton de ciment, qui couvrent 4 % du réseau routier.
- Les chaussées semi-rigides, qui utilisent un revêtement souple sur un support rigide.

La conception du revêtement est une étape primordiale qui va conditionner la longévité de la chaussée. Elle dépendent de divers facteurs, notamment: le type de la route, l'intensité du trafic, le nombre de poids lourds, le type de sols, le climat, le coût et la disponibilité des matériaux locaux de construction. En outre, la qualité des matériaux, la rigueur de la conception et sa mise en œuvre sont très importants pour la réussite d'un projet routier.

D'après le Ministère des Transports du Québec, entre 10% et 20% du réseau routier sont affectés par des dégradations associées à l'action du gel. De plus, le taux de dégradation de l'uni sur ces routes est deux fois supérieur aux autres routes du réseau (Doré et al, 1994).

En général, l'action du gel-dégel est un phénomène qui se produit en hiver et en début du printemps dans les climats froids. Pratiquement tous les sols de surface subissent une action du gel, dont l'ampleur dépend du climat qui prévaut localement et les précipitations.

L'action du gel se divise en deux phases: la congélation et la décongélation de l'eau du sol.

Pour les chaussées, l'action du gel-dégel devient critique lorsque la phase du gel est accompagnée par un soulèvement notable de la surface de la chaussée (Fig. 1.1), ou la phase du dégel est accompagnée d'un ramollissement notable de la plate-forme (Fig. 1.2).



Figure 1.1 : L'action du gel (Mauduit, 2010).

Les conditions suivantes doivent exister pour provoquer un soulèvement par le de gel :

- Un climat suffisamment froid pour permettre à des températures de congélation de pénétrer sous la surface de la route dans la couche de fondation et la couche de forme.
- La fourniture de l'eau par le dessous, au-dessus et / ou latéralement dans la zone de congélation.
- Un matériau de sol qui est gélif et est située dans la zone de congélation.



Figure 1.2 : L'action de dégel (Mauduit, 2010).

Le soulèvement est provoqué par la formation des lentilles de glace dans le sol audessous de la chaussée. Lorsque l'eau est congelée, son volume se dilate de 9%. Le volume des lentilles de glace dépend de la quantité d'eau libre disponible dans le sol et dans la nappe phréatique, et du temps. Donc quand le sol gèle, l'eau libre gèle et se dilate, et les lentilles de glace continuent à croître tant que la source d'eau est disponible. Tout soulèvement par gel n'est pas forcément préjudiciable à la chaussée. Il y a un soulèvement qui ne sera probablement pas visible à l'œil ou aux passagers du véhicule. Mais quand le soulèvement augmente d'une façon significative, les déformations et les fissures se développent. Il est possible que l'augmentation des fissures cause différents accidents et dommages.

Ce chapitre donne d'abord une présentation du phénomène du gel-dégel, et une description des conséquences du gel sur la route, ensuite, il décrit les principaux facteurs influençant l'action du gel-dégel. A travers l'analyse des travaux de la littérature, on donne une synthèse de paramètres qui affectent l'action du gel-dégel et on expose les limites admissibles et acceptables pour l'impact de gel sur la sécurité routière.

1.2. Initiation du phénomène gel – dégel:

1.2.1. L'explication physique:

La pénétration du gel-dégel dans les sols est un phénomène thermodynamique lié au transfert de chaleur entre le revêtement de la chaussée et l'air. Ce transfert de chaleur est influencé par différents facteurs comme l'humidité de condensation et d'évaporation, la fonte de la neige et de la glace, les radiations directes ou diffuses du soleil ou encore par la convection.

Le degré de pénétration du gel dépend de plusieurs facteurs comme l'intensité et la durée de la période de gel.

Dans le dimensionnement d'une structure de chaussée en régions froides, il y a deux éléments importants à considérer l'épaisseur du sol gelé et la gélivité du sol d'infrastructure. Pour cela la profondeur de gel et l'indice de gel sont deux concepts très importants pour décrire ce phénomène et les prendre en considération lors de la conception.

La profondeur de gel

La profondeur de gel est en grande partie fonction du taux de déperdition thermique de la surface du sol. A part les propriétés thermiques du sol, ces pertes dépendent des variables climatiques. Plusieurs formules et méthodes ont été proposées pour évaluer la profondeur du gel. La première formule est la solution de Stefan qui est décrite dans les équations 1.1, 1.2, et 1.3 (Dysli, 1991):

$$L\frac{\partial x}{\partial t} = \frac{k.T_s}{X}$$
 Eq. 1.1

Où: X : Profondeur de pénétration du gel (m);

- k: Conductivité thermique du sol (J.s⁻¹.m⁻¹.K⁻¹);
- *L* : Chaleur latente de fusion du sol gelé $(J.m^{-3})$;
- T_{s-} : Température négative de la surface du sol (K);

L'intégration de l'équation 1.1 donne:

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot k}{L} \cdot \int T_{s^-} dt} = \sqrt{\frac{2 \cdot k}{L} \cdot T_{s^-} \cdot t_g}$$
 Eq. 1.2

Où: t_g ; Durée du gel.

En introduisant le concept de l'indice de gel:

$$X = 416\sqrt{\frac{k \cdot n \cdot FI}{L}}$$
 Eq. 1.3

Où: *FI* : Indice de gel de l'air (^oC.jour).

n : Facteur de correction de l'indice de gel de l'air.

La deuxième formule est la solution de Berggren, qui est un développement de la solution de Stefan. Il introduit un coefficient de correction β qui prend en compte, d'une part, le rapport thermique entre la température moyenne annuelle à la surface de la chaussée T_s et la température moyenne pendant la période de gel à la surface de la chaussée T_{s^-} ; d'autre part, la relation entre la chaleur volumique du sol et la chaleur latente de fusion de la glace. L'équation 1.4 estime la profondeur de gel (Flamand, 2000):

$$X = 60.\beta \sqrt{\frac{48.k_m.FI_s}{E_L}}$$
 Eq. 1.4

Où: β : coefficient de correction de Berggren;

 $k_m = 0.5(k_u + k_f)$: Moyenne de la conductivité du sol gelé et non gelé (J.s⁻¹.m⁻¹.°C⁻¹);

 $FI_s = FI.n$: Indice de gel à la surface de la route (°C.jour).

 E_L : Chaleur latente de fusion (kJ/m³).

Indice de gel

L'indice de gel exprime l'intensité du froid pour un hiver donné. Il est égal à la somme des températures moyennes journalières inférieures à 0°C rencontrées au cours d'une année et défini en (°C - jours) (Doucet, 1997). C'est un paramètre important parce qu'il est utilisé pour déterminer la profondeur de gel.

$$I_{gel} = \int_0^t T dt \qquad \qquad \text{Eq. 1.5}$$

En conception routière, on distingue l'indice de gel normal et l'indice de gel rigoureux. L'indice de gel normal est la moyenne de l'indice de gel calculé sur trente années et l'indice de gel rigoureux est la moyenne de l'indice de gel des trois hivers les plus froids des trente dernières années.

Il est possible de calculer l'indice de gel de surface à partir de l'indice de gel de l'air. La relation entre les deux s'exprime comme suit (Ladanyi, 1996):

$$FI_s = FI.n$$
 Eq. 1.6

Le facteur n dans cette équation varie selon le type de surface. Dans le cas d'une surface de revêtement bitumineux, celui-ci s'évalue à 0.8 (Ladanyi, 1996).

<u>L'indice de gel de l'air</u> (*F1*): il est défini comme la différence entre le maximum et le minimum de l'intégrale des températures journalières moyennes de l'air, en degré Celsius. Il peut être corrélé avec différents paramètres comme l'altitude ou la température moyenne des mois de gel.

<u>L'indice de gel de la surface</u> (FI_s) : il se calcule théoriquement comme l'indice de gel de l'air, mais avec les températures mesurées à la surface, ou plutôt juste sous la surface de la route ou du sol. C'est l'indice déterminant pour le dimensionnement au gel des voies de communication, voire d'autres ouvrages, car la température juste sous la surface du sol a un rôle prépondérant dans la propagation du front de gel dans le sol. Cette température dépend de tous les paramètres météorologiques comme: radiations solaires directes, radiations émises par la terre, vent, changements de phases à la surface du sol (évaporation, fonte de verglas ou de neige) et apports calorifiques dus aux précipitations (Dysli, 1991).

De nos jours, il existe des logiciels plus avancées pour construire des routes prenant en considération le phénomène de gel - dégel. Parmi ces logiciels, le logiciel ALIZE-LCPC en France et le logiciel de dimensionnement des chaussées en Québec.

Ces deux logiciels cités précédemment contiennent des cartes d'indice de chaque région, où est marqué l'indice de gel. Ainsi ces logiciels nous permettent de déterminer la profondeur de gel.

La pénétration du gel dans la chaussée et l'épaisseur du sol d'infrastructure gelée sont fonction de l'indice de gel et constituent une source de problèmes si le sol support est gélif. II est très important donc de bien connaître les caractéristiques du sol et les conditions climatiques régionales afin de pouvoir optimiser la construction les routes.

1.2.2. Soulèvement des routes à cause de gel-dégel:

Le soulèvement peut atteindre par endroit jusqu'à près de 20 cm, selon le type de sol et l'indice de gel de la région. Ce phénomène est rarement uniforme et il cause de nombreuses distorsions (soulèvements différentiels) et des fissures dans le revêtement des chaussées.

Il existe deux principaux types de soulèvement différentiel des chaussées : le soulèvement différentiel transversal et le soulèvement différentiel longitudinal.

Le soulèvement différentiel transversal:

Dans une section transversale de la chaussée, le soulèvement différentiel transversal est associé principalement à la variation de la pénétration du front de gel qui est maximale au centre de la chaussée et faible en bordure des accotement où la neige accumule dans les fossés en agissant comme un isolant. La figure 1.3 illustre le phénomène de soulèvement différentiel transversal qui cause la fissuration longitudinale (Doré, 1997).



Figure 1.3 : Soulèvement différentiel transversal (www.mtq.gouv.qc.ca).

Le mécanisme de formation de ces fissures est : quand le sol est gélif, un soulèvement produit un moment fléchissant dans le pavage, après il cause la rupture de la chaussée.

Ces fissures n'affectent pas directement les usagers de la route. Mais elles causent des dommages dans le corps de la route avec le temps, parce que elles se produisent en général au centre de la route suivant un tracé longitudinal et parallèle a la direction du mouvement. Où elles interceptent les eaux de surface qui, en s'infiltrant dans la chaussée, risque d'amplifier les mécanismes de soulèvement.

La figure 1.4 illustre l'affaissement de la chaussée à cause de phénomène de dégel.

Les principales formes de cette déformation sont la détérioration de l'uni de la chaussée et les fissures longitudinales. Où dans le printemps, lorsque le phénomène du dégel se produit, la glace fondant augmente les pressions interstitielles, ainsi la structure de la chaussée devienne faible. Donc le trafic lourd accélère la dégradation et prend la forme carrelage et orniérage (Konrad et Morgenstern, 1983; Konrad et Roy, 2000).



Figure 1.4 : L'affaissement de la chaussée au dégel (www.mtq.gouv.qc.ca).

Le soulèvement différentiel longitudinal:

En général, le soulèvement différentiel longitudinal se produit en raison de la variabilité dans les caractéristiques de sensibilité au gel des sols d'infrastructure.

D'une part, cette variabilité cause l'effet différentiel quand elle se présente sous divers degrés de sévérité (sol faible gélivité et sol forte gélivité). D'autre part, le type de sol a un rôle important de la formation de lentilles de glace dans la chaussée, surtout le sol support généralement n'est pas uniforme, et il a plusieurs variations de la perméabilité, la pression interstitielle, l'indice des vides, la densité, la granularité et la composition minéralogique.

L'impact des soulèvements différentiels longitudinaux sur la chaussée sont sous la forme des ondes courtes ou longues. Ainsi il peut être vu dans plusieurs types: la forme de bosses, les dépressions dans les surfaces soulevées et les ondulations qui sont des séries de bosses et de creux consécutifs. Tous ces types ont un impact négatif sur le confort des usagers de la route et parfois sur la perte de contrôle du véhicule.

Ce qui précède, le soulèvement différentiel longitudinal influence significativement à l'uni de la chaussée. Où il fait, en hiver, une diminution de la qualité de roulement de la surface, et au printemps, son influence est moins. La répétition des cycles de gel - dégel dans

une zone avec une intensité différente (années après années), ce qui conduit à la diffusion et l'augmentation de la déformation.

Uni de chaussée

L'uni de chaussée est un paramètre important du service des routes. Il quantifie le confort et la sécurité des usagers ainsi qu'à la durabilité des chaussées dans le temps. Il est utilisé dans l'analyse de l'interaction dynamique route/véhicule.

Il y a trois causes principales de détérioration de l'uni de chaussée:

- Les effets environnementaux (l'action du gel-dégel).
- L'action du trafic lourd (l'action dynamique des véhicules lourds sur les routes).
- Les défauts de construction (compactage des couches et la qualité des joints).

1.2.3. Dégradations à cause de l'action du gel:

Les deux phénomènes gonflement et affaissement, qui se produisent à cause de l'action de gel - dégel dans la chaussée, contribuent à former clairement des dégradations dans la structure de la route. Où ces déformations commencent par de petites fissures, puis se développent avec le temps à d'autres formes, et elles peuvent être localiser parallèlement ou perpendiculairement à l'axe de la chaussée.

La succession et la fréquence les cycles gel - dégel conduisent à une détérioration de la chaussée, qui peut être transmise à d'autres couches de la route en l'absence de mesures rapides d'intervention.

On décrit ci-dessous les différents types de dégradation des chaussées (Lorino, 2007):

La déformation:

La déformation des chaussées comprend différents dommages, en particulier:

- L'affaissement : dépression longitudinale ou transversale très prononcée et souvent étendue.
- L'affaissement de rive : dépression longitudinale prononcée localisée à la partie de la chaussée entre le bord et la bande de roulement de rive.

- La flache : dépression localisée à la surface de la chaussée, généralement de forme circulaire.
- L'orniérage : déformation (tassement) longitudinale apparaissant sous le passage des roues des véhicules.
- Le bourrelet : renflement d'enrobé apparaissant de manière sensiblement perpendiculaire à l'axe de la chaussée.

Les fissures

Les charges mécaniques et d'environnement causent différents types de fissures dans les chaussées, notamment:

- Les fissures longitudinales : fissures fines parallèles à l'axe de la chaussée, apparaissant généralement dans les bandes de roulements.
- Les fissures d'épaulement ou de rive : fissures rectilignes apparaissant au niveau de la jonction de l'épaulement ou de l'élargissement avec l'ancienne chaussée.
- Les fissures transversales : fissures perpendiculaires à l'axe de la chaussée, isolée ou périodique, intéressant tout ou une partie de la largeur de la chaussée.
- Les fissures de faïençage : ensemble de fissures plus ou moins rapprochées formant un maillage (Grandes ou petites mailles).
- Les ouvertures de joint : Fissures rectilignes à bord franc apparaissant au raccordement de deux bandes d'enrobés (fissure longitudinale) ou à une reprise de bande d'enrobés (fissure transversale).

Les arrachements

Les dégradations par arrachements prennent différentes formes, notamment:

- Nid de Poule : cavité ou trou à la surface de la chaussée, due à des départs de matériaux, représentant généralement le stade final d'un faïençage ou d'une flache.
- Désenrobage : départ du mastic (liant et fine) autour des granulats d'une couche de roulement en enrobés.
- Pelade : arrachement de la couche de roulement, généralement de faible épaisseur, par plaque entière.

- Plumage-Peignage : arrachement des gravillons de la partie supérieure des couches de roulement et parallèlement à l'axe de la chaussée (généralement des enduits). Si les arrachements forment des sillons, on parle alors de peignage.
- Glaçage : usure de la couche de roulement par arasement progressif des gravillons jusqu'au mastic.

Les figures 1.5a, 1.5b et 1.5c illustrent le changement de niveau de sévérité de la dénivellation de faible à majeur, et l'effet de cette déformation sur la sécurité et le confort au roulement dans la vitesse maximale permise. La figure 1.5a indique que le niveau de sévérité de la dénivellation est faible, où la hauteur est moins de 50 mm, la sécurité est bien et le confort au roulement est négligeable.



Figure 1.5a : Niveau de la dénivellation: faible (Murray et Savard, 2002).

La figure 1.5b montre que le niveau de sévérité de la dénivellation est moyen, où la hauteur est entre 50 et 100 mm, la sécurité est peu compromise et le confort au roulement est modérément diminué.



Figure 1.5b : Niveau de la dénivellation: moyen (Murray et Savard, 2002).

La figure 1.5c indique que le niveau de sévérité de la dénivellation est majeur, où la hauteur est plus de 100 mm, la sécurité est faible et le confort au roulement est fortement réduit.



Figure 1.5c : Niveau de la dénivellation: majeur (Murray et Savard, 2002).

Les figures 1.6a, 1.6b et 1.6c illustrent le niveau de sévérité des fissures qui se produisent à cause des soulèvements différentiels pendant la période de gel. Ces fissures peuvent être rectilignes et localisées au centre de la chaussée, ou bien d'apparence lézardées sans localisation précise sur la chaussée.

