



HAL
open science

Etude expérimentale et numérique du comportement au gel et au dégel des enrobés bitumineux partiellement saturés

van Thang Vu

► **To cite this version:**

van Thang Vu. Etude expérimentale et numérique du comportement au gel et au dégel des enrobés bitumineux partiellement saturés. Génie civil. École centrale de Nantes, 2017. Français. NNT : 2017ECDN0049 . tel-02149945

HAL Id: tel-02149945

<https://theses.hal.science/tel-02149945v1>

Submitted on 6 Jun 2019

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse de Doctorat

Van Thang VU

Mémoire présenté en vue de l'obtention du grade de Docteur de l'Ecole Centrale de Nantes sous le sceau de l'Université Bretagne Loire

Ecole Doctorale : Sciences Pour l'Ingénieur

Discipline : Génie Civil

Unité de recherche : Institut Français des Sciences et Technologies des Transports de l'Aménagement et des Réseaux

Soutenue le 18 Décembre 2017

ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DU COMPORTEMENT AU GEL ET AU DEGEL DES ENROBES BITUMINEUX PARTIELLEMENT SATURES

Jury

Présidente :	Evelyne TOUSSAINT , Professeur des universités, Université de Clermont Auvergne, Aubière
Rapporteurs :	Christophe PETIT , Professeur des universités, Université de Limoges Guy DORE , Professeur, Université de Laval, Canada
Examineurs :	Frédéric GRONDIN , Professeur des universités, Ecole Centrale de Nantes Didier LESUEUR , Docteur, LHOIST Southern Europe, Grenoble
Directeur de thèse :	Ferhat HAMMOUM , Directeur de Recherche, IFSTTAR Centre de Nantes
Co-encadrant de thèse :	Olivier CHUPIN , Chargé de Recherche, IFSTTAR Centre de Nantes

ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DU COMPORTEMENT AU GEL ET AU DEGEL DES ENROBES BITUMINEUX PARTIELLEMENT SATURES

**Application à l'interprétation de dégradations subites de chaussées bitumineuses
en période hivernale**

Van Thang VU

Discipline : Génie Civil – Science pour l'ingénieur

*Unité de recherche : Laboratoire Matériaux pour l'Infrastructure, Département des
Matériaux et Structures, IFSTTAR*

Directeur de thèse : Ferhat HAMMOUM

Co-encadrants : Olivier CHUPIN & Jean-Michel PIAU

Résumé

L'apparition massive de nids de poule sur chaussées bitumineuses a été observée en cours d'hiver sur de très courtes périodes de temps, caractérisées par l'alternance entre températures positives et fortement négatives accompagnée de précipitations pluvieuses. Ceci a conduit à rechercher un mécanisme spécifique de dégradation de couches d'enrobés bitumineux (EB) lié au comportement au gel des EB partiellement saturés en eau. Celui-ci a été étudié en laboratoire à partir d'essais à déformation libre ou empêchée, avec ajout de chaux pour certaines formules d'EB. Ces essais ont montré l'apparition de déformations de gonflement ou contraintes importantes induites lors du gel de l'eau interstitielle. D'autres essais utilisant l'IRM ont permis de visualiser le phénomène au sein du matériau. Sur la base de ces essais, nous proposons une loi de comportement thermo-viscoélastique avec changement de phase pour EB. Un programme aux éléments finis a été développé (FreeFem++) pour intégrer cette loi dans le calcul de structures ; ce code couple les équations mécaniques et de diffusion de la chaleur prenant également en compte le changement de phase à travers la chaleur latente de solidification de l'eau interstitielle. Après validation du logiciel, celui-ci a été appliqué au calcul de structures bitumineuses bicouches représentatives des couches supérieures d'une chaussée. Les résultats mettent alors en évidence l'apparition de contraintes d'arrachement élevées à l'interface entre couches générées par le gel, susceptibles d'expliquer la formation de nids de poule. Un essai de laboratoire sur bicouche a confirmé la fragilisation de l'interface induite dès le premier cycle de gel.

Mots clefs : *enrobé bitumineux partiellement saturé, gel/dégel, essai de gonflement libre, essai de gonflement empêché, thermo-viscoélasticité, déformation de gonflement, problème de Stefan, méthode des éléments finis, couplage thermique/mécanique, nids de poule.*

Abstract

Massive development of potholes occurring in bituminous pavements was observed during winters over short time laps characterized by temperature alternating between positive and highly negative values along with rainfalls. This led us to seek for a specific mechanism of degradation of bituminous mixes (BM) layers, related to the behavior of partially saturated AC subjected to freeze. Two types of laboratory tests were performed under traction free and restrained strain conditions to study the behavior of BM within this context, incorporating lime additive in some mix design formulations. These tests showed the development of large swelling strains or stresses induced by the phase change of pore water into ice. Additional tests using MRI allowed us to visualize this phenomenon from inside the material specimens. Based on these tests, we developed a thermo-viscoelastic constitutive law including phase change for partially saturated BM. A Finite Element (FE) program was implemented (FreeFem++) to introduce the developed law in structural calculations; this FE code handles the coupling between mechanics and the heat equation, also taking into account the phase change through the latent heat of crystallization of pore water. After validating the software, this numerical tool was utilized to compute the response of bilayer bituminous structures representative of the upper layers of a pavement. The results obtained show the development of high frost-induced pull-out stresses located at the interface between the layers, likely to explain the formation of potholes. A test carried out on a bilayer sample confirmed the weakening of the interface right after the first frost cycle.

Keywords: *partially saturated bituminous mixes, freeze/thaw, swelling strain test, restrained swelling strain test, thermo-viscoelasticity, swelling strain, Stefan problem, finite element method, thermal/mechanical coupling, and potholes.*

Remerciements

Mes premiers remerciements vont à mon directeur Ferhat Hammoum et mes encadrants Olivier Chupin et Jean-Michel Piau qui ont suivi et ont dirigé mon travail au cours de ces trois ans.

Je souhaite inclure dans mes remerciements le partenaire industriel associé à cette étude, le groupe LHOIST, sans qui ce travail n'aurait pas pu se dérouler. Je remercie tout particulièrement Didier Lesueur pour les conseils prodigués durant mes travaux de recherche. Il m'a permis d'approfondir mes connaissances sur le rôle de la chaux dans les enrobés.

Je tiens à remercier chaleureusement Stéphane Bouron pour m'avoir lancé sur le sujet et pour m'avoir appris la réalisation des premiers essais, des premiers matériels laboratoires, pour m'avoir répondu à mes nombreuses questions et pour m'avoir aidé dans les corrections orthographiques de ce mémoire, et pour m'avoir invité à jouer au foot.

Je tiens à remercier également :

- Jérôme et Sébastien pour le temps consacré à la fabrication, à la découpe de mes éprouvettes, sans oublier à la réalisation des essais de module complexe.
- Olivier, Jean-Philippe, Cédric, Gilles, Paul, Emmanuel, Vincent, Thomas, Antony pour m'avoir aidé à la réalisation, au montage des différents essais et pour avoir répondu à mes nombreuses questions tout au long de la thèse.
- Valérie pour m'avoir aidée dans les différentes démarches administratives
- L'équipe des doctorants Marion, Octavio, Justine, Sabine, Son, Vinciane, Maïssa, Hanane, Ramah, Ilef et des chercheurs Mai Lan, Eric, Armelle pour la bonne ambiance
- Stéphane RODTS de l'équipe Physique des Milieux Poreux, Navier pour m'avoir aidé à réaliser l'essai d'IRM

Un grand merci particulier à ma chérie Phan Anh pour son soutien infini jusqu'à la fin de la thèse.

Table des matières

Table des matières.....	v
Nomenclature.....	1
Introduction générale.....	2
Chapitre I : Synthèse bibliographique.....	4
Introduction.....	4
I. Généralité sur l'enrobé bitumineux.....	5
II. Sollicitations exercées sur une structure de chaussée.....	6
II.1 Sollicitations mécaniques.....	7
II.2 Sollicitations thermiques.....	7
II.3 Sollicitations hydriques.....	8
II.4 Sollicitations chimiques.....	9
III. Méthode utilisé pour le dimensionnement des chaussées bitumineuses vis-à-vis des CONDITIONS CLIMATIQUES.....	10
III.1 Prise en compte de la rigueur de l'hiver dans la méthode de dimensionnement des chaussées.....	10
III.2 Dimensionnement des chaussées vis-à-vis au gel/dégel du sol support.....	12
III.3 Méthode française pour la formulation des enrobés bitumineux.....	16
III.4 Les essais utilisés pour la vérification de la tenue à l'eau et au froid des enrobés bitumineux.....	16
III.5 Interfaces des chaussées bitumineuses.....	19
IV. Dégâts hivernaux observés sur les enrobés bitumineux.....	21
IV.1 Nature des dégradations hivernales observés.....	21
IV.2 Les causes avancées par les gestionnaires routiers.....	22
V. Les cycles de gel/dégel et l'endommagement des enrobés bitumineux (EB).....	23
V.1 Les changements de phase de l'eau.....	23
V.2 Action du gel/dégel sur les matériaux cimentaires et les sols.....	25
V.3 L'effet de gel/dégel sur l'endommagement des enrobés bitumineux.....	28
VI. Méthodes pour suivre l'évolution de l'endommagement des enrobés bitumineux vis- à-vis à l'eau et des cycles de gel/dégel.....	36
Conclusion.....	38
Chapitre II : Comportement thermo-mécanique d'un matériau bitumineux partiellement saturé en eau et soumis au gel/dégel.....	40