La figure 1.6a indique que le niveau faible de sévérité de la fissure, où elle se montre simple et intermittente, son ouverture est de 10 mm, et son bord est franc et bien défini.



Figure 1.6a : Niveau de la fissure: faible (www.mtq.gouv.qc.ca).

La figure 1.6b montre le niveau moyen de sévérité de la fissure, où elle se montre simple ou multiple, son ouverture est de 10 à 25 mm. Cette fissure se situe le long d'une fissure principale, et son bord est parfois érodé et un peu affaissé. L'usager de la route peut voir cette fissure.



Figure 1.6b : Niveau de la fissure: moyen (www.asphaltinstitute.org)

La figure 1.6c montre le niveau majeur de sévérité des fissures. Ces fissures ont des ouvertures qui peuvent atteindre 25 mm avec souvent des affaissements ou soulèvements par le gel au voisinage de la fissure.



Figure 1.6c : Niveau de la fissure: majeur (www.mtq.gouv.qc.ca)

Les figures 1.7a, 1.7b et 1.7c illustrent l'impact des cycles de gel/dégel sur la chaussée autour des regards et des puisards, à travers la forme des fissures et des dénivellations.

La figure 1.7a indique que le niveau faible de sévérité pour les deux (fissure et dénivellation), où la hauteur de la dénivellation est mois de 20 mm, et les ouvertures des fissures sont jusqu'à 5 mm, avec le constat que la forme des fissures est simple et intermittente.



Figure 1.7a : Niveau faible (Murray et Savard, 2002).

La figure 1.7b montre le niveau moyen de sévérité pour les fissures et dénivellations, où la hauteur de la dénivellation est de 20 à 40 mm, et les fissures sont simples ou multiples, avec des ouvertures de 5 à 20 mm.



Figure 1.7b : Niveau moyen (Murray et Savard, 2002).

La figure 1.7c indique que le niveau majeur de sévérité, où la dénivellation a une hauteur plus de 40 mm, et les ouvertures des fissures sont plus de 20 mm.



Figure 1.7c : Niveau majeur (Murray et Savard, 2002).

Le phénomène des nids de poule:

Les nids de poule sont généralement causés par le gel et le dégel successifs des routes. Généralement, la formation des nids de poule est liée à la présence des fissures dans l'asphalte (figure 1.8). Ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer dans le corps de chaussée. Puis, durant les périodes de froid, l'eau infiltrée gèle et son volume augmente de 9%, cela provoque un renflement de l'asphalte. Durant la période du dégel, la chaussée devient moins résistante aux sollicitations des véhicules parce que le gel fond, l'eau reprend son volume initial en laissant un vide. En conséquence, le poids des véhicules et la circulation sur ces vides affaiblissent la chaussée à ces endroits, jusqu'à la création des nids de poules à cause de frottement entre les pneus et les enrobés.



Figure 1.8 : Formation des nids de poule (Dir-est, 2011).

Les nids de poules peuvent s'étendre jusqu'à un mètre et demi de largeur mais, ils ne dépassent pas quelques centimètres de profondeur. Des nids de poules trop marqués peuvent endommager les pneus et les amortisseurs des véhicules. Chaque année plusieurs accidents sont directement liés à la présence de nids de poule sur les routes.

1.2.4. Les paramètres influençant:

En général, les routes sont des ouvrages linéaires s'étalant sur de très grandes distances, en contact direct avec les conditions climatiques, et elles se composent de plusieurs couches qui ont certaines propriétés. Les facteurs influant la sensibilité au gel des sols, sont classés en deux catégories (Mauduit, 2010):

- Les caractéristiques du sol.
- Les facteurs extérieurs.

Bibliographie

1.2.4.1. Les caractéristiques du sol:

Le gel des sols est influencé par les caractéristiques suivantes : la granulométrie, la perméabilité, la composition physico-chimique des sols et leur teneur en eau, densité, degré de saturation...

La granulométrie:

La granulométrie est un paramètre très important surtout pour les couches granulaires constituées de matériaux non liés. La granulométrie peut être modifiée dans le but d'obtenir une porosité plus ou moins forte. Les vides pourraient agir comme isolant en supposant que les mouvements d'air faible au sein de la structure.

La taille, la porosité et la perméabilité des grains affectent sensiblement leur gélivité. Les granulats les plus sensibles au gel semblent être les agrégats de grandes dimensions (les sables sont généralement beaucoup moins gélifs que les graviers) et présentant une forte porosité, essentiellement formée de pores très fins.

La perméabilité:

La perméabilité d'un matériau est fortement dépendante de la connectivité du réseau des pores. Elle augmente quand les pores grandissent et le réseau des pores devient plus connecté. Son augmentation affecte largement le phénomène du gel, car elle fait augmenter la quantité d'eau qui peut être soumise vers la zone gelée, ce qui contribue à accentuer le gonflement des chaussées par le gel.

Une très grande perméabilité des couches supérieures en particulier des enrobés, est toujours néfaste. Indépendamment de tout considération climatique, elle favorise le désenrobage des granulats et réduit la résistance mécanique de l'enrobé. De plus, la présence d'eau dans un enrobé se traduit en période de gel par une formation de glace, avec augmentation de volume. Cela entraine des contraintes importantes dans l'enrobé, avec des risques de fissuration et de formation de nids-de-poule (Rouques et Caniard, 1975).

La densité:

La densité du matériau est importante à considérer dans l'analyse du gel des chaussées, car elle a un impact sur la progression du gel dans le corps des chaussées. Le cycle gel-dégel peut faire augmenter la densité des sols (figure 1.9) (Qi et al, 2008).



Figure 1.9 : Changement dans l'unité de poids sec après le gel-dégel (Qi et al, 2008).

Teneur en eau:

La teneur en eau dans les chaussées a un rôle important dans la formation des lentilles de glace en hiver et dans le changement de certaines caractéristiques des couches de la route au printemps. Cela conduit à réduire la résistance des matériaux dans les chaussées.

La pluviométrie a des répercussions évidentes sur l'alimentation en eau des couches gélives. Le niveau moyen des précipitations affecte (i) la teneur en eau de couches superficielles qui jouent le rôle de réservoir si elles sont très humides et (ii) le niveau de la nappe d'eau qui est d'autant plus dangereuse qu'elle est plus proche de la surface du sol.

1.2.4.2. Les facteurs extérieurs:

Les facteurs extérieurs sont classés en deux catégories:

- Conditions climatiques : la durée du gel, la pénétration de gel, l'effet du cycle saisonnier.....
- L'alimentation en eau : présence d'une nappe phréatique, la position par rapport au front de gel, le drainage....

Les conditions climatiques sont très importantes dans la conception des chaussés, car elles influencent d'une manière significative leur comportement mécanique, notamment la couche de surface. Sous sévères conditions, elles peuvent affecter les couches profondes des chaussées. Les cycles saisonniers (cycles de gel - dégel) conduisent à une augmentation de la consommation et la déformation des couches de la chaussée. Aussi, les propriétés géotechniques des sols changent en raison des effets des cycles de gel-dégel ; la résistance de ces sols peut être affectée d'une manière significative. Après des cycles de gel – dégel, il faut procéder à l'entretien des chaussées ayant subi des dommages (fissure, trou, cracking....).

La durée du gel est un paramètre important qui peut affecter l'intégrité des chaussés. Le tableau 1.1 montre la durée du gel dans certains pays. Au Québec, elle peut atteindre 218 jours dans l'année. Dans certains pays, la prise en compte du phénomène du gel s'impose dans la conception des routes afin de prévenir des dommages majeurs qui peuvent résulter par ce phénomène tant en termes de confort, de sécurité et de durée de vie des chaussées.

Quebec)						
	Québec	Ontario	New York	France		
Longueur du réseau routier (km)	29 000	20 000	30 500	37 650		
Nombre d'habitant (millions)	7,5	12,2	19	61,4		
Précipitation annuelle moyenne (mm)	1000	850	750	800		
Durée du gel (jour/an)	147 à 218	100 à 200	10 à 100	0 à 90		
Profondeur de gel (m)	1,2 à 3	1 à 2,6	Moins de 1,4	0 à 0,5		

Tableau 1.1 : Contextes climatiques dans certains pays (Ministère des Transports du Québec)

La pénétration du front de gel dans le corps de chaussée peut causer des désordres par gonflement du sol support pendant la phase de gel, ou (et) par chute de portance du sol support pendant la phase de dégel (LMCU, 2000).

La pénétration du front de gel a un rôle important parce que la vitesse de pénétration de gel et la hauteur du front de gel indiquent la portabilité de l'influence du sol (plus ou moins) dans le phénomène de gel-dégel.

La possibilité d'alimentation de la chaussée en eau a un rôle très important dans le processus de formation du gel-dégel. La présence d'une nappe phréatique, à proximité des couches de la chaussée, contribue à la formation rapide des lentilles de glace, et par conséquent au gonflement des couches de la chaussée. Quand le phénomène de dégel se produit, la nappe phréatique contribue à l'affaiblissement du sol qui supporte la route.

En général, la présence d'une nappe superficielle à proximité des couches touchées par le gel favorise une alimentation continuelle en eau de ces couches et par conséquent à l'amplification du gonflement par le gel.

Le drainage a pour but d'évacuer les eaux qui ont pénétré dans la chaussée et d'empêcher la pénétration de l'eau par les côtés. La conception d'un drainage adapté est fondamentale pour le comportement des chaussées dans le temps, même en dehors de la période de gel, compte tenu des modifications apportées aux sols fins par la présence d'eau. Ces modifications de comportement concernent plus particulièrement le sol support.

En cas de drainage incorrect, les fossés jouent un rôle de réservoir d'eau pour les couches. Un drainage correct de la plate-forme d'une chaussée apporte toujours une protection complémentaire contre les effets du gel et du dégel (Rouques et Caniard, 1975).

1.3. Etat de l'art:

Les régions froides couvrent de grandes parties de l'Asie, l'Europe du Nord, l'Alaska, le Canada et environ un tiers des Etats-Unis. Dans ces régions, les structures de chaussées sont soumises au phénomène du gel-dégel en hiver et au printemps. Par conséquent, les propriétés mécaniques des structures de chaussées peuvent être grandement affectées par les variations saisonnières de température et d'humidité du sol.

1.3.1. Etudes expérimentales:

Feng et al. (2010) ont étudié l'influence complexe des cycles de gel-dégel et du sel sur les performances des enrobes bitumineux (asphalte). Ils ont analysé l'impact des vides d'air dans des enrobes bitumineux sur le dommage des chaussés par les cycles de gel-dégel. D'autres études se sont concentrés principalement sur l'impact du sel et du cycle de gel-dégel sur la performance du béton (Setzer, 1997; Fagerlund, 1997; Jacobsen et Sellevold, 1997; Zhang, 2007; Ou-yang et al., 2006), et sur les performances du sol (Talamucci, 2003; Padilla et al., 1997).

Feng et al. (2010) ont montré que le sel joue un rôle important dans la performance à basse température de liant bitumineux. Quand le pourcentage du sel supérieur à 3%, la déformabilité de l'asphalte diminue rapidement. Quand le pourcentage de sel est inférieur à

Chapitre 1

3%, le phénomène du gel-dégel a un effet plus important que celui du sel. Le dommage par le gel-dégel des enrobés bitumineux comporte deux phases:

- La première phase résulte de la dilatation de l'eau qui se traduit par la diminution de la résistance à la traction des chausses.
- La seconde phase se produit à l'interface l'asphalte-agrégat.

Feng et al, (2010) ont observé que la résistance à la traction est liée au pourcentage des vides d'air et aux cycles de gel-dégel (Fig. 1.10). La résistance à la traction diminue avec l'augmentation des vides par les cycles de gel-dégel. On observe deux régimes de changement : (i) de 1 à 4 -cycles de gel-dégel et (ii) après a quatre cycles de gel-dégel.



Figure 1.10 : Impact des vides d'air et des cycles de gel-dégel (Feng et al, 2010).

AC: est un asphalte avec 6% de vides d'air; AM: est un asphalte avec 12% de vides d'air; OGFC: est un asphalte avec 18% de vides d'air et avec polymère.

Kalkan (2009) a étudié l'impact de la fumée de silice sur les sols utilisés dans les routes dans le but de réduire les effets des cycles de gel-dégel sur la résistance et la perméabilité des sols.

Des études ont montré que la fumée de silice améliore les performances des sols soumis au phénomène du gel-dégel : Elle améliore la résistance en compression simple (Fig. 1.11), et réduit les effets du gel-dégel sur la perméabilité (Fig. 1.12) (Kallan 2009).



Figure 1.11 : Impact de la fumée de silice sur la résistance en compression simple après des cycles de gel-dégel (Kalkan, 2009).



Figure 1.12 : Impact de la fumée de silice sur la conductivité hydraulique après des cycles de gel-dégel (Kalkan, 2009).

Yarbasi et al. (2007) ont étudié l'intérêt d'utiliser des sous-produits comme les fumées de silice, les cendres volantes et les boues dans des chaussées soumises aux cycles de geldégel. Les résultats expérimentaux ont montré que ces sous-produits peuvent réduire les effets des cycles de gel-dégel sur les chaussées. Hori et Morihiro (1998); Yarbasi et al. (2007) ont observé que les microfissures se développent avec l'application des cycles du gel-dégel. Ces microfissures provoquent une perte de rigidité, une réduction de la résistance et une légère augmentation de la perméabilité.

Le changement de la structure du sol constitue le principal mécanisme régissant la modification du comportement des sols par les cycles de gel-dégel. La réduction de la résistance à la compression des échantillons ayant subi des cycles du gel/dégel est due à des réarrangements de particules et l'initiation des fissures (Cruzda et Hohmann, 1997; Viklander, 1997; Viklander et Eigenbrod, 2000). Suites aux cycles du gel-dégel, les échantillons deviennent moins denses avec une augmentation des vides d'air (Eigenbrod, 1996; Viklander, 1998a; Abo-Qudais, 2005), et l'apparition des fissures (Penttala et Al-Neshawy, 2002).

Huang et al. (2003) ont fait des expériences pour étudier l'impact des différents cycles de gel-dégel sur la résistance mécanique et les caractéristiques physiques et chimiques des différents types de mélanges asphalte-agrégats. Ils ont noté que les interactions chimiques et physiques entre l'asphalte et l'agrégat sont influencées par le gel-dégel sur des périodes de temps prolongées, entre ces interactions touchées par le gel-dégel sont ceux qui influent sur la force d'adhérence.

Huang et al. (2003) ont montré que la résistance à la traction des mélanges diminue avec le nombre des cycles du gel-dégel. Cette diminution peut être attribuée à la perte d'adhérence du mélange et / ou de cohésion dans le liant. La composition de l'asphalte et de l'agrégat joue un rôle important dans la sensibilité à l'humidité des mélanges: le même asphalte mélangé à différents agrégats (calcaire ou granit) a montré des différences substantielles dans les performances mécaniques et hydrauliques après des cycles du geldégel.

Simonsen et Isacsson (1999) ont noté que le type de sol, sa perméabilité et les conditions de drainage affectent considérablement la détérioration des propriétés des sols par le gel/ dégel, notamment la résistance au cisaillement, le module de résilience, la perméabilité et la rétention d'humidité.

Qi et al. (2006) ont analysé l'influence des cycles de gel-dégel sur les propriétés géotechniques (physiques et mécaniques) des sols. Ils ont trouvé que les cycles du gel/dégel endommagent la structure des sols naturels et induit des changements dans les caractéristiques géotechniques du sol. Ils ont observé que des cycles du gel-dégel (i) induisent une

- 27 -

augmentation de la porosité des sols denses et une réduction de celle des sols lâches (ii) fait de la porosité, et (iii) réduit le module de résilience et la résistance du cisaillement des sols.

Qi et al. (2006) et Ogata et al. (1985) ont constaté qu'après le gel-dégel, la cohésion des sols a diminué, mais que l'angle de frottement a augmenté.

Qi et al (2008) ont étudié l'influence de gel-dégel sur les changements qui se produisent dans les propriétés d'un sol limoneux, sous différentes conditions de gel. Ils ont trouvé que dans les mêmes conditions de gel, il y a une unité de poids sec critique, en termes de gel-dégel pour certaines des propriétés des sols. Quand le poids sec initial était au poids sec critique, la densité du sol, la cohésion et la pression de pré-consolidation sont restées inchangées après des cycles du gel-dégel. Mais lorsque le poids sec initial était plus grand que le poids sec critique, ces trois paramètres ont diminué, et quand le poids sec initial était plus petit que le poids sec critique, ces paramètres ont augmenté. Le module de résilience diminue toujours indépendamment de la variation de l'unité de poids sec, et la compressibilité du sol est améliorée après le gel-dégel.

D'importantes recherches en laboratoire ont montré qu'un petit nombre de cycles de gel-dégel peut conduire à une réduction significative du module de résilience (Simonsen et al, 2002; Lee et al, 1995).

Graham et Au (1985), ont étudié l'effet du gel-dégel sur l'argile naturelle et ont observé que le gel-dégel cause l'augmentation de la compressibilité et la pression de l'eau interstitielle et la diminution de la résistance à faibles contraintes.

En général, les cycles du gel-dégel font augmentent la perméabilité des sols granulaires fins (Viklander et Knutsson, 1997; Chamberlain et al, 1991; Czurda et Ludwig, 1991; White et Williams, 1994; Chamberland et Gow, 1979; Hui et Ping, 2009; Viklander, 1998b; Konrad et Samson, 2000).

Paudel et Wang (2010), ont étudié en laboratoire l'effet du gel-dégel sur les propriétés de consolidation des sols à texture fine de la vallée du Mackenzie, au Canada. Les résultats ont montré que le coefficient de consolidation a augmenté d'un ordre de grandeur suite à des cycles du gel-dégel. Un changement plus prononcé a été observé sur l'effet des cycles du gel-dégel sur la conductivité hydraulique (de un à deux ordres de grandeur). Les coefficients continuent à augmenter avec l'augmentation du nombre de cycles de gel-dégel, mais à un rythme beaucoup plus lent.

Bibliographie

1.3.2. Programmes informatiques:

La Finlande est le premier pays à avoir utilisé un module résilient pour le dimensionnement au gel des routes (Dysli et Boccard, 1991), mais elle a abandonné par la suite cette méthode (Saarelainen, 2000). La norme finlandaise de dimensionnement au gel des superstructures routières utilise une démarche de dimensionnement qui consiste à réduire la portance du sol d'infrastructure pour tenir compte de l'effet du dégel. Cette méthode fait intervenir le trafic, la portance de l'infrastructure au dégel, la gélivité des sols d'infrastructure, l'indice de gel de l'air, et les conditions hydrogéologiques. Cette méthode est basée sur un véritable modèle numérique de simulation du comportement de la route. Mais en même temps, cette méthode est éloignée de la réalité, car elle est élastique. Certains praticiens la trouvent compliquée (Dysli, 2007).

La norme américaine AASHTO est largement utilisée. Elle sert de base à la procédure du CRREL. D'après cette norme, le dimensionnement de différentes couches est effectué à partir de l'indice d'épaisseur SN qui est fonction du trafic prévisible avant la première réhabilitation du revêtement, de la perte de viabilité (trafic, drainage, gel), du module résilient du sol d'infrastructure, de la fiabilité désirée (facteur de sécurité), et de l'écart type sur les différents paramètres (trafic et performance de la chaussée). L'effet du dégel est pris en compte par une réduction de l'indice de viabilité (Dysli, 2007).

Le CRREL est une procédure de conception des chaussées mécaniste, qui a été développée par l'armée américaine (Bigl et Berg, 1996a, 1996b, 1996c; Berg et al. 1996; Janoo et al. 1999). La figure (1.13) présente cette méthode.



Figure 1.13: Principe de la méthode CRREL (Dysli, 2007).

Le modèle FROST a été développé par Berg et al. (1980). C'est un modèle couplé de l'écoulement d'eau et de la diffusion thermique. Ce modèle détermine le gonflement par gel, le tassement par dégel, la température, la teneur en eau non gelée, la pression interstitielle (positive ou négative) et la teneur en glace et masse volumique.
Le programme TRANSFORM utilise les résultats de FROST et divise la superstructure et l'infrastructure en sous-couches dont les épaisseurs sont déterminées par les températures et les teneurs en eau. A chaque sous-couche est assigné un module résilient, un coefficient de Poisson et une masse volumique.

Ensuite, le programme NELAPAV (Irwin et Speck 1986), est utilisé pour calculer les déformations, les contraintes et les déplacements aux nœuds lorsqu'une charge est appliquée sur la surface du modèle.

Le programme CUMDAM, développé au CRREL, détermine les dommages cumulés de la superstructure.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris (LCPC) et le ministère des Transports du Québec (MTQ) ont développé un modèle pour prévoir la propagation du geldégel dans les sols. Ils ont aussi développé des modèles pour ensimer les dégâts de dégel (Boutonnet et al, 2002). Les modèles GEL1D et CESAR-GELS ont été développé par le LCPC (Caniard et al, 1975) et le modèle SSR a développé par MTQ.

Le modèle GEL1D permet d'étudier l'évolution du champ de température dans un massif unidimensionnel multicouche et de déterminer à différents instants la position du front de gel et les indices de gel à différentes profondeurs. Il détermine les transferts résultants de l'action conjuguée d'un flux variable imposé en surface, de l'état thermique initial du sol ainsi que de ses caractéristiques physiques, et du régime de changement de phase eau - glace.

CESAR-GELS utilise la méthode des éléments finis pour calculer l'évolution de la température dans le sol en fonction des conditions extérieures. Il permet de suivre le champ de température dans la structure modélisée et les parties de sol gelées et non gelées. Le modèle utilise une courbe traduisant la teneur en eau en fonction de la température (Fig. 1.14) comportant une discontinuité à 0°C. Dans le cas d'un sol non gélif comme un sable pur, w1 est proche de 0. En effet, l'eau étant libre dans ce type de sol, elle gèle plus rapidement que dans un sol contenant une grande quantité d'eau liée. Dans ce dernier cas, w1 sera proche de w0 et la discontinuité sera faible. Le calcul ne tient pas compte des phénomènes hydrauliques ou des phénomènes mécaniques survenant pendant le passage d'un front de gel à l'intérieur d'une structure.

Les modèles GEL1D et CESAR-GELS ne gèrent pas le phénomène de soulèvement au gel.



Figure 1.14: La relation entre la température et la teneur en eau (http://frozenworld.free.fr/).

Le modèle SSR (Saarelainen, 1992) et le concept de potentiel de ségrégation (Konrad et Morgenstern, 1980) permettent d'étudier la pénétration du gel et des soulèvements. La pénétration du gel est basée sur l'équilibre thermique du front de gel dans un milieu homogène :

$$q_{-} = q_{+} + q_{f} + q_{s}$$
 Eq. 1.7

 q_{-} : le flux de chaleur à travers la couche gelée;

- q_+ : le flux de chaleur au front de gel de sol non gelé;
- q_f : le flux de chaleur généré par gel de l'eau des pores in situ;

 q_s : le flux de chaleur généré par la séparation du gel.

Le soulèvement (dh) est provoqué par la formation de lentille de glace pendant un intervalle de temps (dt). Il est calculé à partir du potentiel de ségrégation SP (Konrad et Morgenstern, 1980), qui relie la vitesse de migration de l'eau au gradient thermique au front de ségrégation:

Chapitre 1

Bibliographie

$$dh = 1.09 * SP * grad T_dt$$
 Eq. 1.8

grad T_: gradient de température du sol gelé au front de la ségrégation.

Les trois modèles numériques donnent une bonne estimation de la pénétration du gel, mais seulement le modèle SSR permet d'évaluer soulèvement dû au gel. Le modèle SSR donne des prévisions supérieures aux modèles GEL1D et CESAR-GELS.

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) a développé en 1999 le logiciel Chaussée pour le dimensionnement des chaussées souples. Ce logiciel est basé sur la méthode de l'AASHTO (1986, puis 1993) avec des adaptations au contexte québécois et l'ajout d'un critère de protection contre les effets du gel.

La nouvelle version de ce logiciel « Chaussée II » permet de calculer la profondeur de gel et le soulèvement (Info DLC 2006). Le calcul du gel est fondé sur le modèle SSR (Saarelainen 1992). La détermination de la profondeur de gel est fonction de l'équilibre du bilan thermique au front de gel. Les soulèvements causés par le gel sont déterminés à l'aide du potentiel de ségrégation (SP), où le SP (mm²/ °C.h) traduit la réponse du sol à une sollicitation thermique. Il s'agit du rapport entre le taux de soulèvement du sol et le gradient thermique dans le sol gelé près de l'isotherme 0 °C lorsque le front de gel devient quasi stationnaire (Konrad, 2000; Info DLC 2002). Le calcul du gel tient compte de l'indice de gel, ou des températures journalières durant un hiver, et de la température moyenne annuelle de l'air. La variabilité annuelle est traitée à l'aide d'une approche statistique basée sur l'écart type et l'hypothèse d'une distribution normale des indices de gel.

La première version de cet outil de calcul du gel a été mise au point en 2000. La figure (1.15) illustre un exemple où les mesures sont représentées par des points à l'intérieur du graphe, tandis que les lignes proviennent des simulations, et la ligne brisée représente les données de température. L'expérience indique que quand les soulèvements globaux sont inférieurs à (50 mm), l'effet du gel sur les chaussées est peu perceptible (Info DLC 2006).



Figure 1.15: Exemple de simulation du gel (pénétration = 2.12 m et soulèvement = 87 mm) (Info DLC, 2006).

Le logiciel ALIZE-LCPC a été développé par le LCPC et le SETRA dès la fin des années 70. Il est le programme de référence pour le dimensionnement des chaussées en France. Il permet de déterminer les sollicitations dues au trafic. Il comporte trois modules :

- Alizé-mécanique: détermine les sollicitations créées par les charges dans les matériaux de chaussées.
- Alizé-gel: vérifie le gel-dégel des structures de chaussées.
- Alizé-rétrocalcul: inverse des modules d'élasticité des différentes couches, à partir des bassins de déflexion mesurés sur la chaussée en service.

Le logiciel ALIZE-LCPC intègre la méthode de vérification au gel-dégel. Les matériaux constituant la plate-forme (sol en place, couche de forme...) sont caractérisés par leur conductivité et leur nature gélive ou non. L'algorithme de calcul thermique GEL1D permet le calcul de la diffusion thermique dans la chaussée.

Le module Alizé-gel décrit la chaussée et le massif support par un modèle multicouche unidimensionnel, composé de couches homogènes d'épaisseur finie. Les couches sont décrites par les paramètres suivants :

- l'épaisseur H;
- la masse volumique du matériau;
- la teneur en eau du matériau;
- la conductibilité thermique du matériau dans l'état non gelé;
- la conductibilité thermique du matériau dans l'état gelé.

Module Alizé-gel détermine la variation de la température à la surface de la chaussée et aux interfaces entre les différentes couches de la structure de chaussée et de son massif support. Ces résultats sont également exprimés en termes de variation des quantités de gel et de l'indice de gel à la surface de la chaussée.

Le programme détermine aussi la courbe d'évolution avec le temps de la profondeur du front de gel (surface isotherme à température nulle), ou les courbes d'évolution des fronts de gel en situation de fronts de gel multiples.

Bibliographie

1.4. Conclusion:

Ce chapitre a comporté une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le phénomène du gel-dégel dans les chaussées. Ce phénomène peut être dévastateur pour les chaussées situées dans des zones froides si des précautions particulières ne sont pas prises en compte.

La pénétration du gel-dégel dans les sols est un phénomène thermodynamique lié au transfert de chaleur entre le revêtement de la chaussée et l'air. Ce transfert est influencé par différents facteurs comme l'humidité de condensation et d'évaporation, la fonte de la neige et de la glace, les radiations directes ou diffuses du soleil ou encore par la convection. Le degré de pénétration du gel dépend de plusieurs facteurs comme l'intensité et la durée de la période de gel. Dans le dimensionnement d'une structure de chaussée en régions froides, on doit considérer deux éléments importants, à savoir l'épaisseur du sol gelé et la gélivité du sol d'infrastructure. Pour cela on utilise la profondeur du gel et l'indice du gel pour décrire le phénomène du gel/dégel et pour sa prise en considération lors de la conception des chaussées.

Le gel peut provoquer des soulèvements importants (jusqu'à 20 cm), selon le type de sol et l'indice de gel de la région. Ce phénomène est rarement uniforme; il cause de nombreuses distorsions (soulèvements différentiels) et des fissures dans le revêtement des chaussées.

Les cycles du gel/dégel provoquent des gonflements et affaissements dans les chaussées, avec des dégradations dans la structure de la chaussée. Les déformations commencent par de petites fissures, puis se développent parallèlement ou perpendiculairement à l'axe de la chaussée. La succession et la fréquence les cycles gel - dégel conduisent à une détérioration de la chaussée, qui peut être transmise à d'autres couches de la route en l'absence de mesures rapides d'intervention. Les dégradations peuvent prendre différentes formes, notamment les déformations, les fissures, les arrachements et les nids de poules.

L'ampleur du phénomène du gel/dégel dépend de plusieurs paramètres, notamment les caractéristiques des sols (granulométrie, perméabilité, composition physicochimique, teneur en eau, densité, degré de saturation...) et des facteurs extérieurs (conditions climatiques et alimentation en eau). Des études expérimentales ont montré que la résistance diminue avec l'augmentation des vides par les cycles de gel-dégel. L'utilisation de la fumée des silices réduit l'effet des cycles du gel/dégel sur la résistance et la perméabilité des chaussées.

Plusieurs modèles, normes et programmes ont été développés pour la prise en compte des cycles gel/dégel dans la conception des chaussées. On peut citer la norme américaine de l'AASTHO, la procédure CRREL utilisée par l'armée américaine, le programme GEL1D et CESAR-GELS développés au LCPC , le logiciel ALISZ-LCP développé par le LCPC et le SETRA, et le modèle SSR développé en Finlande.

Compte tenu de la complexité du phénomène du gel/dégel, on a utilisé généralement des modèles simplifiés pour la diffusion thermique et la partie mécanique. On propose dans les chapitres suivants d'utiliser des modèles plus élaborés pour la partie thermique qui prend en compte le transfert de masse et le transfert thermique. Pour la partie mécanique, on va utiliser un modèle par éléments finis pour la résolution du problème thermomécanique.

CHAPITRE 2 :

Modélisation Numérique du Phénomène du Gel dans les Sols Saturés

2.1. Introduction:

Ce chapitre présente la modélisation numérique du phénomène du gel dans les sols saturés traités comme un milieu poreux tri-phasique. Dans un premier temps, on présente la formulation mathématique de ce problème couplé qui intègre plusieurs aspects, notamment (i) la diffusion de la chaleur dans le sol, dont les vides sont remplis par de l'eau en phase liquide ou glacée, (ii) le transfert de masse dans le milieu poreux, (iii) le changement de phase de l'eau et (iv) la déformation des sols.

Le chapitre présente également la résolution numérique de ce problème à l'aide d'une modélisation par différences finies, qui a été programmée sous MATLAB. Le programme est dans un premier temps validé sur des exemples publiés, ensuite il est utilisé pour étudier le phénomène du gel dans un massif du sol.

2.2. Modèle numérique:

2.2.1. Formulation:

Définition et équations de base

Le phénomène du gel est étudié dans un sol saturé en eau qui peut être en phase liquide ou glacée. La figure 2.1 montre les trois phases d'un sol saturé gelé. Le paramètre e désigne l'indice des vides ; S_i est le ratio de remplissage des vides par l'eau glacée. S_i est fortement lié à la température (T). Il peut s'écrire sous la forme (Tice et al., 1976):

$$S_i = \begin{cases} 1 - [1 - (T - T_0)]^{\alpha} & T \le T_0 \\ 0 & T > T_0 \end{cases}$$
 Eq. 2.1

 T_0 désigne la température de congélation de l'eau dans les pores en Celsius (°C); α est un paramètre caractérisant le sol.

A titre d'illustration, on donne dans les figures 2.2a et 2.2b les variations de *Si* et de $\frac{\partial S_i}{\partial T}$ en fonction de la température pour un sol caractérisé par $\alpha = -5$. On note que ces deux grandeurs varient d'une manière importante sur l'intervalle [-1, 0]. En dehors de cet intervalle, ces deux grandeurs sont quasi-constantes.

glace		eS_i
eau	e	$e(1-S_i)$
Grains solides	1	1

Figure 2.1 : Les phases du sol saturé gelé.



Figure 2.2: Variations de S_i avec la température ($\alpha = -5$).



Figure 2.3: Variations de $\frac{\partial S_i}{\partial T}$ avec la température ($\alpha = -5$).

Selon la figure 2.1, le poids volumique du sol (γ) est:

$$\gamma = \frac{g}{1+e} \left[\rho_s + eS_i \rho_i + e(1-S_i) \rho_w \right]$$
 Eq. 2.2

g dénote l'accélération de la pesanteur ; ρ_s , ρ_i , ρ_w désignent les densités du sol, de l'eau gelée et de l'eau, respectivement.

Pour un sol non gelé (température $T > T_{0}$, $S_i = 0$), ayant un indice de vide $e=e_{0}$, le poids volumique du sol est :

$$\gamma_0 = \frac{g}{1+e} (\rho_s + e_0 \rho_w)$$
 Eq. 2.3

Formulation du problème unidimensionnel

Dans cette section, on développe les équitations d'équilibre pour le cas unidimensionnel. La figure 2.4 illustre le problème posé et les conditions aux limites.



Figure 2.4 : Illustration des notations dans le cas unidimensionnel.

L'équilibre statique dans le massif de sol s'écrit sous la forme :

$$\frac{d\sigma}{dx} + \gamma = 0 Eq. 2.4$$

 σ est la contrainte verticale totale.

La condition aux limites à la surface du massif s'écrit sous la forme :

$$(\sigma)_{x=l} = P^*$$
 Eq. 2.5

P* désigne la charge appliquée à la surface.