Introduction	40
I. Caractéristiques du matériau utilisé	41
I.1 Caractéristiques du liant bitumineux	41
I.2 Caractéristiques des granulats	41
I.3 Fabrication des plaques d'enrobé	42
I.4 Caractéristique des éprouvettes obtenues	43
II. Méthodologie des essais	43
II.1 Saturation des éprouvettes de l'enrobé bitumineux	43
II.2 Essai de module complexe	44
II.3 Essai de gel-dégel à déformation libre (CTFS – Cooling Test in Free Stress condition)	47
II.4 Evolution de la contrainte au cours du gel (UTST – Uniaxial Tension Stress Test et TSRST – Thermal Stress Restrained of Specimen Test)	50
III. Résultats expérimentaux et interprétations	54
III.1 Evolution du taux de saturation	54
III.2 Module complexe	57
III.3 Evolution de la déformation durant les cycles de gel/dégel : Essai CTFS	61
III.4 Effet de la solidification de l'eau à l'évolution de contrainte : Essais TSRST et UTST	69
Conclusion	73
Chapitre III : Etude de faisabilité de la visualisation du front de dégel par l'Imagerie par Résonance Magnétique. Validation avec les mesures expérimentales de la température	74
Introduction	74
I. Généralité sur l'Imagerie par Résonance magnétique - IRM	75
I.1 Base fondamentale du phénomène RMN	75
I.2 Spectroscopie RMN	78
I.3 Principe de l'IRM : De la signature spectroscopique à l'image	79
II. Visualisation de propagation du front de dégel par l'IRM	80
II.1 Matériaux et éprouvettes testés	80
II.2 Méthode et matériels	83
II.3 Résultats et interprétations	86
III. Application de l'IRM au calcul de la vitesse de propagation du front de gel comme une méthode non destructive	93
III.1 Calcul la vitesse de propagation du front de dégel par le traitement d'image avec ImageJ	93

III.2	Validation par les mesures expérimentales de température	95
	Conclusion	97
Chapitre IV : Evaluation de l'effet de la chaux hydratée (HL) dans les enrobés bitumineux .		98
	Introduction	98
I.	Avantages dans l'utilisation de la chaux hydratée dans les enrobés bitumineux	99
II.	Essai de traction indirecte sévéré	102
II.1	Préparation des éprouvettes	102
II.2	Protocole de l'essai	102
II.3	Résultats	103
III.	Essai de module complexe	104
III.1	Préparations des éprouvettes	104
III.2	Protocole de l'essai	105
III.3	Résultats	106
	Conclusion	112
Chapitre V : Développement d'une loi constitutive dédiée au comportement des enrobés partiellement saturés au gel.		114
	Introduction	114
I.	Modélisation 1D du comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux .	115
I.1	Description par fonction de fluage ou de relaxation	115
I.2	Description dans le domaine fréquentiel : Module complexe	116
I.3	Le principe d'équivalence temps-température	116
I.4	Modèle de Huet	118
II.	Loi de comportement viscoélastique pour EB : Cas isotherme	120
III.	Développement d'une loi de comportement thermo-viscoélastique pour EB saturé soumis au gel	120
III.1	Notion de temps équivalent pour le modèle de Kelvin-Voigt satisfaisant au PETT	121
III.2	Généralisation du temps équivalent au modèle de Huet	123
III.3	Prise en compte d'une déformation thermique	123
III.4	EB saturé : prise en compte d'une déformation de gonflement due au gel	124
IV.	Traitement numérique de la loi de comportement	125
IV.1	Discrétisation de la loi de comportement à température constante	125
IV.2	Discrétisation de la loi de comportement à température variable	127
IV.3	Implémentation de la loi de comportement (programme VBA)	128

IV.4	Modélisation des essais CTFS et TSRST supposés homogènes.....	130
	Conclusion	135
Chapitre VI : Développement et premières applications d'un code aux éléments finis (EF) incorporant la loi de comportement proposée et intégrant l'équation de la chaleur avec saut de Stefan		
	Introduction	136
I.	Implémentation EF de la loi de comportement à température donnée.....	137
I.1	Formule variationnelle du problème mécanique.....	137
I.2	Application à la modélisation temporelle de l'essai de module complexe	139
I.3	Modélisation des essais CTFS et TSRST pour un champ $\theta(t)$ homogène	142
II.	Problème thermique.....	145
II.1	Rappel du problème de Stefan	145
II.2	Régularisation du problème	145
II.3	Formulation variationnelle et discrétisation par éléments finis	147
II.4	Modélisation du benchmark de l'annexe J de la norme NF P98-086	149
II.5	Application à la simulation thermique des essais IRM.....	150
III.	Couplage des problèmes thermique et mécanique	153
III.1	Algorithme de résolution semi-couplé.....	153
III.2	Simulation couplée thermique/mécanique des essais CTFS et TSRST.....	154
	Conclusion	161
Chapitre VII : Application à l'interprétation de formation de nids de poule en conditions hivernales		
	Introduction	162
I.	Etude analytique d'une poutre avec courbure initiale collée sur un support : distribution de contrainte	163
II.	Etude d'un barreau d'EB monocouche soumis à la propagation d'un front de gel 1D : essai et modélisation.....	165
II.1	Essai de propagation de gel 1D sur plaque d'EB homogène	165
II.2	Modélisation de l'essai (états sec et partiellement saturé).....	169
II.3	Simulations d'une plaque d'EB à déformation empêchée.....	179
III.	Etude expérimentale et numérique d'une structure bicouche collée à sa base et soumise à la propagation d'un front de gel 1D.....	181
III.1	Description de l'essai	181
III.2	Résultats expérimentaux	183
III.3	Simulation de l'essai bicouche : mise en évidence de la fissuration d'interface.	185

Conclusion	189
Conclusion générale	190
Perspectives et recommandations pratiques	192
Références	194

Nomenclature

EB	Enrobé bitumineux
HL	Chaux hydratée (Hydrate Lime)
CTFS	Essai de gel/dégel à déformation libre
TSRST	Essai de retrait empêché
UTST	Essai de traction uniaxiale
IRM	Imagerie par Résonance Magnétique
LC	Loi Constitutive
PETT	Principe d'Equivalence Temps-Température
EF	Méthode des Eléments Finis
\underline{u}, \hat{u}	Champ de déplacement et celui virtuel
$\sigma, \boldsymbol{\sigma}$	Contrainte et tenseur de contrainte (Mpa)
$\varepsilon, \boldsymbol{\varepsilon}$	Déformation et tenseur de déformation (μdef)
\mathbf{I}	Tenseur d'unité
t, t_e	Temps physique (s) et temps équivalent
J_H, \tilde{J}_H	Fonction de fluage du modèle Huet en fonction du temps t et t_e
\otimes, \boxtimes	Convolution du temps t et du temps équivalent t_e
$E_\infty, \nu, k, \delta, h, i, \omega$	Coefficients du modèle Huet
$E^*, \text{Re}(E^*), \text{Im}(E^*)$	Module complexe et les parties réelle et imaginaire
α	Coefficient de dilatation/contraction thermique
θ, θ_0	Température au temps t et de référence ($^\circ\text{C}$)
$\varepsilon_f, \varepsilon_{f0}, m, \theta_f, S_w$	Coefficients de la fonction de la déformation de gonflement
L_g	Chaleur latente spécifique de l'eau
$C_{v\alpha}, k_\alpha$	Capacité calorifique volumique et conductivité thermique de phase α
S_r	Taux de saturation de l'enrobé

Introduction générale

Au fil des saisons, une structure de chaussée subit les variations des conditions climatiques dont l'agressivité vient s'ajouter à celle du trafic poids lourd. En hiver notamment, les chaussées sont soumises suivant leur localisation géographique à des conditions de gel/dégel plus ou moins sévères dont l'un des effets est la perte de portance du sol lors d'une phase de dégel consécutive à une remontée capillaire d'eau par cryosuction en phase de gel. Toutefois, ce phénomène est pris en compte dans la méthode de dimensionnement des chaussées et donc aujourd'hui maîtrisé pour les conditions climatiques rencontrés en France métropolitaine. En revanche, ces dernières années, d'importantes dégradations en partie supérieure de chaussées bitumineuses sont apparues en périodes hivernales caractérisées par l'alternance entre températures positives et négatives avec précipitations pluvieuses. Ces dégradations, observées dans plusieurs pays, se manifestent principalement sous forme de pelades avec formation de « nids de poule » (départs de matériaux) en bandes de roulement. Elles présentent la particularité d'apparaître subitement (ex. au cours d'une même demi-journée lors de l'hiver 2009/2010) sans signe précurseur spécifique, sur de grands linéaires (plusieurs dizaines/centaines de kilomètres). Ces dégradations ont parfois nécessité la fermeture de routes et des interventions curatives en urgence. Une première analyse de ces désordres tenant compte de l'absence de signe précurseur et de la soudaineté du phénomène, fait penser à un mécanisme spécifique « franc » d'endommagement, différent des mécanismes usuellement rencontrés sur les chaussées (fatigue mécanique, fissuration thermique ou désenrobage). Ceci a conduit l'IFSTTAR et le Laboratoire Régional de Clermont-Ferrand (Cerema) à s'intéresser au comportement au gel des enrobés bitumineux (EB) en présence d'eau interstitielle. La réalisation de premiers essais à déformation libre a alors mis en évidence, dans ces conditions, des déformations de gonflement significatives des EB soumis au gel.

La thèse s'inscrit dans la poursuite de ces travaux avec pour objectifs :

- la quantification de ces observations expérimentales
- la construction d'une loi de comportement pour EB partiellement saturés
- le développement d'un modèle numérique aux éléments finis pour la prise en compte des effets structurels induits par le gel
- l'explicitation théorique du mécanisme de pelades en condition hivernale.
- la mise au point d'un essai sur structure de laboratoire permettant de valider les explications théoriques

Le mémoire comporte sept chapitres avec les objectifs spécifiques énoncés ci-dessous.

Le premier chapitre dresse un état de l'art des connaissances sur les effets du gel-dégel et de l'action de l'eau dans les matériaux poreux (matériaux du génie civil), en s'intéressant plus en détail aux EB. On y rapporte notamment les résultats des études IFSTTAR/Cerema mentionnées ci-avant.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude expérimentale réalisée en laboratoire dans le but d'élaborer une loi de comportement au gel des EB avec eau interstitielle. Deux essais principaux ont été menés sur éprouvettes sèches et partiellement saturées : l'un à déformation libre (CTFS), l'autre à la déformation empêchée (TSRST). Les résultats contribuent à quantifier les déformations de gonflement ou contraintes induites par les changements de phase liquide/solide de l'eau interstitielle.

Le chapitre III décrit un complément d'étude expérimentale utilisant l'imagerie par résonance magnétique (IRM) qui permet de distinguer les phases liquide et solide au sein d'un matériau. Il est ainsi possible de suivre l'évolution du front de dégel dans des éprouvettes d'EB initialement saturées en eau, gelées et placées à température ambiante dans le tunnel de l'IRM.

Le chapitre IV présente un deuxième complément d'étude expérimentale visant à évaluer l'effet d'un ajout de chaux hydratée dans la formulation des EB vis-à-vis de leur comportement au gel, la chaux hydratée étant connue par ailleurs comme pouvant améliorer les performances de tenue à l'eau des EB.

Sur la base des résultats expérimentaux du chapitre II, une loi de comportement thermo-viscoélastique pour EB partiellement saturé soumis au gel est construite par étapes et décrite dans le chapitre V. Celle-ci, dérivée du modèle de Huet, prend en compte les propriétés thermo-viscoélastiques de l'enrobé à température variable, le terme usuel de dilatation/contraction thermique et le terme additionnel de déformation de gonflement. La loi est implémentée dans un programme numérique et appliquée pour validation à la modélisation des essais CTFS et TSRST, supposés homogènes à ce stade.

Le chapitre VI présente le développement d'un code de calcul aux éléments finis (EF) permettant de résoudre de façon semi-couplée et en transitoire les problèmes thermiques avec changement de phase (par régularisation du problème de Stefan) et mécanique intégrant la loi de comportement établie précédemment. Ce code EF est utilisé dans un premier temps pour calculer la cinétique du front de dégel des essais IRM et pour modéliser les essais CTFS et TSRST en condition de température hétérogène.

Le dernier chapitre de la thèse (chapitre VII) revient sur le problème initial et vise à expliquer, à partir des éléments précédents, la formation brutale de nids de poule en conditions hivernales. Un premier modèle analytique de poutre avec déformation de gonflement collée à sa base permet de justifier l'apparition d'efforts de décollement importants sous l'effet du gel. Ces prévisions sont confrontées à des essais sur barreaux d'EB monocouche et bicouche partiellement saturés, réalisés en laboratoire avec propagation de gel 1D (du haut vers le bas). L'interprétation de ces essais est affinée sur la base de simulations EF effectuées à partir de l'outil développé dans le chapitre VI. L'ensemble de ces résultats converge vers une explication de l'initiation de la pathologie de type nids de poule examinée dans ce mémoire.

Une conclusion générale et quelques perspectives sont présentées à la fin de ce mémoire.

Chapitre I : Synthèse bibliographique

INTRODUCTION

Durant la mise en service, la chaussée est soumise non seulement à des sollicitations thermomécaniques, mais rencontre également des variations de l'état hydrique selon les saisons et des actions chimiques à la surface (sel, carburants, huiles, polluants, etc.). Ces sollicitations peuvent intervenir simultanément au cours des périodes saisonnières. A chaque période hivernale, la chaussée subit plusieurs cycles de gel et de dégel qui se superposent avec des précipitations sous forme liquide ou solide (neige, grêlons). A titre de rappel, l'action du gel/dégel sur le sol support est prise en compte dans le catalogue de dimensionnement paru en 1977. Cette base méthodologique a permis de prémunir le corps de chaussée contre le risque de perte de portance de la structure lors de la période de dégel.

Jusqu'à récemment (hiver 2001/2002), l'action répétée des cycles de gel et de dégel sur les couches de surface n'a pas été répertorié en France, en Europe et ailleurs comme un problème majeur pouvant affecter la pérennité de la chaussée. En effet, cette action répétée du gel et de dégel en présence d'eau occasionne des dégradations très rapides aux couches de roulement avec des nids de poules et des départs de matériaux et nuit ainsi à l'imperméabilité de la structure de chaussée. Ces désordres nécessitent des réparations et des interventions d'urgence très coûteuses.

Plus généralement, l'action du gel/dégel sur les matériaux poreux comme le béton, la roche, la céramique ainsi que les sols est assez bien connue. Les mécanismes de dégradations sont identifiés et plusieurs solutions techniques ont été proposées pour améliorer la résistance des matériaux et des structures vis-à-vis des cycles gel et de dégel. Des cadres normatifs et des protocoles d'élaboration de ces matériaux existent pour se prémunir contre l'action du gel/dégel. En revanche comme le montrera ce chapitre, concernant les enrobés bitumineux, cadre de ce travail de thèse, les effets de cycles de gel et dégel restent relativement peu étudiés et sont peu pris en compte dans la formulation des mélanges, *a fortiori* en présence d'eau interstitielle.

Ce chapitre I vise en premier lieu à recenser les sollicitations extérieures que subit une structure de chaussée. On présentera la méthode française de dimensionnement des chaussées vis-à-vis du gel/dégel avec comme élément de sortie sur la protection du sol support vis-à-vis des problèmes liés au gel. On décrira brièvement la méthode de formulation des mélanges bitumineux utilisée dans ce travail de thèse. D'une manière complémentaire, on abordera les essais en lien avec la présence de l'eau comme la résistance au désenrobage des matériaux bitumineux, la vérification au gel/dégel et le décollement des interfaces des couches bitumineuses en présence d'eau. Sur le terrain, on présentera un recensement des dégradations liées aux cycles gel/dégel des matériaux bitumineux, fruit des études réalisées par le réseau technique. On complétera l'étude bibliographique avec les différents mécanismes possibles liés aux dégradations des milieux poreux, des bétons, des sols et des enrobés.

I. GENERALITE SUR L'ENROBE BITUMINEUX

L'enrobé bitumineux utilisé majoritairement dans le domaine routier est un matériau composite très complexe avec des constituants granulaires de différentes tailles et un liant bitumineux.

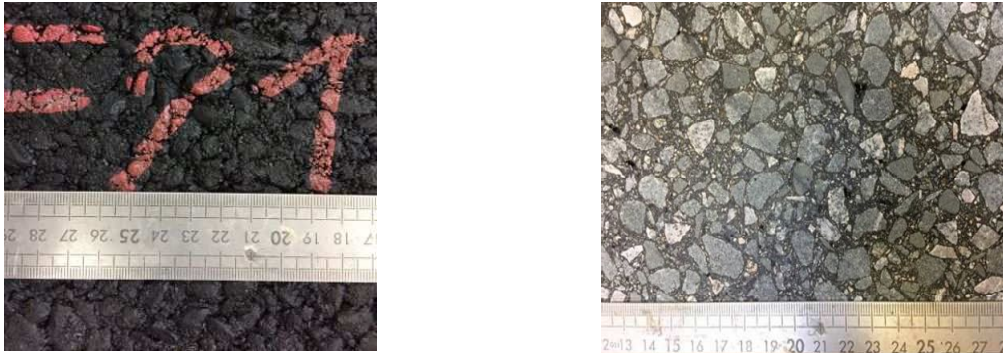
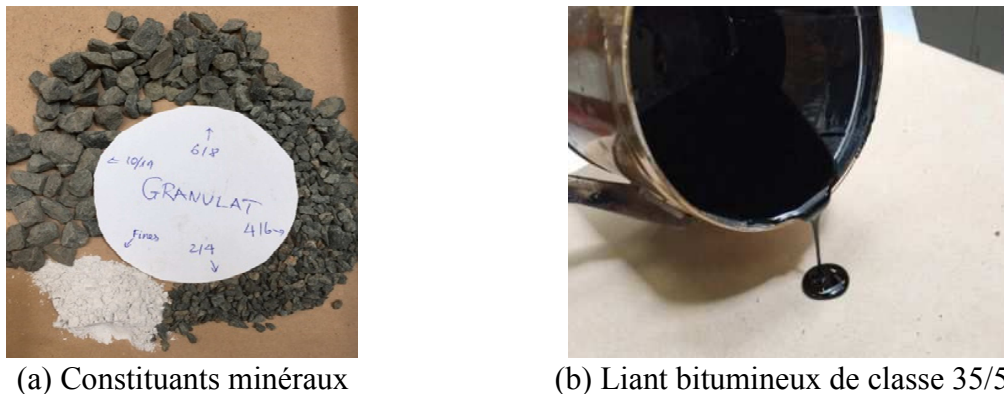


Figure I. 1 : Texture de surface et coupe d'un béton bitumineux semi-grenu BBSG 0/14



(a) Constituants minéraux

(b) Liant bitumineux de classe 35/50

Figure I. 2 : Les composants principaux du mélange bitumineux.

Les constituants minéraux, qui constituent environ 95% de la masse totale de l'enrobé (80-85% en volume), confèrent au mélange une rigidité et améliorent les performances mécaniques du mélange bitumineux. Ces performances mécaniques reposent sur l'arrangement granulaire et le serrage des grains qui doit atteindre un seuil optimal. Les différentes fractions granulaires sont obtenues par concassage à partir de roches massives. Plus récemment, on utilise également des granulats issus du recyclage comme le béton de démolition ou les agrégats d'enrobés issus de la déconstruction d'anciennes routes.

Malgré sa faible proportion massique dans l'enrobé (5% environs), le liant bitumineux joue un rôle important dans le comportement mécanique du mélange bitumineux. En effet, les propriétés rhéologiques et les caractéristiques physico-chimiques confèrent au mélange bitumineux une cohésion entre les granulats et une bonne imperméabilité. Le liant bitumineux est un matériau viscoélastique thermo-susceptible. A une température ambiante, le bitume est

plus ou moins visqueux selon l'origine et le processus de raffinage. Il se présente comme un système colloïdal dans lequel les asphaltènes insolubles, l'un des constituants du bitume, sont peptisés par les résines pour constituer les micelles, tandis que les huiles représentent la phase inter-micellaire. Si le taux d'asphaltènes est suffisamment élevé, le bitume possède une structure de type gel avec une susceptibilité thermique limitée. A l'inverse, si le taux d'asphaltènes est faible, le bitume s'apparente à une structure sol et la susceptibilité thermique est plus importante. Grâce à cette structure complexe, le bitume possède des propriétés adaptées aux matériaux routiers, telle que l'adhésivité, la cohésion ou la viscosité.

II. SOLLICITATIONS EXERCEES SUR UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE

L'enrobé bitumineux doit répondre aux exigences dans les applications en technique routière avec le corps de chaussée. Ce dernier est formé par : (i) la couche d'assise qui supporte et qui transfère directement la charge des véhicules vers le sol support, (ii) la couche de roulement en contact direct avec le trafic et les conditions environnementales (pluie, neige, ensoleillement avec le rayonnement UV et la chaleur) sans oublier les fondants routiers durant la période hivernale. Le corps de chaussée préserve le sol support des conditions climatiques variables. Dans cette configuration, le corps de chaussée est le lieu où s'opère de multiples couplages de sollicitations mécanique, thermique et physico-chimique.