La contrainte en un point du massif s'écrit sous la forme :

$$\sigma = P^* + \int_x^l \gamma dx_0$$
 Eq. 2.6

D'après l'équation 2.6, la contrainte initiale totale (σ_0) est:

$$\sigma_0 = P^* + \int_x^l \gamma_0 dx_0 \qquad \qquad \text{Eq. 2.7}$$

En supposant un comportement élastique pour le sol, la relation entre la déformation (ε) et la contrainte effective (σ') s'écrit sous la forme :

$$d\sigma' = -E_s d\varepsilon$$
 Eq. 2.8

 E_s désigne le module de compression élastique du sol.

En prenant comme état initial de référence le sol non gelé ($\varepsilon_0 = 0$), et une contrainte effective (σ'_0), l'équation 2.8 donne:

$$\sigma' = -E_s \varepsilon + {\sigma'}_0 \qquad \qquad \text{Eq. 2.9}$$

La déformation et l'indice des vides sont reliés par la relation suivante :

$$\varepsilon = \frac{e - e_0}{1 + e_0}$$
 Eq. 2.10

Pression des pores

La pression de pore (P_{por}) est liée aux contraintes totales et effectives :

$$P_{por} = \sigma - \sigma' \qquad \qquad \text{Eq. 2.11}$$

En utilisant les équations ci-dessus, elle s'écrit sous la forme:

$$P_{por} = \int_{x}^{l} (\gamma - \gamma_0) dx_0 + E_s \frac{e - e_0}{1 + e_0}$$
 Eq. 2.12

Sa valeur maximale $P_{por}(max)$ est égale à la contrainte totale :

$$P_{por}(\max) = \sigma$$
 Eq. 2.13

Selon les équations 2.12 et 2.13, la valeur de l'indice des vides (e_s) correspondant à $P_{por}(max)$ est donnée par :

$$e_{s} = \frac{1}{E_{s}} (1 + e_{0}) \left[\sigma - \int_{x}^{l} (\gamma - \gamma_{0}) dx_{0} \right] + e_{0}$$
 Eq. 2.14

Ce qui implique les conditions suivantes sur P_{por} :

$$P_{por} = \begin{cases} \int_{x}^{l} (\gamma - \gamma_0) dx_0 + E_s \frac{e - e_0}{1 + e_0} & e < e_s \\ \sigma & e \ge e_s \end{cases}$$
Eq. 2.15

Formation de lentilles de glace

La formation de lentilles de glace commence quand la température descend à θ_{sf} et croit avec la réduction de la température jusqu'à θ_{sm} . En dessous de cette température, la lentille cesse de croitre. Ceci signifie que la formation des lentilles de glace s'effectue dans l'intervalle de température (Konrad et Morgenstern, 1980) :

$$\theta_{sm} \le T \le \theta_{sf}$$
 Eq. 2.16

 θ_{sf} est la température d'initiation des lentilles de glace ; θ_{sm} est la température où la lentille cesse de croître.

O'Neill (1983) a lié la formation de lentilles de glace à la pression de pore. Il considère que les lentilles de glace se forment quand la pression de pore est supérieure à la contrainte totale :

$$P_{por} \ge \sigma$$
 Eq. 2.17

D'après les expressions 2.15 et 2.17, le critère de formation des lentilles de glace en termes d'indice des vides peut être exprimé par :

$$e \ge e_s$$
 Eq. 2.18

Gilpin (1980) et Nixon (1991) ont proposé un autre critère pour la formation de lentilles de glace. Ils suggèrent que les lentilles de glace se forment lorsque la pression de pore est supérieure à la somme de la contrainte totale et la force de séparation entre les grains (P_{sep}):

$$P_{por} \ge \sigma + P_{esp}$$
 Eq. 2.19

La combinaison des expressions 2.12, 2.14 et 2.19 donne

$$e \ge e_s + \frac{P_{sep}}{E_s} (1 + e_0)$$
 Eq. 2.20

La formation de lentilles de glace peut être liée à l'indice des vides directement en utilisant le concept de l'indice des vides de séparation (e_{sep}) . Lorsque l'indice des vides est inférieur à (e_{sep}) , les grains de glace ne peuvent pas se connecter pour former une lentille, même si les grains du sol sont séparés (Figure 2.5). En effet, quand l'indice des vides est supérieur ou égal à (e_{sep}) , les grains de glace se connectent et les lentilles de glace commencent à se former. L'indice des vides de séparation e_{sep} est égal à l'indice des vides maximal du sol. Le critère de formation des lentilles de glace peut s'écrire sous les formes :

$$e \ge e_{sep}$$
 Eq. 2.21
 $e \ge e_s + (e_{sep} - e_s)$ Eq. 2.22

Figure 2.5 : Configuration de formation de lentilles de glace

a) $e < e_{sep}$ b) $e \ge e_{sep}$.

Transfert de l'eau dans le sol

O'Neill et Miller (1985) ont exprimé la pression de pore (P_{por}) par la somme pondérée des pressions du gel (P_i) et de l'eau (P_w):

$$P_{por} = XP_w + (1 - X)P_i$$
 Eq. 2.22

Le coefficient de pondération X est déterminé par la formule suivante :

$$X = (1 - S_i)^{1.5}$$
 Eq. 2.23

L'équation de Clapeyron donne la relation entre la température, la pression de l'eau et la pression du gel lorsque le gel et l'eau coexistent en phase d'équilibre (Black, 1995; Chen et al., 2006; Kay et Groenevelt, 1974):

$$\frac{P'_w}{\rho_w} - \frac{P'_i}{\rho_i} = L \ln\left(\frac{T'}{T'_0}\right)$$
 Eq. 2.24

L désigne la chaleur latente de fusion ; P'_w et P'_i désignent les pressions absolues des pores de l'eau et des pores du gel, respectivement ; T' est la température en Kelvin (K); T'_0 désigne la température de gel de l'eau en Kelvin (K).

L'équation 2.24 peut s'écrire également sous la forme :

$$(P_w + P_a) = \frac{\rho_w}{\rho_i} (P_i + P_a) + L\rho_w \ln\left(\frac{T + 273}{T_0 + 273}\right)$$
Eq. 2.25

 P_w et P_i désignent les pressions des pores de l'eau et du gel, respectivement; P_a est la pression atmosphérique; T et T_0 sont en °C.

La combinaison des équations ci-dessus permet de calculer la pression de la phase liquide de l'eau :

$$P_{w} = \frac{(1-X)(\rho_{w}-\rho_{i})P_{a}+(1-X)\rho_{i}\rho_{w}L\ln\left(\frac{T+273}{T_{0}+273}\right)+\rho_{w}P_{por}}{(1-X)\rho_{i}+X\rho_{w}}$$
Eq. 2.26

La conductivité hydraulique (*k*) dans un sol gelé est fonction de la température (Gilpin, 1980; Nixon, 1991) :

$$k = \begin{cases} k_0 [1 - (T - T_0)]^{\beta} & T \le T_0 \\ k_0 & T > T_0 \end{cases}$$
 Eq. 2.27

 k_0 est la conductivité hydraulique du sol non gelé ; β est un paramètre caractéristique du sol.

La figure 2.6 illustre la variation de la conductivité hydraulique (k) avec la température pour un sol ayant $\beta = -8$. On note que la conductivité est quasi nulle quant la température est inférieure à -0,7 °C, et varie par la suite rapidement pour atteindre k_0 .

Figure 2.6 : Variation du coefficient de conductivité k/k₀ avec la température.

La conductivité hydraulique varie avec la formation de lentilles de glace, car l'eau non gelée ne peut pas circuler à travers la lentille de glace. En prenant en compte les différentes phases de formation de lentilles, la conductivité hydraulique s'écrit sous la forme :

$$k = \begin{cases} k_0 [1 - (T - T_0)]^{\beta} & T \le T_0, \quad x < x_{sep} \\ k_0 & T > T_0, \quad x < x_{sep} \\ 0 & x \ge x_{sep} \end{cases}$$
Eq. 2.28

 x_{sep} désigne la position de la lentille de glace.

Les masses d'eau gelée (m_i) et d'eau non gelée (m_w) , dans une unité de volume sont:

$$m_i = \frac{\rho_i e S_i}{1+e} dx \qquad \qquad \text{Eq. 2.30}$$

$$m_w = \frac{\rho_w e(1-S_i)}{1+e} dx \qquad \text{Eq. 2.31}$$

La loi de Darcy donne la relation entre la vitesse d'écoulement de l'eau v et la charge hydraulique de l'eau non gelée ψ :

$$v = -k \frac{\partial \psi}{\partial x}$$
 Eq. 2.32

$$\psi = x + \frac{P_w}{\rho_{wg}}$$
 Eq. 2.33

La loi de conservation de la masse s'écrit sous la forme :

$$\frac{\partial}{\partial t}(m_i + m_w) = -\rho_w \frac{\partial v}{\partial x} dx$$
 Eq. 2.34

En substituant les équations 2.30 et 2.31 dans l'équation 2.34, on obtient l'expression suivante pour la conservation de la masse:

$$\frac{\rho_i S_i + \rho_w (1 - S_i)}{\rho_w (1 + e)} \frac{\partial e}{\partial t} + \frac{e(\rho_i - \rho_w)}{\rho_w (1 + e)} \frac{\partial S_i}{\partial T} \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \psi}{\partial x} \right)$$
Eq. 2.35

Cette expression fait apparaitre la teneur en eau w :

$$w = \frac{\rho_i e S_i + \rho_w e(1 - S_i)}{\rho_s}$$
 Eq. 2.36

Diffusion thermique

La loi de conservation de l'énergie thermique s'écrit sous la forme :

$$\left(C - \frac{L\rho_i e}{1+e} \frac{\partial S_i}{\partial T}\right) \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{L\rho_i S_i}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x}\right) + C_w k \frac{\partial \psi}{\partial x} \frac{\partial T}{\partial x}$$
Eq. 2.37

$$C = \frac{1}{1+e} [C_s + e(1-S_i)C_w + eS_iC_i]$$
 Eq. 2.38

$$\lambda = \lambda_s^{\frac{1}{1+e}} \lambda_w^{\frac{e(1-S_i)}{1+e}} \lambda_i^{\frac{eS_i}{1+e}}$$
 Eq. 2.39

C, *C_s*, *C_w*, et *C_i* désignent les capacités thermiques du sol, des grains du sol, de l'eau et du gel λ , λ_s , λ_w , et λ_i représentent les coefficients de conductivité thermique du sol, des grains du sol, de l'eau et de l'eau gelée, respectivement. L'expression de la conductivité thermique (2.39) a été proposée par An et al. (1989) et Nicolsky et al. (2009).

Afin d'illustrer l'influence du ratio Si sur la capacité thermique (C) et le coefficient de conductivité thermique λ , on donne dans les figures 2.7 et 2.8 les variations de ces deux coefficients avec S_i pour un sol ayant les caractéristiques données dans le tableau 2.1. On note une décroissance linéaire de la capacité thermique avec Si et la croissance en lois de puissance pour le coefficient de conductivité avec S_i .

Figure 2.7 : Variation de la capacité thermique avec le taux de remplissage en eau gelée S_i.

Figure 2.8 : Variation du coefficient de conductivité thermique du sol λ avec le taux de remplissage en eau gelée S_i .

2H

2.3. Résolution numérique:

Nous avons utilisé un schéma numérique par différences finies pour la résolution du problème du gel dans les sols. La figure 2.9 illustre les discrétisations spatiale et temporelle.

Figure 2.9 : Discrétisation spatiale et temporelle du problème de gel dans les sols.

En considérant la discrétisation par rapport à la variable Z (k = 1, N), les équations 2.35 et 2.37 à l'instant *t* s'écrivent sous la forme:

$$\frac{\rho_i S_i + \rho_w (1 - S_i)}{\rho_w (1 + e)} \frac{\partial ek}{\partial t} + \frac{e(\rho_i - \rho_w)}{\rho_w (1 + e)} \frac{\partial S_i}{\partial T} \frac{\partial Tk}{\partial t} = k \frac{\psi_{k+1}^j + \psi_{k-1}^j - 2\psi_k^j}{H^2}$$
Eq. 2.40a
$$\left(C - \frac{L\rho_i e}{1 + e} \frac{\partial S_i}{\partial T}\right) \frac{\partial Tk}{\partial t} - \frac{L\rho_i S_i}{1 + e} \frac{\partial ek}{\partial t} = \lambda \frac{T_{k+1}^j + T_{k-1}^j - 2T_k^j}{H^2} + \left(C_w k \frac{\psi_{k+1}^j - \psi_{k-1}^j}{2H}\right) \frac{T_{k+1}^j - T_{k-1}^j}{2H}$$
Eq. 2.40b

2.40b s'écrivent sous la forme:

$$\left(\frac{\rho_i S_i + \rho_w (1 - S_i)}{\rho_w (1 + e)}\right) \left(\frac{e_k^{j+1} - e_k^j}{h}\right) + \left(\frac{e(\rho_i - \rho_w)}{\rho_w (1 + e)} \frac{\partial S_i}{\partial T}\right) \left(\frac{T_k^{j+1} - T_k^j}{h}\right) = k \frac{\psi_{k+1}^j + \psi_{k-1}^j - 2\psi_k^j}{H^2}$$
Eq. 2.41a

$$\left(C - \frac{L\rho_i e}{1+e} \frac{\partial S_i}{\partial T}\right) \begin{pmatrix} \frac{T_k^{j+1} - T_k^j}{h} \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} \frac{L\rho_i S_i}{1+e} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{e_k^{j+1} - e_k^j}{h} \end{pmatrix} = \lambda \frac{T_{k+1}^j + T_{k-1}^j - 2T_k^j}{H^2} + \left(C_w k \frac{\psi_{k+1}^j - \psi_{k-1}^j}{2H}\right) \frac{T_{k+1}^j - T_{k-1}^j}{2H}$$
Eq. 2.41b

La résolution est effectuée à l'aide d'un schéma implicite. La température et l'indice des vides sont supposés varier linéairement sur l'intervalle de temps (t_j, t_{j+1}) :

$$T (t) = (1 - \beta) T^{j} + \beta T^{j+1}$$
(2.42a)

$$e (t) = (1 - \beta) e^{j} + \beta e^{j+1}$$
(2.42b)

$$\beta = (t - t_{j+1})/(t_{j+1} - t_{j})$$
(2.42c)

En reportant les expressions 2.42a et 2.42b dans les équations 2.41a et 2.41b, on obtient:

$$R_{mT} T^{j+1} + R_{me} e^{j+1} = F_m \qquad (2.43a)$$

$$R_{hT} T^{j+1} - R_{he} e^{j+1} = F_h \qquad (2.43b)$$

Avec :

$$R_{mT} = \begin{bmatrix} B_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & B_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & B_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & B_1 \end{bmatrix}_{n+1 \times n+1}$$

$$R_{me} = \begin{bmatrix} B_2 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & B_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & B_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \vdots & 0 & B_2 \end{bmatrix}_{n+1 \times n+1}$$

$$F_m = F_{mT} T^j + F_{me} e^j + F_{mk}$$

$$F_{mT} = \begin{bmatrix} -B_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & -B_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & -B_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -B_1 \end{bmatrix}_{n+1 \times n+1}$$

$$F_{me} = \begin{bmatrix} B_2 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & B_2 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & B_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & B_2 \end{bmatrix}_{n+1 \times n+1}$$

$$F_{mk} = \begin{bmatrix} k \frac{\psi_{k+1} + \psi_{k-1} - 2\psi_k}{H^2} \end{bmatrix}$$

Où:

$$B_{1} = \left(\frac{e(\rho_{i} - \rho_{w})}{\rho_{w}(1 + e)} \frac{\partial S_{i}}{\partial T}\right) \left(\frac{1}{h}\right) ; B_{2} = \left(\frac{\rho_{i}S_{i} + \rho_{w}(1 - S_{i})}{\rho_{w}(1 + e)}\right) \left(\frac{1}{h}\right)$$

$$R_{hT} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{13} & 0 & 0 & . & 0 \\ A_{12} & A_{11} & A_{13} & 0 & . & 0 \\ 0 & A_{12} & A_{11} & A_{13} & . & 0 \\ . & . & . & A_{12} & A_{11} & A_{13} \\ 0 & 0 & . & 0 & A_{12} & A_{11} \end{bmatrix}_{n+1\times n+1}^{n+1\times n+1}$$

$$R_{he} = \begin{bmatrix} A_2 & 0 & 0 & . & . & 0 \\ 0 & A_2 & 0 & . & . & 0 \\ 0 & 0 & A_2 & . & . & 0 \\ 0 & 0 & A_2 & . & . & 0 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & A_2 \end{bmatrix}_{n+1\times n+1}^{n+1\times n+1}$$

$$F_h = F_{hT} T^j + F_{he} e^j$$

$$F_{hT} = \begin{bmatrix} A_{33} & A_{32} & 0 & 0 & . & 0 \\ A_{31} & A_{33} & A_{32} & 0 & . & 0 \\ 0 & A_{31} & A_{33} & A_{32} & . & 0 \\ . & . & . & . & . & . \\ . & . & . & A_{31} & A_{33} & A_{32} \\ 0 & 0 & . & 0 & A_{31} & A_{33} \end{bmatrix}_{n+1\times n+1}^{n+1\times n+1}$$

$$F_{he} = \begin{bmatrix} -A_2 & 0 & 0 & . & . & 0 \\ 0 & -A_2 & 0 & . & . & 0 \\ 0 & 0 & -A_2 & . & . & 0 \\ 0 & 0 & . & . & 0 & -A_2 \end{bmatrix}_{n+1\times n+1}^{n+1\times n+1}$$

Où:

$$\begin{aligned} A_{2} &= \left(\frac{L\rho_{i}S_{i}}{1+e}\right)\left(\frac{1}{h}\right); A_{1} = \left(C - \frac{L\rho_{i}e}{1+e}\frac{\partial S_{i}}{\partial T}\right)\left(\frac{1}{h}\right) \\ A_{11} &= A_{1} + (2\beta\lambda)\left(\frac{1}{H^{2}}\right) \\ A_{12} &= -(\beta\lambda)\left(\frac{1}{H^{2}}\right) + \left(\beta C_{w}k\frac{\psi_{k+1} - \psi_{k-1}}{2H}\right)\left(\frac{1}{2H}\right) \\ A_{13} &= -(\beta\lambda)\left(\frac{1}{H^{2}}\right) - \left(\beta C_{w}k\frac{\psi_{k+1} - \psi_{k-1}}{2H}\right)\left(\frac{1}{2H}\right) \\ A_{33} &= A_{1} - 2\lambda(1-\beta)\left(\frac{1}{H^{2}}\right) \\ A_{31} &= (1-\beta)\lambda\left(\frac{1}{H^{2}}\right) - (1-\beta)\left(C_{w}k\frac{\psi_{k+1} - \psi_{k-1}}{2H}\right)\left(\frac{1}{2H}\right) \\ A_{32} &= (1-\beta)\lambda\left(\frac{1}{H^{2}}\right) + (1-\beta)\left(C_{w}k\frac{\psi_{k+1} - \psi_{k-1}}{2H}\right)\left(\frac{1}{2H}\right) \end{aligned}$$

Le calcul est effectué d'après la procédure suivante :

- Entrée de données (géométrie, paramètres, conditions aux limités, conditions initiales, discrétisation...).
- Détermination des valeurs initiales des vecteurs température (T) et de l'indice des vides (e).
- iii) Boucle sur le temps j = 1, Nt
 - Boucle sur la discrétisation géométrique k = 1, N
 - Calcul des coefficients des différentes matrices (R_{mT}, R_{me}, F_m, R_{hT}, R_{he}, F_h)
 - Résolution des systèmes linéaires 2.42a et 2.42b
- iv) Sortie des résultats, illustration graphique,...