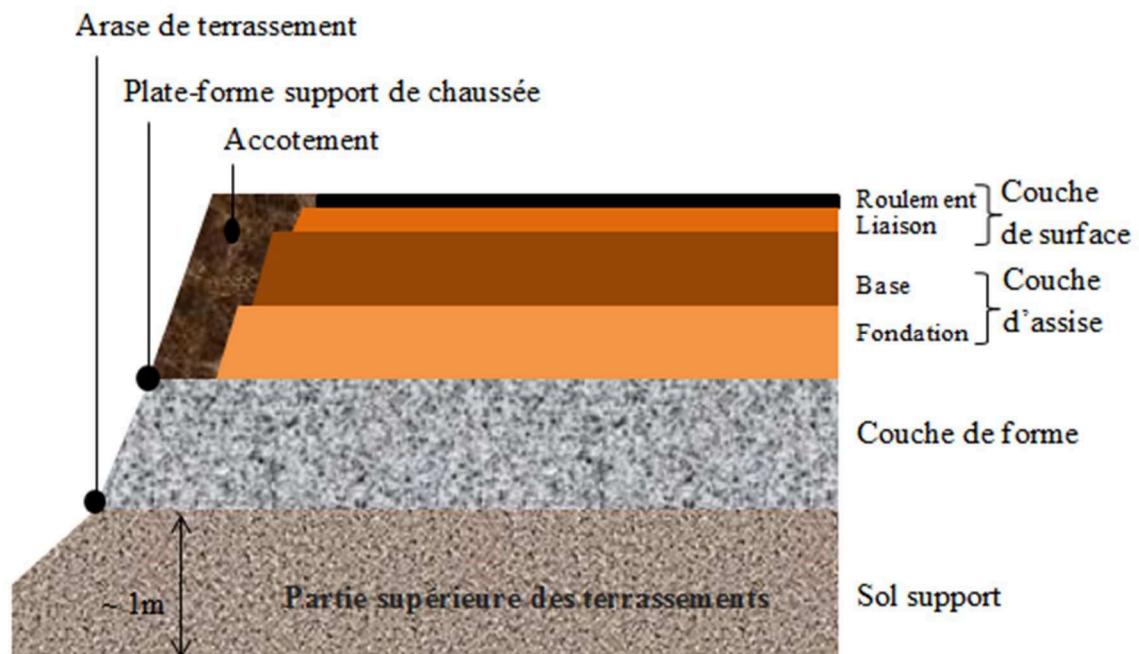


Figure I. 3 : Coupe transversale d'une structure de chaussée bitumineuse [1]

II.1 Sollicitations mécaniques

Les chaussées supportent quotidiennement l'action mécanique engendrée par des milliers de véhicules dont un nombre important de poids lourds. Les tronçons routiers situés dans la partie Nord-Est de la France qui se sont dégradés durant l'hiver 2004/2005 subissent environ 2700 poids lourds par jour. Avec un volume inférieur de 860 poids lourds pour un trafic moyen de 20000 véhicules normaux par jours, les tronçons routiers situés au centre de la France se sont dégradés également durant l'hiver 2009/2010 [2]. Le passage des véhicules engendre des contraintes de traction et de compression de courte durée selon diverses directions dans les couches dont seules les couches bitumineuses reprennent les efforts de traction. Par exemple, un poids lourd de 13 tonnes qui roule à une vitesse de 42 km/h peut générer une extension maximale de $140 \mu def$ à $20^{\circ}C$ dans le sens longitudinal à la base d'une couche de roulement de 6 cm d'épaisseur [3]. La répétition des charges engendrant des compressions répétées en surface entraîne une déformation permanente à la surface de la chaussée. Le frottement des pneumatiques sur la couche de roulement conduit également une usure de la texture du revêtement. Les efforts tangentiels et transversaux notamment dans les giratoires et les tracés sinueux peuvent donner lieu à des dégradations de la chaussée par arrachement de granulats et des plissements à la surface.

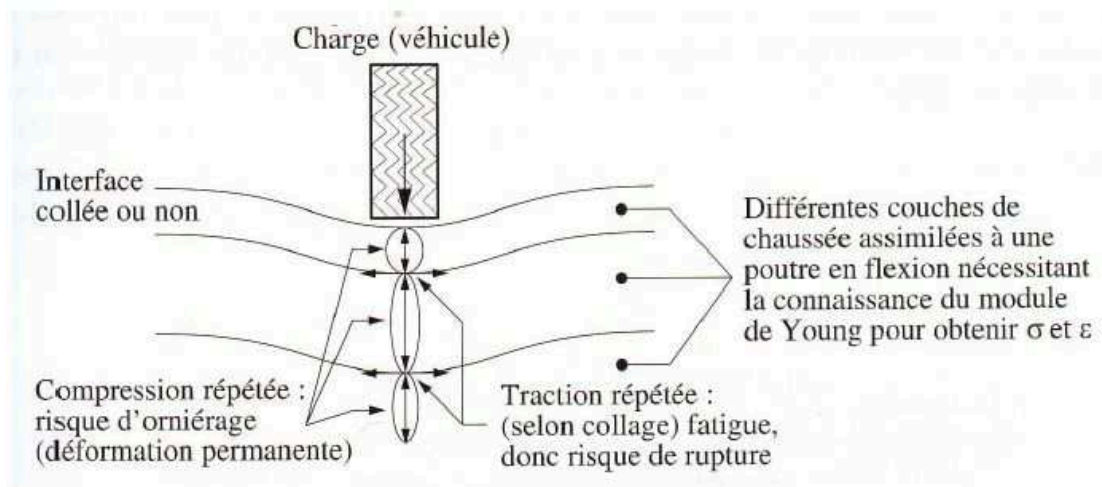


Figure I. 4: Sollicitations induites par le trafic [4]

II.2 Sollicitations thermiques

En France, les surfaces des chaussées subissent en moyenne 60 cycles de gel/dégel chaque année (figure I.5), soit entre 600 et 900 cycles de gel/dégel pendant toute leur durée de vie de service [2]. Le comportement mécanique des enrobés bitumineux dépendent fortement de la variation de température. L'enrobé bitumineux se dilate lors d'une augmentation de la température et se contracte dès que la température diminue. Par conséquent, les couches bitumineuses sont très vulnérables aux effets combinés du trafic et des variations de températures. Vers les températures élevées, l'enrobé bitumineux est relativement « souple »

et le risque d'apparition de l'orniérage augmente sous l'action des charges répétées des véhicules [5] [6]. Cependant, vers les températures négatives, l'enrobé bitumineux devient « fragile » et le risque de fissuration thermique apparaît.

D'une manière synthétique, on peut recenser trois principaux effets liés à la température sur le comportement de l'enrobé bitumineux [7] [4]: (i) Vieillessement du matériau à température élevée; (ii) Changement de rigidité (module complexe); (iii) Création de contrainte et de déformation au sein du matériau en raison des dilatations et des contractions thermiques liées aux variations de température.

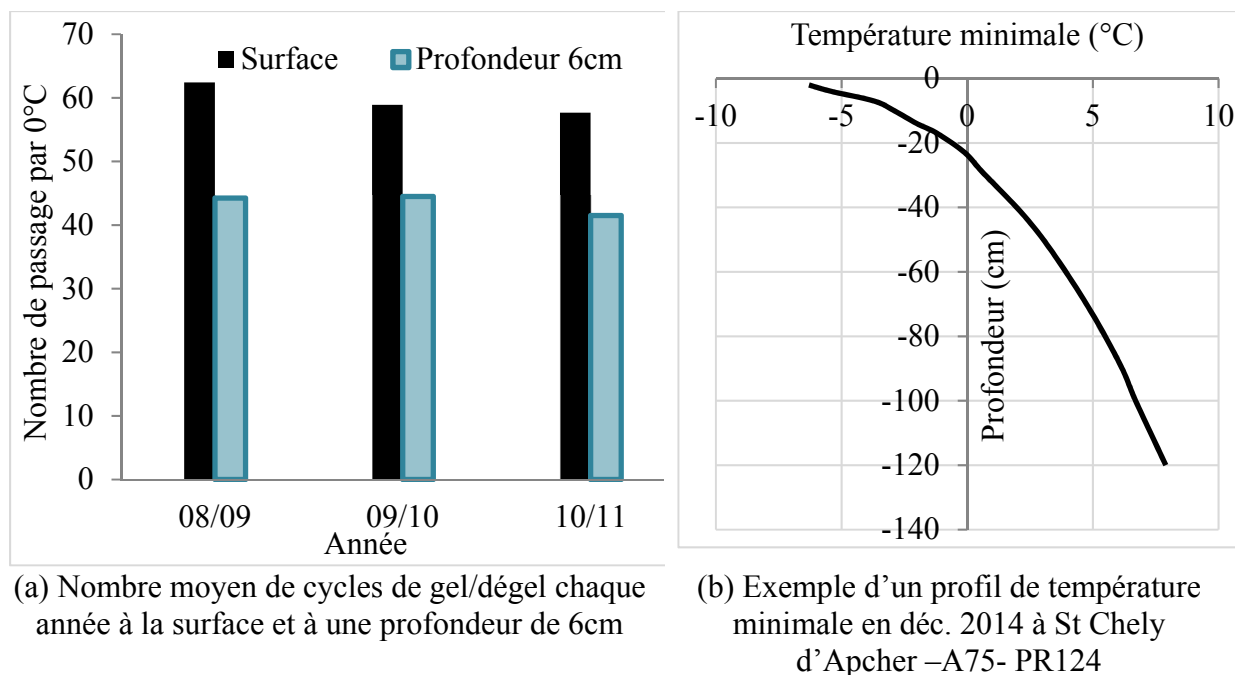


Figure I. 5: Données collectées sur les cycles de gel/dégel en France avec un exemple de profil en température (Rapport interne d'opération de recherche CCLEAR)

II.3 Sollicitations hydriques

Les dégâts causés par l'eau constituent une des causes les plus fréquentes rencontrées dans les couches de surfaces. Il existe plusieurs voies de pénétration de l'eau dans la chaussée figure I.6. Une des voies possibles ; l'infiltration à travers la couche de surface (microfissures, joints, porosité du matériau, etc.) alimentée par les précipitations (pluie, neige, grêlons). Après chaque période pluvieuse, le matériau est immergé dans l'eau qui s'insinue à l'interface liant/granulat, l'enrobé devient plus fragile et perd une partie de résistance mécanique [8]. La présence de l'eau accélère également l'endommagement du matériau déjà sollicité par le trafic. Il y a plusieurs mécanismes physico-chimiques liés à l'effet de l'eau : La perte d'adhésivité et la perte de cohésion, la pression dans les pores et le lavage par l'eau [9] [10] [11].