Cette procédure a été programmée sous MATLAB dans un programme appelé (GelSol).

2.4. Validation du programme GelSol:

Présentation de l'exemple

Le programme par différences finies *(GelSol)* a été validé sur un exemple traité à l'aide du programme COMSOL Multiphasiques (Zhou et Li, 2012). Cet exemple concerne l'étude du gel dans une colonne du sol de 12 cm de hauteur (Figure 2.10). Les calculs ont été effectués avec les données résumées dans le tableau 2.1 et les conditions suivantes : (i) conditions aux limites à la base de la colonne :

- $(u)_{x=0} = 0$
- $(e)_{x=0} = 0.6$
- $(T)_{x=0} = 1$

(ii) Conditions aux limites à la surface de la colonne :

- $(\sigma)_{x=0.12} = 100 \, kPa$
- $(e)_{x=0.12} = 0.654$
- $(T)_{x=0.12} = -3$

(iii) Conditions initiales :

- $(e)_{t=0} = 0.6$
- $(T)_{t=0} = 1$

Figure 2.10 illustration de l'exemple utilisé pour la validation du programme Gelsol.

Tableau 2.1 : Donn	ées utilisées dans l	l'exemple de	validation di	u programme	Gelsol
	(Zhot	u et Li, 2012)):		

Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
α	-5	g (m.s ⁻²)	9.81
β	-8	$\lambda_{s} (W.m^{-1}.K^{-1})$	1.2
E_s (MPa)	1.2	$\lambda_i (W.m^{-1}.K^{-1})$	2.22
$K_0 (10^{-10} \text{ m.s}^{-1})$	2.5	$\lambda_w (W.m^{-1}.K^{-1})$	0.58
P_a (KPa)	101	L (kJ.kg ⁻¹)	334.5
<i>T</i> ₀ (°C)	0	e _{sep}	1.2
$\rho_s \ (10^3 \text{kg.m}^{-3})$	2.7	$\mathcal{C}_{s} (\mathrm{kJ.m}^{-3}.\mathrm{K}^{-1})$	2160
$\rho_i (10^3 \text{kg.m}^{-3})$	0.917	$C_i (kJ.m^{-3}.K^{-1})$	1874
$\rho_w (10^3 \text{kg.m}^{-3})$	1.0	C_{w} (kJ.m ⁻³ .K ⁻¹)	4180

Résultats

Les figures 2.11 à 2.13 montrent les variations de la température dans 5 sections de la colonne (x = 1, 4, 6, 8 et 11 cm). On note un très bon accord entre les résultats du programme *GelSol* et les résultats obtenus avec le code COMSOL. Ceci confirme le bon fonctionnement du programme *GelSol*. Près de la base du massif (x = 1cm), la température varie très légèrement. Elle reste proche de la température imposée à la base (T = 1 °C). Vers le milieu de la colonne (x = 4 et 6 cm), la température baisse d'une manière importante au cours de 20 premières heures pour atteindre des valeurs négatives, ensuite elle continue à baisser d'une manière plus modérée. Près de la surface (x = 11 cm), la température baisse très rapidement au cours des 20 premières heures pour atteindre T = - 2,7°C, ensuite elle remonte légèrement et se stabilise.

Les profils de la température aux instants (t = 10, 40 h) sont donnés dans les figures 2.14 et 2.15. A l'instant t = 10 h, on distingue deux zones. La première correspond à la zone gelée près de la surface (front de gel = 5 cm) avec une variation quasi-linéaire de la température (Pente₁ = -6.892). La seconde correspond à la zone non gelée avec une variation linéaire de la température avec la profondeur (Pente₂ = -1.667). La pente de la seconde zone est très forte par rapport à celle de la 1^{ère} zone. Le rapport entre les deux pentes est égal à 0.242. Aux autres instants (t = 20, 80 h), on note une variation de la température similaire à celle observée à t = 10h, mais avec une extension du front du gel et une réduction du rapport entre les pentes (pente₂/pente₁) (Tableau 2.2). A l'instant t = 80 h, le front de gel est égal à 8.93 cm et le rapport entre les deux pentes (Pente1/Pente2) est proche de 1.

	t = 10 h	t = 20 h	t = 40 h	t = 80 h
Front de gel : x_g (cm)	5.11	6.47	8.03	8.93
Pente1 (cm/ °C)	-6.892	-5.531	-3.971	-3.071
Pente2 (cm/ °C)	-1.667	-2.103	-2.662	-2.971
Pente2/ Pente1	0.242	0.380	0.670	0.967

Tableau 2.2 : Valeurs du front de gel et des pentes en fonction du temps.

Figure 2.11 Validation du modèle GelSol Variation de la température (section x = 1cm).

Figure 2.12 Validation du modèle GelSol : Variation de la température (x = 4 et 6 cm).

Figure 2.13 Validation du modèle GelSol : variation de la température (x = 8 et 11 cm).

Figure 2.14 Validation du modèle GelSol : Profil de température (t = 10 h).

Figure 2.15 Validation du modèle GelSol : Profil de température (t = 40 h).

2.5. Analyse paramétrique:

Dans cette section, on présente une analyse de l'influence des paramètres majeurs sur la variation de la température dans le massif du sol. L'analyse est effectuée sur l'exemple présenté dans la section précédente pour la validation du modèle numérique.

2.5.1. Influence de la capacité thermique du sol:

Les figures 2.16a et 2.16b montrent l'influence d'une variation de la capacité thermique du sol sur la distribution de la température dans le massif à l'instant t = 40 h et ses variations à 3 profondeurs, respectivement. Les calculs ont été effectués avec deux nouvelles valeurs de Cs (4320, 1080 kJ.m⁻³.K⁻¹). La valeur de référence est Cs = 2160 kJ.m⁻³.K⁻¹. On peut noter qu'une variation importante de la capacité thermique du sol n'a d'influence significative ni sur la distribution de la température dans le massif du sol ni sur ses variations au sein du massif du sol.

Figure 2.16a : Influence de la capacité thermique sur le profil de la température (t = 40 h).

Figure 2.16b : L'influence de la capacité thermique sur les variations de la température dans le massif du sol.

2.5.2. Influence du coefficient de conductivité thermique:

Les figures 2.17a et 2.17b illustrent l'influence du coefficient de conductivité thermique λ du sol sur la distribution de la température dans le massif du sol et sur ses variations au sein du massif. On note que l'augmentation de ce coefficient accélère la diffusion thermique dans le sol: la diffusion de la condition imposée à la surface (T = -3°C) vers le bas de l'échantillon s'accélère avec l'augmentation de λ . Cet effet est bien marqué sur les variations de la température au sein de l'échantillon (Figure 2.17b).

Figure 2.17a: Influence du coefficient de conductivité thermique du sol sur le profil de la température (t = 40 h).

Figure 2.17b : Influence du coefficient de conductivité thermique du sol sur les variations de la température au sein du massif du sol.

2.5.3. Influence du coefficient de conductivité hydraulique:

Les figures 2.18a et 2.18b illustrent l'influence du coefficient de conductivité hydraulique du sol sur la distribution de la température dans le massif du sol. On note que l'augmentation de ce coefficient accélère la diffusion vers le bas de l'échantillon de la condition thermique imposée à la surface (T = -3° C). Cet effet est bien marqué sur la variation de la température au milieu et en bas de l'échantillon (Figure 2.18b).

Figure 2.18a : Influence de la conductivité hydraulique du sol sur le profil de la température (t = 40 h).

Figure 2.18b : Influence de la conductivité hydraulique du sol sur les variations de la température au sein du massif du sol.

2.5.4. Influence de la température imposée à la surface:

Les figures 2.19a à 2.19c illustrent l'influence de la valeur de la température imposée à la surface sur les modalités de transfert de la chaleur et l'évolution du front du gel. Les calculs ont été effectués pour 4 valeurs de la température imposée à la surface T = (-2, -5, -8 et -10 °C). La figure 2.19a montre le profil de la température après un jour du chargement. On note que les profils obtenus avec les 4 valeurs de la température sont très proches : une variation importante près de la surface, suivi par une stabilisation à partir d'une profondeur z = 0,6 m. La figure 2.19b monte le profil après dix jours du chargement. On note pour les différentes températures à la surface, l'apparition de deux zones avec une variation quasi linéaire de la température dans chaque zone. La première zone correspond à la zone gelée. La profondeur de cette zone dépend de la valeur de la température imposée à la surface. Elle augmente avec la diminution de cette température.

La figure 2.19c montre les variations de la température à une profondeur z = 0,25m pour les différentes températures imposées à la surface. On note que le taux de réduction de la température lorsque le sol est gelé est inférieur à celui du sol non gelé.

La figure 2.19d donne l'influence de la température imposée à la surface sur l'évolution de la profondeur de la zone gelée (Zg). On note que Zg varie linéairement avec le temps, mais avec une pente qui croit avec la diminution de la température à la surface.

Figure 2.19a : Influence de la température imposée à la surface sur le profil de la température (t = 1 jour).

Figure 2.19b : Influence de la température imposée à la surface sur le profil de la température (t = 10 jours).

Figure 2.19c Variation de la température à une profondeur z=0.25 m.

Figure 2.19d : Influence de la température imposée à la surface sur l'évolution du front de gel (t = 10 jours).
2.6. Etude du phénomène du gel dans un sol bicouche:

Dans cette section on étudie le phénomène du gel dans un sol bicouche. La figure 2.20 montre la configuration étudiée. La première couche a une épaisseur de 0,5m alors que la seconde a une épaisseur de 1,5m. Deux types de sol ont été considérés : un sol argileux et un autre en gravier. Le tableau 2.3 donne les propriétés de ces deux matériaux. On note que la valeur du paramètre α qui contrôle la variation du taux de remplissage du gel avec la température (Eq. 2.1) de l'argile est de l'ordre de 40% de celui du gravier, alors que la valeur du paramètre β , qui contrôle la variation de la conductivité hydraulique avec la température (Eq. 2.27), de l'argile est de l'ordre de 33% de celle du gravier. On note aussi que la conductivité thermique de l'argile est égale à 75% de celle du gravier.



Figure 2.20 : Configuration du sol étudié.

Tableau 2.3 : Propriétés des matériaux utilisés dans cette étude (Carter et Bentley 1991;Sundberg 1988; Tice et al, 1976; Anderson et al, 1973; Burt et Williams, 1976; Thomas etal 2009) :

al, 2009) :					
Paramètre	Valeur				
	Gravier	Argile			
α	-5	-2			
β	-6	-2			
$K_0 \ ({\rm m.s}^{-1})$	5*10 ⁻⁵	10 ⁻¹⁰			
$\rho_s \ (10^3 \text{kg.m}^{-3})$	2	1.5			
$\lambda_s (\mathrm{W.m}^{-1}.\mathrm{K}^{-1})$	2	1.2			
C_s (kJ.m ⁻³ .K ⁻¹)	2000	1800			

Les calculs ont été effectués avec les conditions aux limites présentées dans les sections précédentes en imposant une température à la surface T = -10 °C.

Les figures 2.21a et 2.21b montrent les profils de température obtenus à t = 1 jour et à t = 10 jours pour les deux configurations du massif du sol : la première correspond à la présence de l'argile en surface alors que la seconde correspond à la présence du gravier en surface. On note que les profils de température ont les mêmes allures :

- Au début du processus (t = 1 jour), on note une variation fortement non linéaire de la température avec la profondeur ; la présence du gravier en surface favorise la diffusion de la chaleur dans le massif du sol.
- A t = 10 jours, on note l'apparition de deux zones ayant une variation quasi-linéaire de la température avec la profondeur, qui correspondent respectivement à la zone gelée et la zone non gelée. On constate aussi que la présence du gravier en surface favorise la diffusion de la chaleur dans le massif du sol.

La figure 2.21c montre la variation de la température à une profondeur z = 0.2 m pour les deux configurations du sol. On note un écart important de la température entre les deux configurations au début du chargement, mais que cet écart s'estompe avec le temps.



Figure 2.21a : Distribution de la température dans un sol bicouche (t = 1 jour).



Figure 2.21b : Distribution de la température dans un sol bicouche (t = 10 jours).



Figure 2.21c Variation de la température à une profondeur z = 0.2 m dans un sol bicouche.

2.7. Conclusion:

Ce chapitre a comporté une étude numérique du phénomène du gel dans les sols saturés considérés comme un milieu poreux tri-phasique. L'étude est réalisée à l'aide d'un modèle couplé qui intègre plusieurs aspects, notamment :

- la diffusion de la chaleur dans le sol dont les vides sont remplis par de l'eau en phase liquide ou glacée ;
- le transfert de masse en milieux poreux ;
- le changement de phase de l'eau ;
- la déformation des sols.

Les équations de diffusions et de transfert de masse ont été résolues à l'aide d'une modélisation par différences finies, qui a été programmée sous MATLAB. Le programme a été validé sur un exemple publié dans la littérature.

L'étude du phénomène du gel dans un massif du sol soumis à sa surface à une température négative montre que la variation de la température avec la profondeur évolue avec le temps. Au début du chargement thermique, on note une variation non linéaire de la température avec la profondeur. Ensuite, on observe l'apparition de deux zones de variation de la température avec la profondeur. La première zone correspond au sol gelé près de la surface avec une variation quasi-linéaire de la température avec la profondeur. La seconde correspond à la zone non gelée avec aussi une variation linéaire de la température avec la profondeur. Au début du chargement, la pente de la seconde zone (non gelée) est plus élevée que celle de la 1^{ère} zone, mais par la suite le rapport entre les deux pentes augmente pour se rapprocher de 1 à la fin du chargement.

L'étude paramétrique a montré que le transfert de chaleur dans des sols gelés dépend principalement des coefficients de conductivité thermique et hydraulique des sols.

L'étude du phénomène du gel dans un sol bicouche a montré des tendances proches de celles avec un sol monocouche : Au début du chargement thermique, on note une variation non linéaire de la température avec la profondeur. Ensuite, on observe l'apparition de deux zones de variation quasi linéaire de la température avec la profondeur. Au début du chargement, la pente de la zone non gelée est plus élevée qu'à celle de la zone gelée, mais par la suite le rapport entre les deux pentes tend à se rapprocher de 1.

CHAPITRE 3 :

Couplage thermomécanique : application à l'étude de gel dans les chaussées

3.1. Introduction:

Le phénomène du gel est très important dans la conception et l'entretien des chaussées. Il peut être à l'origine de nombreux dommages, qui apparaissaient sous forme des fissures ou des déformations excessives dans les chaussées. Ces dommages résultent de l'effet combiné du gel et du trafic. Le gèle génère des déformations dans les sols et modifient les propriétés de la chaussée qui peuvent influencer la distribution des contraintes induites par le trafic. L'analyse de ce phénomène nécessite la résolution d'un problème couplé intégrant les phénomènes thermique, hydraulique et mécanique. Compte tenu de cette complexité, nous avons utilisé une approche simplifiée qui comprend deux étapes :

- La première consiste à résoudre le problème du gel à l'aide de l'approche présentée dans le second chapitre. Le calcul est réalisé à l'aide du programme GelSol.
- La seconde étape consiste à la résolution en utilisant la méthode des éléments finis d'un problème mécanique en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le champ de température déterminé dans la première étape. Les calculs par éléments finis sont effectués à l'aide du code de calcul COMSOL Multiphysics. Ce calcul permet de déterminer les champs de déplacement, des déformations et des contraintes dans le milieu étudié et de déterminer ainsi les nuisances que peuvent causer le gel et le chargement mécanique à ce milieu.

On présente tout d'abord le modèle utilisé, ensuite on présente son application à l'analyse du gel dans les chaussées.

3.2. Modèle numérique:

Comme évoqué ci-dessus, l'analyse est effectuée à l'aide d'une modélisation simplifiée qui découple l'étude du phénomène du gel de l'analyse mécanique de la chaussée (figure 3.1). Le calcul est effectué en deux étapes :

- Calcul du champ de température résultant du phénomène du gel dans les chaussées.
- Résolution du problème mécanique en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le chargement d'origine thermique déterminé d'après le champ de température calculé dans la première étape.

La figure 3.1 présente le schéma des étapes successives adoptées dans ce chapitre.

Phénomène du gel: diffusion de la chaleur, et transfert hydraulique.

Gel Sol : Distribution de la température dans la chaussée. Problème mécanique: charge de trafic et déformations dues au gel. COMSOL : Calcul des contraintes et des déplacements.

Figure 3.1 : Schéma de résolution du problème couplé gel-mécanique.

3.2.1. Résolution du problème du gel:

Nous avons présenté dans le second chapitre les équations qui régissent le phénomène du gel dans les milieux poreux saturés ainsi que la résolution de ces équations à l'aide de la méthode de différences finies. Nous avons aussi présenté le programme GelSol qui a été développé sous MATLAB pour la résolution du problème couplé posé par le gel des milieux poreux saturés ainsi que la validation de ce programme.

Dans ce chapitre, nous allons utiliser ce programme pour déterminer le champ de température induit par le gel des chaussées en supposant que ce phénomène est unidimensionnel. Cette hypothèse ne permet pas de prendre en compte des variations horizontales de géométrie ou de propriétés mécaniques dans les chaussées. Elle reste cependant proche de la réalité du terrain.

La figure 3.2 illustre les différentes étapes d'application du programme GelSol pour la détermination du champ de température induit par le gel des sols.



Figure 3.2 : Phases de détermination du champ de la température dû au gel des chaussées.

3.2.2. Résolution du problème mécanique:

L'étude du gel des chaussées nécessite de prendre en compte les chargements dus à la variation de la température et les chargements mécaniques dus au trafic. Elle doit aussi prendre en compte les variations des propriétés des matériaux avec la température.

Le calcul est effectué à l'aide du programme par éléments finis COMSOL Multiphysics, qui permet d'analyser un large nombre de problèmes physiques (mécanique des solides, mécanique des fluides, thermique, acoustique, électromagnétisme,..) et tout autre problème gouverné par des équations aux dérivées partielles. Le programme est particulièrement bien adapté à la résolution des problèmes couplés et complexes.

Nous avons utilisé le module mécanique de solide de ce programme en supposant un comportement élastique des matériaux. Cette hypothèse est très simplifiée. Cependant, elle permet de déterminer dans un premier temps le champ de contraintes et d'identifier les zones ou des dommages peuvent se produire, notamment par extension. Nous avons aussi pris en compte les conditions à l'interface entre les couches de la chaussée, car les déformations d'origine thermique induisent une concentration des contraintes dans ces zones.

Nous avons aussi pris en compte les variations des propriétés mécaniques avec la température. Le module de Young et le coefficient de Poisson ont été déterminés d'après la distribution de la température dans les couches de la chaussée.

La figure 3.3 résume les étapes de modélisation par le programme COMSOL Multiphysics.



Figure 3.3 : Etapes de modélisation par le programme COMSOL Multiphysics.

3.3. Application aux chaussées:

3.3.1. Présentation du problème posé:

La figure 3.4 présente l'exemple traité dans cette section. Il s'agit d'une chaussée de 1,5 m d'épaisseur, qui est composée de 4 couches :

- une couche d'asphalte de 20 cm d'épaisseur ;
- une couche de gravier de 30 cm d'épaisseur ;
- une couche de sable de 40 cm d'épaisseur ;
- une couche de sol naturel de 60 cm d'épaisseur.



Figure 3.4 : Structure de la chaussée étudiée.

La chaussée est soumise à deux types de chargements :

- Un chargement thermique dû au gel : il est appliqué sous forme d'une température imposée à la surface.
- Un chargement mécanique du trafic : il est imposé sous forme de forces surfaciques des pneus.

3.3.2. Résolution du problème du gel (programme GelSol):

Propriétés physiques

Les propriétés physiques intervenant dans le phénomène du gel des milieux poreux ont été déterminées pour les différentes couches de la chaussée à partir de nombreuses références,

notamment Mulqueen (2005), Kutay et al. (2007), Carter et Bentley (1991), Burt et Williams (1976), Bowders et al. (2000), Côté et Konrad (2003), Sheng et al. (1995), Azmatch et al. (2012), et Schwartz et Boudreau (2006). Les valeurs trouvées sont résumées dans les tableaux 3.1a et 3.1b. On note:

- Une très forte variation de la conductivité hydraulique (K_0) (entre 10^{-10} et 10^{-3} m.s⁻¹).
- Une forte variation des paramètres α (entre -5 et -2) et β (entre -8 et -2) et λ_s (entre 1.2 et 2.3 W.m⁻¹.K⁻¹).
- Une variation modérée de ρ_s (entre 1500 et 2300 kg.m⁻³) et de C_s (entre 1800 et 2300 kJ.m⁻³.K⁻¹)

Couche	Paramètre		
	H (cm)	$\rho_s (\mathrm{kg.m}^{-3})$	$K_0 ({\rm m.s^{-1}})$
Asphalte	20	2300	10-7
Gravier	30	2000	10 ⁻³
Sable	40	1700	1.5×10^{-6}
Sol	60	1500	10-10

Tableau 3.1a : Propriétés des couches de la chaussée :

H : épaisseur

 ρ_s : masse volumique

K₀ : Conductivité hydraulique

Tableau 3.1b : Propriétés thermiques des couches de la chaussée

(Anderson et al, 1973; Tice et al, 1976; Thomas et al, 2009; IES; Nixon 1991; Gilpin 1980; Sundberg 1988; Rempel 2007; Hall et al, 2012; SETRA et LCPC, 1998)

Couche	Paramètre			
	α	β	$\lambda_s (W.m^{-1}.K^{-1})$	$C_s (\mathrm{kJ.m}^{-3}.\mathrm{K}^{-1})$
Asphalte	-5	-8	2.3	2200
Gravier	-5	-6	2	2000
Sable	-3	-4	1.6	1900
Sol	-2	-2	1.2	1800

Cs : capacité thermique

 λ_s : conductivité thermique

 α : paramètre qui contrôle la variation du taux de remplissage du gel avec la température (Eq. 2.1)

 β : paramètre qui contrôle la variation de la conductivité hydraulique avec la température (Eq. 2.27)

Chargement thermique

Le calcul a été effectué avec les conditions suivantes :

- Température initiale T_{ini}= 10 °C;
- Température à la base du massif $T_b = +10 \text{ °C}$;
- Température imposée à la surface, T_h = -10 °C;

Résultats :

La figure 3.5a montre l'évolution du champ de température dans le corps de la chaussée. On note une évolution importante de la variation de la température avec la profondeur :

- Au début du chargement (t = 1 jour), on observe une variation non linéaire de la température avec la profondeur jusqu'à une profondeur z = 0,6 m, suivie par une quasi- stabilisation à sa valeur initiale (T = 10 °C). Ceci signifie que la diffusion de la chaleur est confinée à une couche de surface de 0,6 m d'épaisseur.
- Après 5 jours de chargement, on observe l'apparition de deux zones avec une variation quasi linéaire de la température : une zone gelée de 0,45 m d'épaisseur et une zone non gelée de 1,05 m. La pente de la variation de la température dans la zone gelée est inférieure à celle de la zone non gelée : le rapport entre les deux pentes est de 0,45.
- A partir de 10 jours, on observe une variation quasi- linéaire de la température avec la profondeur. L'effet de la température en surface affecte l'ensemble de la chaussée.

La figure 3.5b montre l'évolution de la température aux centres de différentes couches de la chaussée. On note que la température continue à décroître avec le temps selon deux phases: La première phase correspond aux cinq premiers jours. Lors de cette phase, on note une très forte baisse de la température. Dans la seconde phase, la baisse de la température est modérée (entre 0,7 et 2,5 °C).



Figure 3.5a Distribution de la température dans les couches de la route.



Figure 3.5b : Variations de la température aux centres de différentes couches.

3.3.3. Résolution du problème mécanique (programme COMSOL Multiphysics): *Propriétés*

Les propriétés physiques intervenant dans le modèle mécanique ont été identifiées pour les différentes couches de la chaussée à partir de nombreuses références, notamment LCPC (1994), SETRA et LCPC (1998), El-rawi et Al-wash (1995), Nesnas et Nunn (2004), Mullen et al. (1952), Mark et al. (2005), Mamlouk et al. (2005), Emanuel et Hulsey (1977), Yang et al. (2003). Les valeurs sont résumées dans le tableau 3.2. On note :

- Une très forte variation du module de Young (entre 200 et 20 000 MPa).
- Une forte variation du coefficient de dilatation thermique α_t (entre $6x10^{-6}$ et $40x10^{-6}$ /°C).
- Une variation modérée du coefficient de Poisson (entre 0,25 et 0,35).

Tableau 3.2 : Propriétés pour le calcul mécanique (programme COMSOL Multiphysics) (LCPC 1994; SETRA et LCPC 1998; El-rawi et Al-wash 1995; Nesnas et Nunn 2004; Mullen et al. 1952; Mark et al. 2005; Mamlouk et al, 2005; Emanuel et Hulsey 1977; Yang et al. 2003)

Couche	Paramètre		
	υ	E (MPa)	αt (/°C)
Asphalte	0.35	15000	40×10^{-6}
Gravier	0.25	20000	10×10^{-6}
Sable	0.25	500	8x10 ⁻⁶
Sol	0.25	200	6×10^{-6}

E : Module de Young

N : coefficient de Poisson

 αt : coefficient de dilatation thermique



Figure 3.6: Modèle utilisé sur COMSOL Multiphysique.



Figure 3.7: Le maillage de la chaussée et du massif du sol

Chargement thermique

Afin de déterminer la réponse mécanique de la chaussée (déplacements, déformations et contraintes), nous avons pris en considération la présence sur la coté latéral de la chaussée d'un massif de sol. La figure 3.6 montre le modèle qui a été utilisé dans le programme de calcul COMSOL Multiphysique. Le maillage est illustré dans la figure 3.7. Des interfaces ont été placées entre les différentes couches de la chaussée et entre la chaussée et le massif latéral du sol. Les propriétés de ces interfaces sont données par: (K) raideur au cisaillement K=20MPa/mm (Romanoschi, 1999; Mohammad et al., 2005; Diakhaté et al., 2006).

Des calculs ont été effectués avec les champs de température déterminés dans la section 3.3.2 (figure 3.5a). Nous avons considéré les champs de température à l'instant t = 1 jour et t = 10 jours.

Les figures de 3.8 à 3.14 illustrent les résultats obtenus aux instants pour t = 1 jour et t = 10 jours : les déplacements horizontal et vertical; les contraintes horizontale et verticale; le cisaillement; et les contraintes principales mineure et majeure.

Les figures 3.8a et 3.8b montrent les profils du déplacement vertical pour t = 1 jour et t = 10 jours. On note que ces profils sont très proches. Le champ de température induit un tassement dans la chaussée qui atteint 1,0 mm à t =1 jour et 1,22 mm à t = 10 jours.

Les figures 3.9a et 3.9b montrent les profils du déplacement horizontal pour t = 1 jour et t = 10 jours. On note que ces profils sont très proches. A la surface de la chaussée, on observe un déplacement vers l'axe de la chaussée qui croit avec la distance de cet axe pour atteindre, à t = 1 jour, 1,16 mm sur le côté latéral de la chaussée. A t = 10 jours, le déplacement horizontal maximal est de 1,46 mm.

Les figures 3.10a et 3.10b montrent les profils de la contrainte verticale à t = 1 jour et à t = 10 jours. On note que cette contrainte reste très faible. Ceci est dû à l'absence d'un chargement à la surface de la chaussée. Les figures 3.11a et 3.11b montrent les profils de la contrainte horizontale à t = 1 jour et à t = 10 jours. On note que cette contrainte est concentrée dans les deux couches de surfaces. A t = 1 jour, une contrainte de traction est induite dans la couche d'asphalte, qui attient 6,8 MPa à la surface de la chaussée. Dans la couche du gravier, on note une contrainte de compression qui atteint 5,9 MPa. Cette contrainte est due à la contraction de la couche d'asphalte. A t = 10 jours, on note une légère réduction de la contrainte de traction à la surface de la couche d'asphalte (contrainte maximale de traction = 5,66 MPa) et une augmentation de la contrainte de compression dans la couche de gravier (contrainte maximale de compression = 7,58 MPa).

Les figures 3.12a et 3.12b montrent la distribution du cisaillement à t =1 jour et à t =10 jours. On note une concentration du cisaillement à l'interface entre la couche d'asphalte et du gravier sur le bord de la chaussée. A t = 1 jour, la contrainte du cisaillement atteint 1,5 MPa dans cette zone. A t = 10 jours, elle atteint 2,56 MPa.

Les figures 3.13a et 3.13b montrent la distribution de la contrainte principale majeure. On note une concentration de cette contrainte dans la couche d'asphalte. A t = 1 jour, elle atteint 14,38 MPa (traction). Puis, elle décroît légèrement pour atteindre 13,10 MPa à t = 10 jours.

Les figures 3.14a et 3.14b montrent la distribution de la contrainte principale mineure. On note une contrainte d'extension dans la couche d'asphalte. A t = 1 jour, elle atteint 6,84 MPa (extension). Puis, elle croit légèrement pour atteindre 5,66 MPa à t = 10 jours. Dans les autres parties du massif, cette contrainte reste très faible.







Surface: Displacement field, Y component (mm)

Figure 3.8b: Déplacement vertical après 10 jours (mm).







Figure 3.9b: Déplacement horizontal après 10 jours (mm).



Surface: Stress tensor, y component (MPa)





Figure 3.10b: Contrainte verticale après 10 jours (MPa).



Surface: Stress tensor, x component (MPa)





Figure 3.11b: Contrainte horizontale après 10 jours (MPa).



Figure 3.12a: Cisaillement après 1 jour (MPa).



Figure 3.12b: Cisaillement après 10 jours (MPa).



Figure 3.13a: Contrainte principale majeure après 1 jour (MPa).



Figure 3.13b: Contrainte principale majeure après 10 jours (MPa).



Figure 3.14a: Contrainte principale mineure après 1 jour (MPa).



Figure 3.14b: Contrainte principale mineure après 10 jours (MPa).

Chargement du trafic

Les calculs ont été effectués avec une charge d'un camion sur un essieu simple à roues simples ayant les caractéristiques suivantes (LCPC 1994, Hamlat et Hammoum 2009, Perret 2003) :

- Charge totale = 130 kN;
- Largeur de roue = 32 cm ;
- Pression uniformément répartie sous chaque roue p = 0,662 MPa ;
- Distance entre les axes des roues = 2,08 m.

La figure 3.15 illustre le chargement mécanique appliqué sur la chaussée.



Figure 3.15 Chargement mécanique de la chaussée (camion sur un essieu simple).

Les figures de 3.16 à 3.20 illustrent les résultats obtenus.

La figure 3.16 montre la variation de la contrainte verticale. On note une concentration de cette contrainte autour de la roue. Elle atteint 1,27 MPa (compression) à la surface.

La figure 3.17 montre la variation de la contrainte horizontale. On note une concentration de cette contrainte autour de la roue et aux interfaces entre les couches. Elle atteint 1,24 MPa (compression) à la surface

La figure 3.18 montre la contrainte du cisaillement dans la chaussée. On note une concentration de cette contrainte dans les deux premières couches au voisinage de la roue. Cette contrainte atteint 0,31 MPa.



Figure 3.16: Contrainte verticale (en MPa) - chargement mécanique.



Surface: Stress tensor, x component (MPa)





Figure 3.18: Cisaillement (en MPa) - chargement mécanique.