La perte de la liaison à l'interface entre le liant et le granulat se produit lors de l'introduction lente mais progressive de l'eau qui va détruire ainsi l'adhésivité via deux mécanismes [12] : (i) détachement et (ii) déplacement. Le détachement est la séparation du liant des granulats par un film très mince d'eau sans rupture du film de liant alors que le déplacement est l'enlèvement de liant à la surface des granulats par l'eau. Ces mécanismes peuvent être expliqués par la théorie des énergies interfaciales ou/et par la théorie des réactions chimiques à l'échelle moléculaire. Parallèlement, la perte de cohésion du mélange bitumineux est causée par la réduction de rigidité du matériau. En effet, l'eau pénètre dans le film de liant, change sa rhéologie et réduit sa cohésion par l'émulsification spontanée. La quantité d'eau présente dans l'enrobé est proportionnelle à la température imposée. La chaleur ramollit le matériau et favorise la pénétration de l'eau dans l'enrobé [13]. De plus, la pression hydraulique contribue à accélérer la diffusion de l'eau au sein de la phase poreuse de l'enrobé. Ce facteur peut être aggravé par la densification sous l'effet du trafic. Les expérimentations réalisées par Harvey et son équipe [10] ont montré que la répétition des charges due au passage des véhicules a un effet marginal sur la tenue à l'eau des enrobés bitumineux. De même, l'accumulation du trafic poids lourds n'est pas considérée comme un facteur significatif.

De plus, l'eau résiduelle emmagasinée dans la chaussée plusieurs mois après l'épisode pluvieux explique l'apparition de la pression de vapeur durant la période estivale. Durant la période froide, cette eau résiduelle connaîtra une augmentation de son volume (9 %) lorsque celle-ci gèle. Cette transformation de la phase liquide en phase solide avec le gel induit un gonflement et une fissuration locale du matériau dans les zones les plus fragiles et les moins compactes.

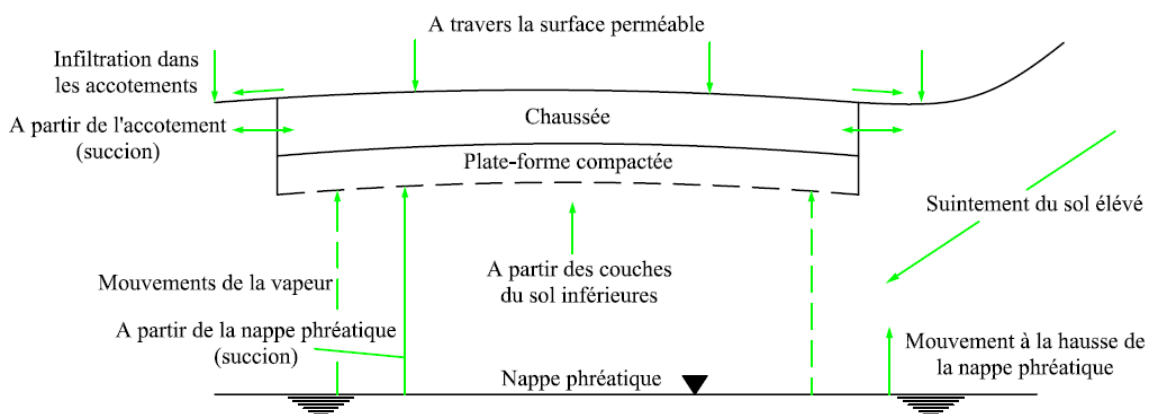


Figure I. 6: Mouvement d'eau dans une chaussée [14]

II.4 Sollicitations chimiques

Pour répondre aux contraintes liées à la viabilité hivernale dans certaines régions, l'utilisation des fondants routiers permet d'abaisser le point de congélation de l'eau et favoriser la fusion de la pellicule de neige ou de glace à une température négative. Selon la note d'information du SETRA [15], le chlorure de sodium (NaCl) est le fondant le plus utilisé en France et en Europe (99% de tonnage répandu). Durant l'hiver 2009/2010, les

gestionnaires routiers ont dû recourir à de 2 millions tonnes de sel pour assurer les conditions de circulation acceptable pour les usagers. L'utilisation du sel sur les routes est définie par la norme *NF P 98-180 : Chlorure de sodium solide utilisé comme fondant routier – Service hivernal – Spécifications*. Les autres fondants sont également utilisés comme CaCl_2 , MgCl_2 ou l'urée... Leur utilisation permet d'éviter la formation de glace à des températures encore plus basses (-25°C avec CaCl_2 ou -22°C avec NaCl au laboratoire et -8°C sur le terrain [15]).

Cependant, l'application des sels de déverglçage sur la surface d'une chaussée amène non seulement le dégel de la glace mais ce phénomène s'accompagne d'un choc thermique et une pression osmotique.

III. METHODE UTILISE POUR LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES BITUMINEUSES VIS-A-VIS DES CONDITIONS CLIMATIQUES

Les documents techniques sur le dimensionnement des chaussées vis-à-vis du trafic prennent en compte également les effets liés au climat avec le gel dans les chaussées. On retrouve ainsi des recommandations pour la vérification au gel/dégel des sols supports et le recours aux matériaux non gélifs. Cependant, il n'existe pas de recommandations sur les matériaux de surface et la méthode française de formulation des matériaux bitumineux ne prend pas compte les aspects liés aux cycles gel-dégel.

III.1 Prise en compte de la rigueur de l'hiver dans la méthode de dimensionnement des chaussées

On peut quantifier la rigueur de l'hiver à l'aide de deux paramètres [16]: l'intensité du froid et la durée du gel. Dans le guide de dimensionnement [1], la rigueur de l'hiver est représenté par l'indice de gel qui est défini comme la somme cumulée des températures moyennes journalières de l'air sous abri. Cet indice est calculé à partir du premier jour où l'on enregistre une température moyenne négative et son unité est [$^\circ\text{C}\cdot\text{j}$]. Pour le dimensionnement des chaussées proprement dit, on utilise les deux indices suivants :

- Indice de gel de référence I_R qui caractérise la rigueur de l'hiver de la zone géographique dont on souhaite prémunir la chaussée contre les conséquences qui en découlent.
- Indice de gel admissible I_A qu'une chaussée peut supporter. Cet indice de gel est en fonction de la sensibilité au gel du sol support, de la protection thermique et du rôle mécanique du corps de chaussée.

Lors du calcul de dimensionnement, on utilise également la quantité de gel Q qui est définie comme la racine carrée de l'indice de gel et s'exprime en [$(^\circ\text{C}\cdot\text{j})^{1/2}$].

Le choix de l'hiver de référence dépend de la politique suivie par le gestionnaire du réseau. Actuellement, trois types des hivers principaux sont définis en France :

- L'hiver exceptionnel correspond aux hivers les plus froids enregistrés. Dans la littérature, on retrouve les hivers 1951, 1976 ou 1955-1956 ou encore 1962-1963.
- L'hiver rigoureux non exceptionnel
- L'hiver courant

Dans la littérature, le caractère exceptionnel d'un hiver dépend du point de vue où l'on se place ; les météorologues classent les hivers selon l'indicateur thermique et la durée.

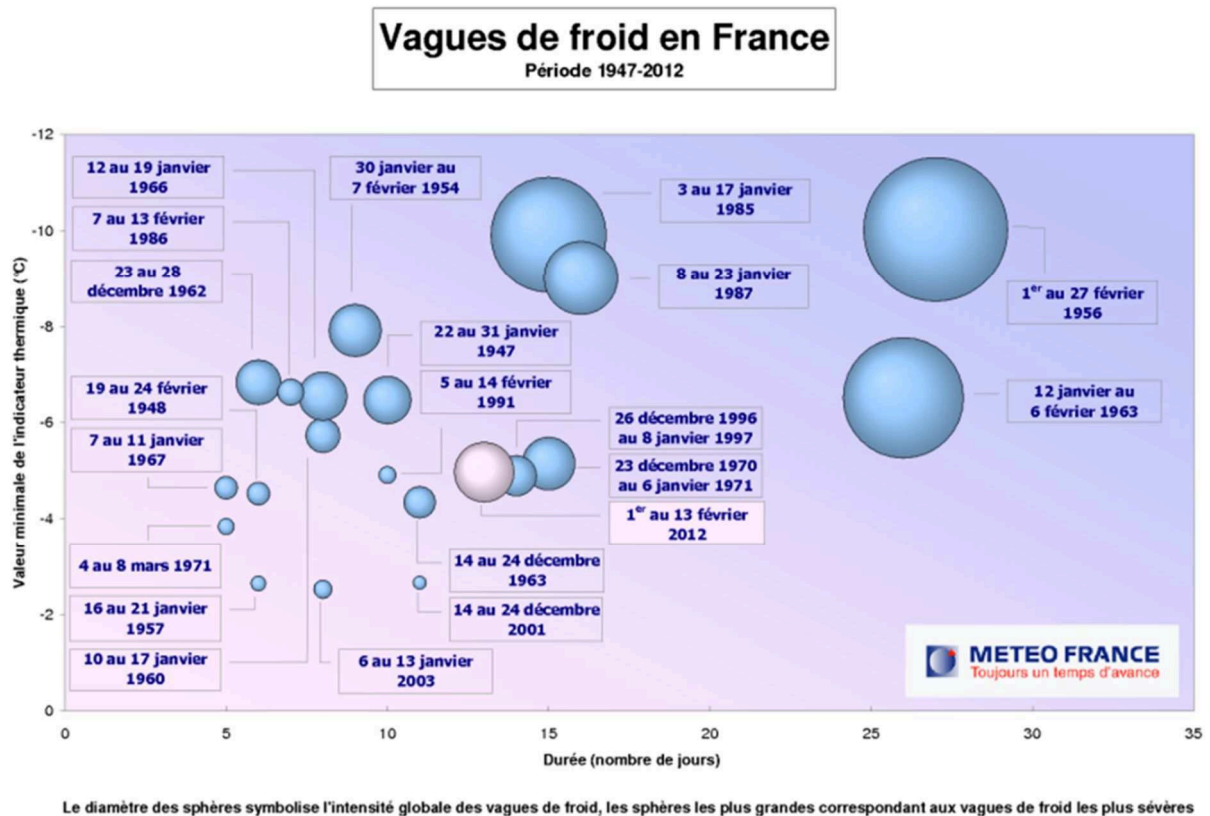


Figure I. 7: Classement de la rigueur de l'hiver selon l'indicateur thermique et sa durée (Météo France)

Par rapport à ce classement établi par Météo France, il faut rappeler que les hivers de référence qui ont été recensés par les gestionnaires routiers correspondent aux hivers qui ont occasionnés une dégradation structurelle de la chaussée avec une perte de portance. En France, l'hiver 1962-1963 a été le point de départ des réflexions menées par les ingénieurs du réseau technique des ponts et chaussées pour lancer les chantiers coordonnés dans les années 70 avec comme base de conception la mise hors gel du sol support. A l'époque, les problèmes liés aux couches de roulement ne sont pas d'actualité ou ne font pas l'objet de préoccupations majeures.

III.2 Dimensionnement des chaussées vis-à-vis au gel/dégel du sol support

Le calcul de la profondeur de gel a fait l'objet d'une étude particulière dans la méthode de dimensionnement des chaussées. Le calcul de l'épaisseur des couches ne relève pas seulement de critères mécaniques (permettant d'assurer l'endurance des matériaux vis-à-vis des charges de trafic), mais aussi de critères thermiques. En France et à l'international, de nombreuses études ont été menées à ce sujet avec Boutonnet et Rouquès [16], Dysli [17], Konrad [18], Peppin [19], Taber [20], Sheng [21],.... A l'échelle du matériau, ces travaux ont permis de dégager des relations entre la nature des sols et leur potentiel de gélivité. Ces études ont conduit à proposer différents tests de gonflement au gel des sols, permettant d'apprécier globalement les risques de prise d'eau par cryosuccion et de déformation par absorption d'eau liquide et lors de la transformation de l'eau liquide en glace.

III.2.1 Comportement au gel/dégel des sols supports et des dégradations induites

Dans les sols, le gel peut conduire à la formation des lentilles de glace. Selon Rouquès [16], plusieurs facteurs sont liés à la formation des lentilles de glace:

- la gélivité du sol qui dépend de sa nature, sa granulométrie, sa densité et sa teneur en eau. C'est une propriété qui favorise l'écoulement de l'eau interstitielle vers le front de gel et qui permet le développement des lentilles de glace dans certaines conditions thermiques [17].
- l'intensité et la durée du gel auquel le sol est soumis car la formation des lentilles de glace ne peut se produire que si le front de gel se propage suffisamment lentement, de manière à laisser à l'eau libre le temps de se déplacer.
- les possibilités d'alimentation en eau du front de gel dépendent de la teneur en eau des zones non gelées avoisinantes et de la distance entre le front de gel et la source d'eau.

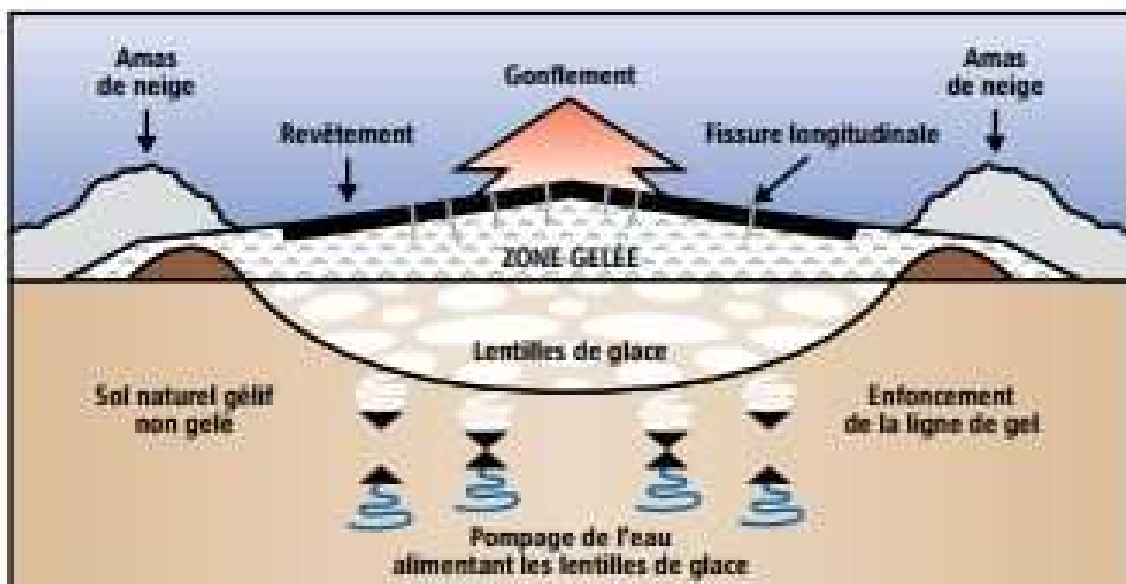
Lors du dégel, les sols qui ont été gorgés d'eau par cryosuccion sont susceptibles de subir des pertes de portance considérables, à l'origine de bien des désordres en Génie Civil. Le front de gel se propage dans la chaussée et pénètre au sol du support, le comportement du sol dépend donc à la gélivité du sol lui-même. Le comportement des sols au gel/dégel se décrit :

- Au gel : Alors que le front de gel pénètre au sol, l'eau *in situ* gèle. Cependant, cette quantité d'eau n'est pas suffisante pour causer les dégradations [22]. Si le sol est non gélif, il se congèle en masse sans variation notable de la teneur en eau. Mais, au cas où le sol est gélif, on peut assister à une aspiration de l'eau vers le front de gel, à la formation de lentilles de glace et à des gonflements [16]. Ensuite, les fissures se propagent si le gonflement est suffisamment important pour soulever les revêtements supérieurs.

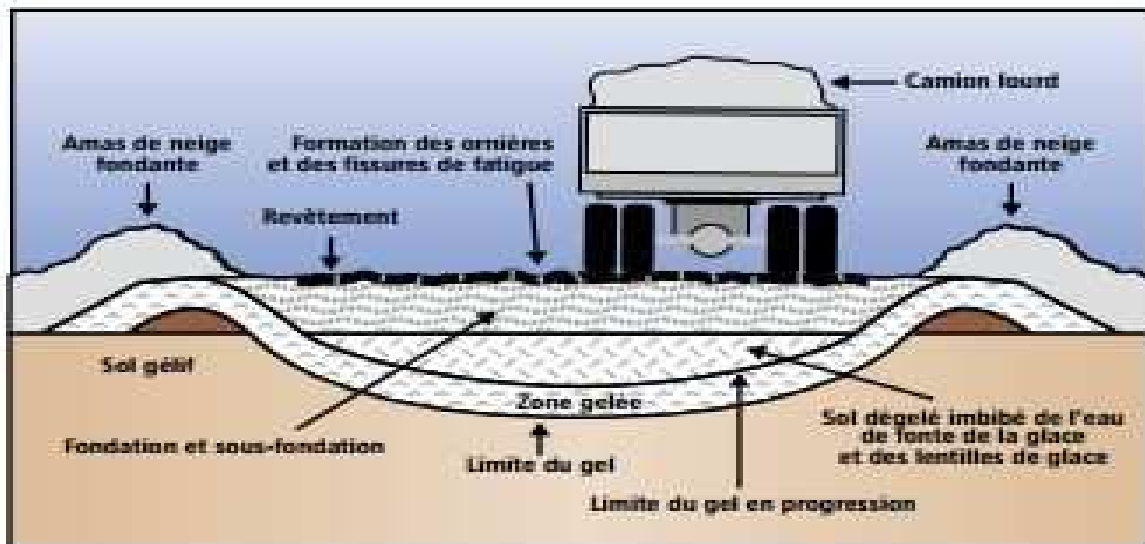
- Au dégel : le mouvement de l'eau provenant de la fonte des lentilles de glace s'opère vers les zones où la pression interstitielle est la plus faible. Ces endroits peuvent correspondre aux zones de dépression capillaire lors du gel [17]. M. Dysli explique que si cette quantité d'eau qui stagne dans les sols est conjuguée avec la pression apportée par les charges des véhicules, on arrive rapidement à des désordres du typeorniérage et de fissuration par fatigue dans le corps de chaussée et une réduction de la résistance au cisaillement du sol. Autrement dit, le dépassement de la contrainte de cisaillement limite dû au passage des véhicules peut conduire à une rupture de la structure de chaussée. C'est le phénomène de perte de portance du sol lors du dégel largement observé en France lors des hivers 1955, 1956 et l'hiver 1962-1963 et au Québec où les problèmes liés à la perte de portance restent une préoccupation importante.

Plus concrètement, deux phénomènes sont particulièrement étudiés par la communauté routière : le tassement et la consolidation du sol où l'on recense une restructuration du squelette du matériau en fonction des vides. Au cours d'un cycle de gel/dégel, la chaussée ne subit pas de dommages s'il n'y a aucune charge appliquée à la surface de la chaussée (absence de trafic). Le temps durant lequel la chaussée reprend sa portance est plus ou moins long. Ce temps dépend des caractéristiques du sol support avec sa structure poreuse et de la quantité d'eau présente [16].

Le comportement du sol lors d'un cycle gel/dégel peut être décrit sur la figure I.8 ci-dessous avec l'énumération des dégradations typiques dues au gel/dégel (figure I.9).



(a) Lors d'une période de gel



(b) Lors du dégel avec passage de poids lourd

Figure I. 8 Effet du gel/dégel sur une chaussée [23]



(a) Des ornières se forment et la surface s'affaisse dans les bandes de roulement avec des fissures longitudinales



(b) La fissuration s'accroît et d'autres fissures apparaissent en surface



(c) Fissure longitudinale au niveau de l'axe central de la chaussée



(d) Soulèvement de 20cm lors du gel

Figure I. 9 : Nature des dégradations observées au Canada lors de la période hivernale [23]

III.2.2 Vérification au gel/dégel des chaussées vis-à-vis du froid

Par le passé, les dégâts hivernaux observés sur les chaussées françaises a conduit les gestionnaires routiers à approfondir la connaissance du comportement des sols en période de dégel, ainsi que les effets des cycles gel/dégel sur les chaussées [24] [25]. Principalement, la note d'information de Rouquès a permis la diffusion et la pratique de l'essai *NF P 98-234-2 – Essai de gonflement des sols* pour quantifier la gélivité des sols [16]. Cet essai évalue la capacité d'un échantillon de sol à favoriser l'écoulement ouvert de l'eau interstitielle contenue dans les cavités et les interstices de sa structure poreuse vers le front de gel. Cette capacité d'évacuation dépend de la granulométrie, de la texture minéralogique, de la consolidation et de l'état de contrainte du sol.