Chargement thermique et du trafic:

Les figures de 3.19 à 3.20 illustrent les distributions des contraintes principales majeure et mineure dans la chaussée qui sont dues toutes au chargement thermique à t = 10 jours et au chargement mécanique présenté ci-dessus. On note une concentration de la contrainte principale majeure dans la couche d'asphalte. Elle atteint à la surface de la chaussée 13,22 MPa, qui est très proche de la contrainte induite par le chargement thermique (13,10 MPa). En note également une concentration de la contrainte principale mineure dans la couche d'asphalte. Elle atteint à la surface de la contrainte principale mineure dans la couche d'asphalte. Elle atteint de la contrainte principale mineure dans la couche d'asphalte. Elle atteint à la surface de la contrainte principale mineure dans la couche d'asphalte. Elle atteint à la surface de la chaussée 5,83 MPa, qui est très proche de la contrainte induite par le chargement thermique (5,66 MPa).

Ce résultat montre que le chargement mécanique a un faible effet sur les contraintes au regard de l'effet du chargement thermique.



Figure 3.19: Contrainte principale majeure (en MPa) (chargement thermique et mécanique).



Figure 3.20 Contrainte principale mineure (en MPa) (chargement thermique et mécanique).

3.3.4. Etude paramétrique:

Dans cette section, nous présentons une étude de l'influence de certains paramètres sur la distribution des contraintes dans la chaussée. On va analyser l'effet de (i) l'épaisseur de la couche d'asphalte, (ii) du coefficient de dilatation thermique et (iii) de l'épaisseur de la couche du gravier.

3.3.4.1. Influence de l'épaisseur de la couche d'asphalte:

Nous allons étudier deux cas:

- 1) Epaisseur de la couche d'asphalte = 10 cm.
- 2) Epaisseur de la couche d'asphalte = 15 cm.

La figure 3.21 montre la distribution de la température dans le corps de la chaussée à t = 10 jours. On note un faible écart entre les deux profils de température. Ceci montre que l'épaisseur de la couche d'asphalte n'affecte que d'une manière modérée la distribution de la température dans la chaussée.



Figure 3.21 Distribution de la température dans la route (H asphalte = 10 et 15 cm).

Les figures 3.22 a-b montrent l'influence de l'épaisseur de la couche d'asphalte sur la contrainte horizontale. On note dans les deux cas une concentration de cette contrainte dans les couches d'asphalte et du gravier. La contrainte maximale de traction à la surface de la chaussée baisse de 8,30 MPa à 6,64 MPa quand l'épaisseur de la couche d'asphalte augmente de 10 à 15 cm. Alors que cette variation d'épaisseur fait augmenter la contrainte maximale de compression dans la couche du gravier de 7,01 à 7, 56 MPa.



Figure 3.22a: Contrainte horizontale (MPa) (H asphalte = 10 cm).



Figure 3.22 b: Contrainte horizontale (MPa) (H asphalte = 15 cm).

Les figures 3.23 a-b montrent l'influence de l'épaisseur de la couche d'asphalte sur la contrainte principale majeure. On note dans les deux cas, une concentration de cette contrainte dans les couches d'asphalte et du gravier. La contrainte maximale de traction à la surface de la chaussée baisse de 14,81 MPa à 13,90 MPa quand l'épaisseur de la couche d'asphalte augmente de 10 à 15 cm.



Figure 3.23a: La contrainte principale majeure (MPa) (H asphalte = 10 cm).



Figure 3.23b: La contrainte principale majeure (MPa) (H asphalte = 15 cm).

Les figures 3.24 a-b montrent l'influence de l'épaisseur de la couche d'asphalte sur la contrainte principale mineure. On note dans les deux cas, une concentration de cette contrainte dans les couches d'asphalte et du gravier. La contrainte maximale de traction à la surface de la chaussée baisse de 8,30 MPa à 6,66 MPa quand l'épaisseur de la couche d'asphalte augmente de 10 à 15 cm.



Figure 3.24a: La contrainte principale mineure (MPa) (H asphalte = 10 cm).



Figure 3.24b: La contrainte principale mineure (MPa) (H asphalte = 15 cm).

3.3.4.2. Influence du coefficient de dilatation thermique (at):

Des calculs ont été effectués avec deux valeurs du coefficient de dilatation thermique de l'asphalte : $\alpha t = 2x10^{-5}$ et $8x10^{-5}$ (/°C). Les figures 3.25a et 3.25b montrent l'influence de ce coefficient sur la contrainte horizontale. On note une concentration de cette contrainte dans la couche de surface dans les deux cas. La valeur maximale de la contrainte en traction (à la surface de la chaussée) augmente sensiblement (de 2,39 à 12,99 MPa) quand le coefficient de dilatation augmente de $2x10^{-5}$ à $8x10^{-5}$ (/°C).







Figure 3.25b: La contrainte horizontale (αt de l'asphalte $8x10^{-5}$ / $^{\circ}C$).

3.3.4.3. Influence de l'épaisseur du gravier:

Des calculs ont été effectués avec la configuration suivante :

- Epaisseur de la couche du gravier = 35 cm (cas de référence H = 30 cm, section 3.3.3)
- Epaisseur de la couche d'asphalte = 15 cm (cas de référence H = 20 cm).

Les calculs ont été effectués avec le chargement thermique à une période t = 10 jours et le chargement de trafic. Les figures 3.26 a et 3.26 b montrent l'influence d'une réduction de l'épaisseur de la couche d'asphalte (de 20 à 15 cm) et d'augmentation de l'épaisseur de la couche du gravier (de 30 à 35 cm). On note que cette variation se traduit par une augmentation de la contrainte de compression maximale (de 5,78 à 6,71 MPa) et d'une faible réduction de la contrainte de compression maximale (de 7,66 à 7,41 MPa).



Figure 3.26a: La contrainte horizontale (H gravier = 35cm, H Asphalte = 15 cm).



Figure 3.26b: La contrainte horizontale (H gravier = 30cm, H Asphalte = 20 cm).
3.4. Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons présenté une analyse par éléments finis de la réponse mécanique d'une chaussée au phénomène du gel et du chargement du trafic. L'analyse a été menée avec une approche simplifiée qui comprend deux étapes. La première consiste à résoudre le problème du gel à l'aide du programme GelSol présenté dans le second chapitre. La seconde étape consiste dans la résolution à l'aide de la méthode des éléments finis d'un problème mécanique en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le champ de température déterminé dans la première étape. Les calculs par éléments finis ont été effectués à l'aide du code de calcul COMSOL Multiphysics.

L'analyse d'un cas de référence a montré que le gel induit des tractions importantes dans la couche d'asphalte de l'ordre de 7 MPa et une contrainte de compression dans la couche du gravier de l'ordre de 6 MPa. Des contraintes du cisaillement de l'ordre du 2,5 MPa sont induites à l'interface entre la couche d'asphalte et du gravier. Les contraintes verticales restent très faibles. Le gel induit un déplacement de l'ordre du millimètre dans la couche de surface.

Le chargement du trafic (camion de 130 kN essieu) induit des contraintes de l'ordre de 1 MPa dans la chaussée. Cette contrainte est faible (de l'ordre de 15%) au regard de la contrainte induite par le gel.

La réduction de l'épaisseur de la couche d'asphalte de 5 à 10 cm (couche initial de 20 cm) fait augmenter la contrainte de traction à la surface de la chaussée de l'ordre de 25% et réduit la contrainte de compression de l'ordre de 7%.

Le coefficient de dilatation de la couche de d'asphalte affecte d'une manière importante les valeurs des contraintes induites dans la chaussée. L'augmentation de ce coefficient de $2x10^{-5}$ à $8x10^{-5}$ (/°C) fait augmenter la valeur maximale de la contrainte en traction de 2,39 à 12,99 MPa.

L'épaisseur de la couche du gravier a un effet modéré sur les contraintes induites par le gel.

Ces analyses montrent que les propriétés géométriques et physiques de l'asphalte jouent un rôle déterminant dans la distribution et les valeurs des contraintes induites dans la chaussée et que ces contraintes sont concentrées dans les couches d'asphalte et du gravier.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail comporte une analyse du phénomène du gel-dégel dans les milieux poreux et de son impact sur les chaussées. La synthèse bibliographique a montré que ce phénomène peut être dévastateur pour les chaussées situées dans des zones soumises au risque de gel. En effet, les cycles du gel/dégel provoquent des gonflements et des affaissements dans les chaussées, avec des dégradations, qui peuvent prendre différentes formes, notamment les déformations, les fissures, les arrachements et les nids de poules.

La pénétration du gel dans les milieux poreux constitue un phénomène complexe faisant intervenir l'interaction sol-atmosphère, le transfert de la chaleur dans les milieux poreux multiphasiques et le changement de phase. L'ampleur de ce phénomène dépend de plusieurs paramètres, notamment les caractéristiques des sols (granulométrie, perméabilité, composition physico-chimique, teneur en eau, densité, degré de saturation...) et des facteurs extérieurs (conditions climatiques, alimentation en eau...).

Le travail réalisé dans cette thèse avait pour objectif d'analyser le phénomène de gel dans les milieux poreux et son impact sur les chaussées à l'aide d'une modélisation numérique prenant en compte les modalités de transfert de la chaleur dans les milieux poreux multiphasiques avec un changement de phase et le couplage thermomécanique. La modélisation comporte deux phases:

- La première concerne la partie thermique. Elle permet de déterminer la variation de champ de température dans la chaussée en prenant en compte le phénomène du gel.
- La seconde partie concerne le couplage thermomécanique. Elle permet de déterminer la réponse mécanique de la chaussée au champ de température déterminé dans la première phase et au chargement dû au trafic.

L'analyse du problème thermique a été réalisée à l'aide d'un d'une modélisation par différences finies prenant en compte les mécanismes complexes de transfert de la chaleur dans les milieux poreux à changement de phase. L'application de ce programme à une structure simplifiée de chaussée soumise à sa surface à une température négative montre que le profil de température dans la chaussée varie sensiblement avec le temps. Au début du gel, on note un profil fortement non linéaire près de la surface, ensuite on observe l'apparition de deux zones pour le profil : une zone de sol gelé avec une variation quasi-linéaire et une seconde zone de sol non gelé avec aussi une variation linéaire de la température avec la profondeur.

L'étude paramétrique a montré que le transfert de chaleur dans des sols gelés dépend principalement des coefficients de conductivité thermique et hydraulique des sols.

L'analyse thermomécanique a été menée à l'aide d'une modélisation par éléments finis en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le champ de température déterminé dans la première phase. Les calculs par éléments finis ont été effectués à l'aide du code de calcul COMSOL Multiphysics.

L'analyse d'un cas de référence a montré que le gel induit des tractions importantes dans la couche d'asphalte de l'ordre de 7 MPa et une contrainte de compression dans la couche du gravier de l'ordre de 6 MPa. Des contraintes de cisaillement de l'ordre du 2,5 MPa sont induites à l'interface entre la couche d'asphalte et du gravier. Les contraintes verticales restent très faibles. Le gel induit un déplacement de l'ordre du millimètre dans la couche de surface. Le chargement du trafic (camion de 130 kN essieu) induit des contraintes de l'ordre de la contrainte induite par le gel.

La réduction de l'épaisseur de la couche d'asphalte de 5 à 10 cm fait augmenter la contrainte de traction à la surface de la chaussée de l'ordre de 25% et réduit la contrainte de compression de l'ordre de 7%. Le coefficient de dilatation de la couche d'asphalte affecte d'une manière importante les valeurs des contraintes induites dans la chaussée. L'augmentation de ce coefficient de 2.10⁻⁵ à 8.10⁻⁵ (/°C) fait augmenter la valeur maximale de la contrainte en traction de 2,4 à environ 13 MPa. L'épaisseur de la couche du gravier a un effet modéré sur les contraintes induites par le gel. D'une manière générale, les analyses montrent que les propriétés géométriques et physiques de l'asphalte jouent un rôle déterminant dans la distribution et les valeurs des contraintes induites dans la chaussée et que ces contraintes sont concentrées dans les couches d'asphalte et du gravier.

Ce travail présente de nombreuses perspectives, notamment l'intégration du phénomène du gel/dégel dans les méthodes de dimensionnement des chaussées, la réduction de la présence de l'eau dans la chaussée (drainage, porosité,...) et l'utilisation des matériaux résistants au gel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO (1986): *Guide for Design of Pavement Structure*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

AASHTO (1993): *Guide for Design of Pavement Structure*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

Abo-Qudais S.A. (2005): *Effect of concrete mixing parameters on propagation of ultrasonic waves.* Construction and Building Materials; Vol. 19: pp. 257-263.

An W.D., Wu Z.W., et al. (1989): Interaction among Temperature Moisture and Stress Fields in Frozen Soil. Lanzhou University Press, Lanzhou, China: pp. 118-122.

Anderson D., Tice A., Mckim H. (1973): *The unfrozen water content and the apparent heat capacity in frozen soils*. Proceedings, 2nd International Permafrost Conference, Yakutsk; pp. 289-295.

Azmatch T.F., Sego D.C., Arenson L.U., Biggar K.W. (2012): Using soil freezing characteristic curve to estimate the hydraulic conductivity function of partially frozen soils. Cold Regions Science and Technology; Vol. 83-84: pp. 103-109.

Berg R., Guymon G., Hromadka T. (1980): A one-dimensional frost heave model based upon simulation of simultaneous heat and water flux. Cold Regions Science and Technology; Vol. 3 (2 & 3): pp. 253-263.

Berg R.L., Bigl S.R., Stark J.A., Durell G.D. (1996): *Resilient modulus testing of materials from Mn/road, phase 1.* Report 96-19. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H. USA, CRREL. <u>http://www.crrel.usace.army.mil</u>

Bigl S.R., Berg R.L. (1996a): *Material testing and initial pavement design modeling, Minnesota road research project.* Report 96-14. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H. USA, CRREL.

Bigl S.R., Berg R.L. (1996b): *Testing of materials from the Minnesota cold regions pavement research test facility.* Report 96-20. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H. USA, CRREL.

Bigl S.R., Berg R.L. (1996c): *Modeling of Mn/road test sections with the CRREL mechanistic pavement design procedure.* Report 96-21. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H. USA, CRREL.

Black P.B. (1995): Applications of the clapeyron equation to water and ice in porous media. CRREL Report 95-6. Cold Regions Research & Engineering Laboratory, US Army Corps of Engineers.

Boutonnet M., Lerat P., Saint-Laurent D., Savard Y. (2002): *Thermal aspect of frost-thaw pavement dimensioning: In situ measurement and numerical modeling.* Transportation Research Record; Vol. 1821.

Bowders J.J., Loehr J.E., Mooney D.T., Bouazza A. (2000): Asphalt Barriers for Waste Containment. Proceedings of the GeoEng 2000, Melbourne, Australia. 243p.

Burt T.P., Williams P.J. (1976): *Hydraulic conductivity in frozen soils*. Earth Surface Processes; Vol. 1: pp. 349-360.

Caniard L., Dupas A., Frémond M., Lévy M. (1975): Comportement thermique d'une structure routière soumise à un cycle de gel-dégel, simulation expérimentales et numériques. Presented at Vième Congrès International de la Fondation Française d'Etudes Nordiques, Le Haver, France.

Carter M., Bentley S.P. (1991): Correlations of soil properties. Pentech Press, London. Book 130 p.

Chamberlain E.J., Ayorinde M., Ayorinde O.A. (1991): *Freeze-thaw effects on clay covers and liners*. Cold Regions 6th Int. Specialty Conf. TCCP/ASCE, West Lebanon, NH, USA, pp. 136-151.

Chamberlain E. J., Gow A. J. (1979): *Effect of freezing and thawing on permeability and structure of soils*. Engineering Geology; Vol. 13: pp. 73-92.

Chen F.X., Song Z.P., Li N. (2006): *Study on moisture migrating force model of freezing soil base on adsorption-film moisture migration mechanism.* Journal of Water Resources and Architectural Engineering; Vol. 4 (3), 1–4 (in Chinese with English abstract).

Côté J., Konrad J.-M. (2003): Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials: a practical method for pavement engineers. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 40: pp. 121-136.

Cruzda K.A., Hohmann M. (1997): *Freezing effect on strength of clayey soils*. Applied Clay Science; Vol. 12: pp. 165-187.

Czurda K.A., Ludwig S. (1991): Influence of freezing and thawing on the permeability of clay barriers. Proc. Of the 7th Euroclay Conf. Dresden, pp. 255-260.

Diakhaté M., Phelipot-Mardelé A., Millien A., Petit C. (2006): Shear fatigue behaviour of tack coats in pavements. Road Materials and Pavement Design, vol. 7(2): pp. 201-222.

Dir-est, (2011): *Action menées pour traiter les nids de poule*. Dossier de presse. Direction interdépartementale des routes Est; 10 janvier 2011.

Doré G. (1997): *Détérioration des chaussées en condition de gel: une nouvelle approche prévisionnelle.* Thèse de doctorat de la Faculté des Études Supérieures de l'Université Laval.

Doré M., Recurt E., Luce A., Jean D., Rioux I., H., O'bomsawin H., Boucher S., Tremblay A., Belle F. (1994): *Identité Territoriale*. Éditeur: Langage Plus. 206 p.

Doucet R. (1997): *Routes : gel, construction routière, surveillance et contrôle.* Notes de cours GCI – 10202 de l'université Laval.

Dysli M. (1991): *Le gel et son action sur les sols et les fondations*. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 250 p.

Dysli M. (2007): Etude expérimentale du dégel d'un limon argileux. Application aux chaussées et pergélisols alpins. Thèse n° 3792. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 440p.