On peut classer les sols en deux grandes familles suivant leur comportement au gel.

- Les sols non gélifs : Ce type de sol se congèle en masse. Sa structure interne et sa teneur en eau ne varient guère. Le gonflement de ce type de sol est dû principalement à l'augmentation volumique de l'eau liquide qui se transforme en glace. Le taux de gonflement dépend évidemment du taux de saturation du sol.
- Les sols gélifs : Lors d'une période de gel, une modification de la structure interne s'opère à cause de la formation des lentilles de glace. Sa teneur en eau augmente progressivement avec la pénétration du front de gel dans le sol, ceci amplifie le taux de gonflement du sol par la transformation de l'eau initiale en glace à laquelle s'ajoute l'eau supplémentaire attirée vers le front de gel.

Du point de vue dimensionnement au gel des chaussées françaises, le gel/dégel des sols fait l'objet d'un traitement spécifique. Le calcul de l'épaisseur des couches de la chaussée ne relève pas seulement de critères mécaniques (pour assurer l'endurance des matériaux vis-à-vis des charges de trafic), mais aussi de calculs thermiques des cycles de gel/dégel a été considérée pour vérifier que le sol peut supporter la chaussée sans désordre. On s'assure que la protection thermique apportée par le corps de chaussée permet de se prémunir de la propagation du front de gel vers le sol support et éviter ainsi l'apparition des phénomènes de cryosuccion et de gonflement déjà évoqué.

La vérification au gel/dégel des structures de chaussée est définie dans les guides de dimensionnement établies conjointement par le LCPC et le SETRA [26] [27] [1]. Ces guides assurent un dimensionnement optimal d'une structure de chaussée à un hiver de référence sous un trafic donné. D'une manière complémentaire, lors du calcul de dimensionnement des chaussées vis-à-vis du gel, on compare l'indice admissible I_A avec l'indice de référence I_R . Les sols peu ou très gélifs définis par la norme *NF P 98-234-2 – Essai de gonflement au gel des sols* font l'objet d'une vérification vis-à-vis du gel. Dans le guide de dimensionnement des chaussées de SETRA [1], la vérification au gel consiste à définir l'hiver de référence puis de calculer d'indice de gel admissible I_A à travers la quantité de gel admissible Q_{PF} pour la protection thermique contre la propagation du froid au sol support.

Dans les pays où l'on rencontre des dégradations liées aux cycles de gel/dégel, le dimensionnement des chaussées vis-à-vis du froid est vérifié par différents paramètres. Dans les pays suivants : Pologne, Alaska, Irlande, Danemark et Norvège, on utilise la profondeur de gel maximale [17]. D'autres pays comme le Québec au Canada [28] ou la Finlande [29], le soulèvement de la chaussée (frost heave) est utilisé pour le calcul de l'épaisseur de chaussée.

III.3 Méthode française pour la formulation des enrobés bitumineux

L'étude de formulation consiste à optimiser un mélange bitumineux pour satisfaire les exigences mécaniques vis-à-vis de la résistance aux déformations permanentes, de la rigidité mécanique, de la résistance à la fatigue, de la tenue à l'eau [30].

La méthode française de formulation des enrobés bitumineux est décrite sur la figure I.10 selon quatre niveaux de caractérisation. L'évaluation des performances mécaniques est introduite dans la norme *NF EN 13 108-20 : Mélange bitumineux – Spécifications des matériaux – Partie 1 : Enrobés bitumineux*. Cependant, il paraît que la sensibilité au gel/dégel des enrobés bitumineux n'est pas pris en compte à cette procédure de formulation.

III.4 Les essais utilisés pour la vérification de la tenue à l'eau et au froid des enrobés bitumineux

Il n'existe pas en France des essais normalisés pour évaluer l'effet des cycles de gel et de dégel sur les performances des enrobés bitumineux. Depuis quelques années, des travaux de recherche sont menés en partant des essais normalisés existants sur la sensibilité à l'eau et un conditionnement approprié des éprouvettes afin d'étudier les effets des cycles de gel et de dégel. D'autres essais connaissent également des modifications du protocole opératoire comme l'essai de traction uniaxiale UTST, l'essai de retrait empêché TSRST ou même l'essai de module complexe. En règle générale, il faut définir le conditionnement des éprouvettes selon la sévérité des conditions climatiques du lieu géographique (température minimale, humidité, variations de la température autour du zéro Celsius, effet du sel, etc.). Aux Etats-Unis, on retrouve plusieurs essais normalisés pour évaluer l'effet des cycles de gel/dégel sur les enrobés bitumineux avec des conditions thermo-hydriques précises : essai Lottman (AASHTO T283) ou Essai « Texas pedestal » avec gel/dégel classique et modifié [31].... Le tableau suivant présente une liste non exhaustive des essais pratiqués pour évaluer la sensibilité à l'eau mais également l'effet des cycles de gel/dégel.

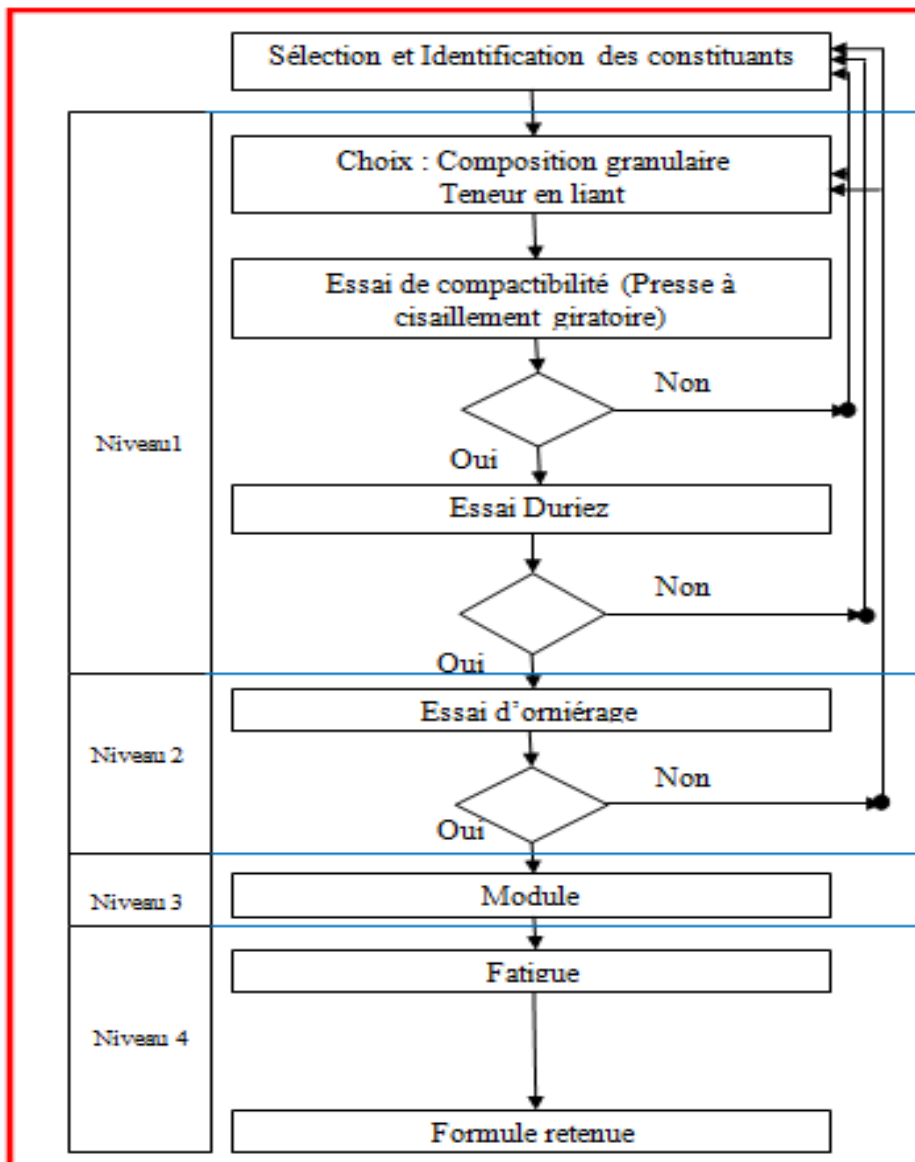


Figure I. 10: La méthode française de formulation des enrobés bitumineux [30]

Méthode d'essai	Géométrie des éprouvettes	Méthode de conditionnement	Protocole de l'essai	Résultats de l'essai
ITSR – Rapport de résistance en traction indirecte (classique et sévéré) NF EN 12697-12 Méthode A	Eprouvette cylindrique diamètre=100mm (ou 150-160mm) hauteur de 35-70mm	- Saturation sous vide - Condition : 40h sous l'eau à 40°C (14 jours si sévéré) puis 2h à 25°C	Résistance à la traction indirecte à 25°C et à la vitesse 45-60 mm/min	Rapport de résistance en traction indirecte en % avec et sans conditionnement
Duriez classique et sévéré NF EN 12697-12 Méthode B	Eprouvette cylindrique de 80 à 160 mm	- Saturation sous vide à 47kPa pendant 120min - Condition: 7 jours sous l'eau à 18°C	Résistance mécanique à la compression à 18°C et à la vitesse 45-60 mm/min	Rapport des valeurs de compression entre les éprouvettes avec et sans conditionnement
Lottman classique et répété AASHTO T283	Eprouvette cylindrique de diamètre 150 mm et de 63.5mm de la hauteur et de porosité 6-8%	- Saturation: 70-80% - Condition: 24h à -18°C et puis 24h dans l'eau à 60°C, ensuite 2h dans l'eau à 25°C - Conditionné avec cycles de gel/dégel si Lottman répété	Résistance à la traction indirecte à 25° et à la vitesse 50 mm/min	Rapport de résistance en traction indirecte en % des ITS avec et sans conditionnement
Texas pedestal avec gel/dégel classique et modifié [31]	Brique cylindrique de diamètre 41.3mm et hauteur 19mm	- Immersion des briquettes dans l'eau distillée - Cycles de gel/dégel répétés : 12-15h à -12°C, puis 9-12h à 49°C sous l'eau	Visualisation des fissures à la surface des éprouvettes	Nombre de cycles de gel/dégel jusqu'à la rupture
Immersion-compression ASTM D1075 ou AASHTO T165	Eprouvette cylindrique de diamètre 101.6mm et hauteur 101.6mm	Condition : 4 jours dans l'eau à 48.9° et puis 1 jour dans l'eau à 60°C	Résistance en compression à 25°C et 5mm/min	Rapport des résistances en compression après et avant conditionnement
Module résilient ASTM D4123 ou NF EN 12697- 26 Annexe C	Eprouvette cylindrique de diamètre 150 mm et hauteur 100mm	Saturation sous vide et cycle de gel/dégel ; puis à l'eau chaude	Chargement répété par la traction indirecte à 15°C et 2 mm/min	Rapport des modules résilients entre les éprouvettes avec et sans conditionnement