Dysli M., Boccard T. (1991): Synthèse essais en vraie grandeur et norms sur le gel. Rapport n°: 230, de l'office fédéral des routes suisses; Berne.

Eigenbrod K.D. (1996): *Effects of cyclic freezing and thawing on volume changes and permeabilities of soft fine-grained soils*. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 33: pp. 529-537.

El-rawi N.M., Al-wash A.A.A. (1995): Strength and thermal properties of plain and reinforced soil - cement. Journal of Islamic Academy of Sciences; Vol. 8(3): pp. 107-118.

Emanuel J.H., Hulsey J.L. (1977): *Prediction of the thermal coefficient of expansion of concrete*. Journal of the American Concrete Institute; Vol. 74(4): pp. 149-155.

Fagerlund G. (1997): Scaling, absorption and dilation of cement mortars exposed to freezing and thawing in NaCl solution. In: Marchand J., Pigeon M., Setzer M. (Eds), Freeze-Thaw Durability of Concrete; pp. 51-66.

Feng D., Yi J., Wang D., Chen L. (2010): Impact of salt and freeze-thaw cycles on performance of asphalt mixtures in coastal frozen region of China. Cold Regions Science and Technology; Vol. 62: pp. 34-41.

Flamand M. (2000): *Prédiction de la détérioration hivernale de l'uni à partir de la variabilité d'un sol d'infrastructure.* Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval.

Graham J., Au V.C.S. (1985): *Effect of freeze-thaw and softening on a natural clay at low stresses*. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 22: pp. 69-78.

Gilpin R.R. (1980): A model for the prediction of ice lensing and frost heave in soils. Water Resources Research; Vol. 16 (5): pp. 918-930.

Hall M.R., Dehdezi P.K., Dawson A.R., Grenfell J., Isola R. (2012): Influence of the thermophysical properties of pavement materials on the evolution of temperature depth profiles in different climatic regions. Journal of Materials in Civil Engineering; Vol. 24: pp. 32-47.

Hamlat S., Hammoum F. (2009): Evaluation de la distribution des pressions locales de contact entre un pneumatique et un revêtement routier. 19^{ème} Congrès Français de Mécanique, Marseille 24-28 août, 2009.

Hori M., Morihiro H. (1998): *Micromechanical analysis on deterio-ration due to free zing and thawing in porous brittle materials*. International Journal of Engineering Science; Vol. 36(4): pp. 511-522.

Huang Shin-Che, Robertson R.E., Branthaver J.F. (2003): *Physico-Chemical characterization of asphalt-aggregate interactions under the influence of freeze-thaw cycles.* TRB Annual Meeting.

Hui B., Ping H. (2009): Frost heave and dry density changes during cyclic freeze-thaw of silty clay. Permafrost and Periglacial Processes; Vol. 20: pp. 65-70.

IES Integrated Environmental Solutions Limited. Apache-Tables User Guide. IES Virtual Environment 6.4.

Info DLC (2002): *Le potentiel de ségrégation SP et la gélivité des sols*. Direction du laboratoire des chaussées; Vol. 7(2).

Info DLC (2006): *Logiciel Chaussée II: prise en considération des soulèvements dus au gel.* Direction du laboratoire des chaussées; Vol. 11(6).

Irwin L., Speck D. (1986): NELAPAV user's guide, Cornell Univ., Ithaca, New York, Cornell Univ. Local Road Program Report 86-1.

Jacobsen S., Sellevold E.J. (1997): *Frost/salt scaling and ice formation of concrete: effect of curing temperature and silica fume on normal and high strength concrete*. In: Marchand J., Pigeon M., Setzer M. (Eds), Freeze-Thaw Durability of Concrete; pp. 93-106.

Janoo V.C., Bayer JR J.J., Durell G.D., Smith JR CH.E. (1999): Resilient modulus for new Hampshire subgrade soils for use in mechanistic AASHTO design. Report 99-14. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H. USA.

Kalkan E. (2009): *Effects of silica fume on the geotechnical properties of fine-grained soils exposed to freeze and thaw.* Cold Regions Science and Technology; Vol. 58: pp. 130-135.

Kay B.D., Groenevelt P.H. (1974): *On the interaction of water and heat transport in frozen and unfrozen soils: I. Basic theory; The vapor phase*. Soil Science Society of America Journal; Vol. 38 (3): pp. 395-400.

Konrad J.-M. (2000): Assessment of subgrade frost susceptibility from soil index properties. Recueil des communications, 9th International Symposium on Ground Freezing, Louvain-La-Neuve, Belgique, pp. 89-94.

Konrad J.-M., Morgenstern N. R. (1980): A mechanistic theory of ice lens formation in *fine-grained soils*. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 17 (4): pp. 473-486.

Konrad, J.-M., Morgenstern, N.R. (1983): Frost susceptibility of soils in terms of their segregation potential. Proceedings of the 4th International Conference on Permafrost, University of Alaska and National Academy of Sciences, National Academy Press, Washington DC.

Konrad J.-M., Roy M. (2000): *Flexible pavements in cold regions: à géotechnique perspective*. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 37 (3): pp. 689-699.

Konard J-M, Samson M. (2000): *Hydraulic conductivity of Kaolinite-silt mixtures subjected to closed-system freezing and thaw consolidation*. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 37: pp. 857-869.

Kutay M.E., Aydilek A.H., Masad E., Harman T. (2007): *Computational and experimental evaluation of hydraulic conductivity anisotropy in hot-mix asphalt*. International Journal of Pavement Engineering; Vol. 8 (1): pp. 29–43.

Ladanyi B. (1996): La conception et la réhabilitation des infrastructures de transport en régions nordiques. Rapport du Ministère des Transports du Québec, Direction des Communications, RTQ-94-07, 126 p.

LCPC (1994): *Conception et dimensionnement des structures de chaussée*. Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Guide technique). 266 p.

Lee W., Bohra N.C., Altschaeffl A.G., White T.D. (1995): *Resilient modulus of cohesive soils and the effect of freeze-thaw*. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 32: pp. 559-568.

LMCU, (2000): *Dimensionnement des chaussées*. Rapport scientifique de Lille Métropole Communauté urbaine.

Lorino T. (2007): Autopsie d'une chaussée. LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Centre de Nantes. Site Web : <u>www.lcpc.fr</u>

Mamlouk M.S., Witczak M.W., Kaloush K.E., Hasan N. (2005): *Determination of thermal properties of asphalt mixtures*. Journal of Testing and Evaluation; Vol. 33(2): pp. 118-126.

Mark G., Alexander, Mindess S. (2005): Aggregates in concrete. Modern concrete technology; Vol. 13. 435 p.

Mauduit C. (2010): Prise en compte du gel/dégel 1^{re} partie: Généralités: Les effets du gel/dégel. La Journée Technique CoTITA Centre-Est « Viabilité Hivernale » le 9 juin 2010.

Ministère des Transports du Québec, son site Web : www.mtq.gouv.qc.ca

Mohammad L.N., Wu Z., Raqib M.A. (2005): *Investigation of the behaviour of asphalt tack coat interface layer.* LTRC, Baton Rouge, report n° FHWA/LA.04/394. 126 p.

Mullen W.G., Bloem D.L., Walker S. (1952): *Effects of temperature changes on concrete as influenced by aggregates*. ACI Journal; Vol. 48: pp. 661-679.

Mulqueen J. (2005): *The flow of water through gravels*. Irish Journal of Agricultural and Food Research; Vol. 44: pp. 83-94.

Murray R., Savard M., (2002): *Manuel d'identification des dégradations des chaussées souples*. Service de la qualité et des normes: Direction des communications. Gouvernement du Québec.

Nesnas K., Nunn M. (2004): A model for top-down reflection cracking in composite pavements. 5th International RILEM Conference, Limoges, France.

Nicolsky D.J., Romanovsky V.E., Panteleev G.G. (2009): Estimation of soil thermal properties using in-situ temperature measurements in the active layer and permafrost. Cold Regions Science and Technology; Vol. 55 (1): pp. 120-129.

Nixon J.F. (1991): Discrete ice lens theory for frost heave in soils. Canadian Geotechnical Journal; Vol. 28 (6): pp. 843-859.

Ogata N., Kataoka T., Komiya A. (1985): *Effect of freezing-thawing on the mechanical properties of soil*. Ground freezing 85. A.A. Balkema, Rotterdam; Vol. 1: pp. 201-207.

O'Neil K. (1983): *The physics of mathematical frost heave models: a review.* Cold Regions Science and Technology; Vol. 6 (3): pp. 275-291.

O'Neill K., Miller R.D. (1985): *Exploration of a rigid ice model of frost heave*. Water Resources Research; Vol. 21 (3): pp. 281-296.

Ou-yang W., Gao H.X., Hu W. (2006): Analysis of frost and salt resistance on cement concrete pavement. J. Qingdao Technol. Univ. Vol. 27(4): pp. 30-33 in Chinese with English abstract.

Padilla F., Villeneuve J.P., Stein J. (1997): Simulation and analysis of frost heaving in subsoils and granular fills of roads. Cold Regions Science and Technology; Vol. 25: pp. 89-99.

Paudel B., Wang B. (2010): Freeze-thaw effect on consolidation properties of fine grained soils from the Mackenzie valley, Canada. Proceedings of the 63rd Canadian Geotechnical Conference, Calgary. pp. 992-996.

Penttala V., Al-Neshawy (2002): *Stress and strain state of concrete during freezing and thawing cycles.* Cement and Concrete Research; Vol. 32: pp. 1407-1420.

Perret J. (2003): *Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic.* Thèse n°: 2786, Lausanne.

Qi J., Ma W., Song C. (2008): *Influence of freeze-thaw on engineering properties of a silty soil*. Cold Regions Science and Technology; Vol. 53: pp. 397-404.

Qi J., Vermeer P.A., Cheng G. (2006): A review of the influence of freeze-thaw cycles on soil geotechnical properties. Permafrost and Periglac. Process. 17, pp. 245-252.

Rempel A.W. (2007): Formation of ice lenses and frost heave. Journal of Geophysical Researc; Vol. 112.

Romanoschi A.S., (1999): *Characterization of pavement layer interfaces*. Ph.D. Dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge.

Rouques G., Caniard L. (1975): *Gel et dégel des chaussées*. Note d'information Technique. LCPC (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. Espoo, Finland. 120 p.

Saarelainens S. (2000): *Frost heave design of pavements, the finnish approach*. Ground Freezing. Proceedings of the international symposium on ground freezing and frost action in soils. Louvain-La-Neuve, Belgium, Ed. Balkema, Rotterdam; pp. 243-250.

Schwartz C., Boudreau R. (2006): *Geotechnical Aspects of Pavements*. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

SETRA-LCPC (**1994**): *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*. Guide technique, Ministère de l'Équipement des Transports et du Tourisme, SETRA, LCPC, 1994.

SETRA et LCPC (1998): *Réseau routier national: Catalogue des structures types de chaussées neuves.* Le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Setzer M.J. (1997): Action of frost and deicing chemicals: basic phenomena and testing. In: Marchand J., Pigeon M., Setzer M. (Eds), Freeze-Thaw Durability of Concrete; pp. 3-22.

Sheng D., Axelsson K., Knutsson S. (1995): Frost Heave due to Ice Lens Formation in Freezing Soils, 1. Theory and Verification. Nordic Hydrology; Vol. 26 (2): pp. 125-146.

Sheng D., Axelsson K., Knutsson S. (1995): Frost Heave due to Ice Lens Formation in Freezing Soils, 2. Fild Application. Nordic Hydrology; Vol. 26 (2): pp. 147-168.

Simonsen E., Isacsson U. (1999): *Thaw weakening of pavement structures in cold regions*. Cold Regions Science and Technology; Vol. 29: pp. 135-151.

Simonsen E., Janoo V.C., Isacsson U. (2002): Resilient properties of unbound road materials during seasonal frost conditions. Journal of Cold Regions Engineering; Vol. 16 (1): pp. 28-50.

Sundberg J. (1988): *Thermal properties of soils and Rocks*. Swedish Geotechnical Institute, Linkoping, Sweden; Report n° 35.

Talamucci F. (2003): Freezing processes in porous media: formation of ice lenses, swelling of the soil. Math. Comput. Model. Vol. 37: pp. 595-602.

Thomas H.R., Cleall P., Li Y.-C., Harris C., Kern-Luetschg M. (2009): *Modelling of cryogenic processes in permafrost and seasonally frozen soils*. Géotechnique; Vol. 59 (3): pp. 173-184.

Tice A.R., Anderson D.M., Banin A. (1976): *The prediction of unfrozen water contents in frozen soils from liquid limit determinations*. CRREL, Corps of Engineers, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory Hanover, New Hampshire. 18 p.

Viklander P. (1997): Compaction and thaw deformation of frozen soil, permeability and structural effects due to freezing and thawing. PhD Thesis, Luea University of Technology, Luea, Sweden.

Viklander P. (1998a): Laboratory study of stone heave in till exposed to freezing and thawing. Cold Regions Science and Technology; Vol. 27: pp. 141-152.

Viklander P. (1998b): *Permeability and volume changes in till due to cyclic freeze-thaw.* Canadian Geotechnical Journal; Vol. 35: pp. 471-477.

Viklander P., Eigenbrod D. (2000): *Stone movements and permeability changes in till caused by freezing and thawing.* Cold Regions Science and Technology; Vol. 31: pp. 151-162.

Viklander P., Knutsson S. (1997): *Permeability changes in a fine-grained till due to cycles of freezing and thawing*. In: Knutsson S. (Ed.), Proc. International symposium on ground freezing and frost action in soils 15-17 April 1997, Lulea, Sweden. Balkema, Rotterdam, pp. 193-202.

White T.L., Williams P.J. (1994): Cryogenic alteration of frost susceptible soils. Int. Symp. on Ground Freezing Beijing, China, pp. 189-195.

Yang S., Kim N., Kim J., Park J. (2003): *Experimental measurement of concrete thermal expansion*. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies; Vol. 5: pp. 1035-1048.

Yarbasi N., Kalkan E., Akbulut S. (2007): *Modification of the geotechnical properties, as influenced by freeze-thaw, of granular soils with waste additives.* Cold Regions Science and Technology; Vol. 48: pp. 44-54.

Zhang L. (2007): Research on the damage of concrete under the combined action of freezethaw cycles and sulfate attack. Thesis of Yangzhou University (in Chinese with English abstract).

Zhou J., Li D. (2012): Numerical analysis of coupled water, heat and stress in saturated freezing soil. Cold Regions Science and Technology; Vol. 72: pp. 43-49.

Sitographie:

www.asphaltinstitute.org

www.mtq.gouv.qc.ca

http://frozenworld.free.fr/

RESUMÉ:

Les chaussées à revêtement souple en béton bitumineux sont largement utilisées dans la construction routière. La conception de ces chaussées doit prendre en compte le comportement des matériaux utilisés, le chargement du trafic et les conditions climatiques.

Dans les zones soumises au phénomène de gel, il est primordial de prendre en compte ce phénomène dans la conception des chaussées, leur maintenance et réhabilitation. En effet, ce phénomène peut causer de graves dommages aux chaussées, qui apparaissaient sous forme de fissures ou de déformations excessives.

Le présent travail a pour but d'étudier le comportement des chaussées en béton bitumineux sous l'effet couplé du gel et du trafic:

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique des travaux réalisés sur le phénomène du gel-dégel dans les chaussées.

Le second chapitre est consacré à la modélisation numérique du phénomène du gel dans les sols traités comme un milieu poreux tri-phasique. Il présente la formulation mathématique de ce problème couplé et sa résolution numérique à l'aide d'une modélisation par différences finies.

Le dernier chapitre présente une analyse par éléments finis de la réponse mécanique d'une chaussée au phénomène du gel et du chargement du trafic. L'analyse est menée à l'aide d'une approche simplifiée qui comprend deux étapes: 1) elle consiste à résoudre le problème du gel à l'aide d'une modélisation par différences finies. 2) elle consiste dans la résolution, à l'aide de la méthode des éléments finis, d'un problème mécanique en prenant en compte les chargements d'origine mécanique et le champ de température déterminé d'après l'approche présentée dans le second chapitre.

ABSTRACT:

Flexible asphalt pavements are widely used in road construction. The design of these roads must take into account the behavior of the materials, traffic loading and weather conditions.

In areas subjected to the freezing phenomenon, it is essential to take this phenomenon into account in pavement design, maintenance and rehabilitation. In fact, it can cause significant damages to roads, which appear as cracks or excessive deformations.

The present work aims at analysis of the behavior of asphalt pavements subjected both freezing and traffic:

The first chapter includes a literature review of researches conducted on the phenomenon of freezing effects in pavements.

The second chapter is dedicated to the numerical modeling of the freezing phenomenon in soils treated as a tri-phasic porous medium. It presents the mathematical formulation of the coupled problem and its numerical solution using the finite difference method.

The final chapter presents a finite element analysis of the pavement mechanical response to the phenomenon of freezing and traffic loading. This analysis is performed with a simplified approach that includes two steps: 1) it concerns solving the problem of freezing using a finite difference modeling. 2) It consists of the resolution, by the finite element method, of a mechanical problem considering the mechanical loads and the temperature effect.