Tableau I. 1 : Quelques essais utilisés pour l'évaluation des effets des cycles de gel/dégel

III.5 Interfaces des chaussées bitumineuses

Une structure de chaussée bitumineuse se compose de plusieurs couches superposées. L'interface est une zone particulière pour la transmission des charges mécaniques des véhicules vers le bas mais également une zone où s'opèrent des différences dimensionnelles selon les conditions thermiques et hydriques. Cette interface conditionne la répartition des contraintes et des déformations au sein de la structure de chaussée.

Il existe des méthodes expérimentales pour caractériser la résistance de l'interface. Les essais de caractérisation se déclinent en deux familles [32] [33] : les essais destructifs et les essais non destructifs. Le principe d'un essai destructif est présenté sur la figure I.11, l'éprouvette est soumise à une charge constante ou à une vitesse de déplacement définie jusqu'à la rupture. A partir de la configuration de chaque essai, on propose un classement des essais destructifs suivant quatre groupes : Essai de torsion, essai de traction (pull-off tests), essai de fendage par coin (Wedge splitting tests) et essai de cisaillement avec ou sans contrainte normale.

Parallèlement, les méthodes non-destructives caractérisant l'interface des chaussées sont également utilisées. Ces techniques sont basées sur la propagation des ondes de fréquence supérieure à 20 Hz. Les quatre techniques les plus utilisés sont [33] : l'essai Portable Seismic Pavement Layer (PSPA), l'essai Colibri, l'essai Hammer et l'essai Falling Weight Deflectometer (FWD). Plus récemment, la méthode de mesure de champs (*DIC– Digital Image Correlation*) est également développée afin d'observer le développement des fissures dans les enrobés bitumineux [34] [35]. Cette méthode a été appliquée par l'équipe de recherche de l'université de Limoges pour étudier le comportement d'interface des couches d'enrobé [36].

La résistance mécanique de l'interface peut être obtenue en utilisant deux techniques [37] : La liaison adhésive et la liaison mécanique (en créant des engravures). La première technique consiste à placer une couche d'accrochage (émulsion de bitume ou de bitume modifié par polymère ou non-modifié à haute température. Par contre, une interface de mauvaise qualité peut conduire à terme à un décollement puis aux différents endommagements prématurés avec un glissement entre les couches, des fissures de type top-down et des fissures de fatigue et le délaminage [38] [39] [40] [41]. Ces types de dégradation peuvent réduire la durée de vie des chaussées de 25% à 50% [38] [42] [43]. Les causes d'une interface de mauvaise qualité ne sont pas encore complètement bien définies mais Canestrari a présenté les principaux facteurs [33]:

- le type de matériau de la couche d'assise
- le faible compactage au niveau des couches d'assise ou de fondation
- la ségrégation dans la couche de base à cause des granulats de grande taille et une faible teneur en bitume
- le type de bitume utilisé dans la couche de roulement
- les conditions météorologiques lors de la mise en œuvre : température trop froide en hiver ou trop chaude en été.
- la contamination de la couche du dessous

- l'écoulement d'eau à l'interface
- le mauvais dosage de la couche d'accrochage

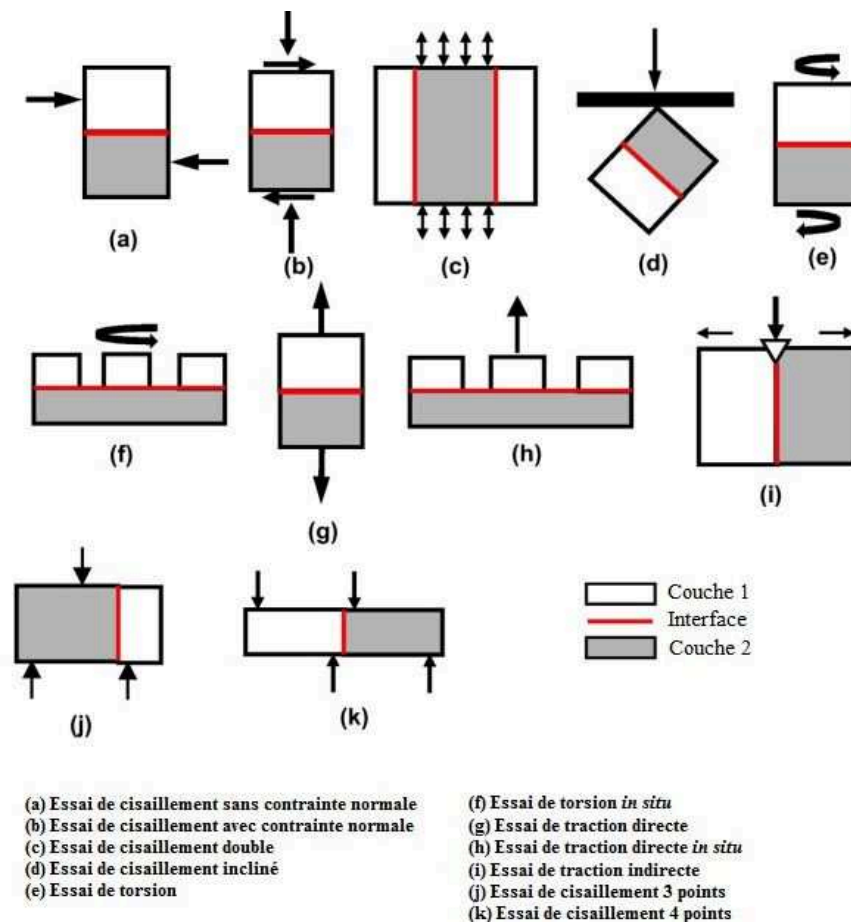


Figure I. 11 : Schéma des différents essais destructifs [32]

Plusieurs travaux visent à étudier l'influence de ces différents facteurs sur les propriétés mécaniques de l'interface. Cependant, il n'existe que peu d'études pour évaluer l'influence de la présence de l'eau liquide sur le comportement de l'interface dont les études de A.Chabot et al [44], de Sholar et al [45] et de Raab et al [46] [47]. A l'aide d'un essai de cisaillement, ces auteurs constatent l'effet néfaste de la présence de l'eau à l'interface. Cette diminution de la qualité de l'interface augmente avec la température de conditionnement dans l'eau :

- Après une période de 70h d'immersion dans l'eau à 40°C, la force de cisaillement à la rupture de l'interface baisse de 2% à 20%
- Après une période de 70h d'immersion dans l'eau à 60°C, la force de cisaillement à la rupture de l'interface baisse de 15% à 25% et le module de cisaillement diminue entre 14% à 30%
- Après 5h d'immersion dans l'eau sous la pression 0,05 MPa, l'interface de la structure avec la couche supérieure de porosité 5% diminue jusqu'à 30% en force de

cisaillement à la rupture et en module de cisaillement. Cette réduction est encore plus importante si la porosité atteint 10% dans la couche supérieure.

- La force de cisaillement et le module de cisaillement sont plus faibles à température ambiante avec un maximum à 0°C.

Néanmoins, on ne recense pas de travaux sur les effets des cycles de gel/dégel au niveau l'interface.

IV. DEGATS HIVERNAUX OBSERVES SUR LES ENROBES BITUMINEUX

Si la méthodologie actuelle permet de bien protéger les sols support contre les effets des cycles de gel et de dégel, on observe encore de nos jours des dégâts hivernaux sur les chaussées française et européenne. Historiquement, l'action de l'eau et le trafic sont considérés comme les causes de désenrobage dans les matériaux bitumineux [48] [49] [50]. Lors des hivers 2005-2007 [51] et 2009-2010 [2] en France, des nid de poules sont apparus sur les couches de roulement à la sortie de la période hivernale comme en témoigne un extrait du rapport de Corté [52] « *Tous les réseaux routiers de la moitié nord de la France : national, autoroutier concédé, départementaux, communaux ont été affectés plus sévèrement que les dernières années, mais de manière inégale à mesure du trafic lourd subi et de la nature et de l'état des chaussées* ». Ces dégradations sont apparues de façon très rapide et sans signe précurseur spécifique [53]. Cependant, aucune étude sur ce type de dégradation n'est recensée dans la littérature.

IV.1 Nature des dégradations hivernales observés

Selon le rapport ministériel [52], les dégradations observées sont essentiellement des nids de poules, localisés ou en chapelet et des arrachements de la couche de roulement ainsi que des fissurations et du faïençage de la couche de surface (figure I.12). Cependant, les problèmes d'orniérage ou les affaissements ne sont guère signalés. L'apparition de tels désordres s'est poursuivie durant toute la période hivernale, favorisée par des périodes alternées de froid et de redoux associé avec des précipitations.

La surface des nids de poules dépasse un décimètre carré et atteint quelques décimètre carrés, la profondeur varie entre 5cm et 12cm, atteint parfois 15cm [51]. Cependant, ces nids de poule atteignent la couche support sans toutefois toucher la couche de fondation. Les investigations réalisées sur les chaussées dégradées [51] [2] montrent que la couche de roulement bitumineuse repose sur deux autres couches bitumineuses fortement dégradées et désagrégées et que les couches d'assise traités au liant hydraulique restent en très bon état (figure I.13). Ces dégradations sont apparues dans un délai très court, de l'ordre de quelques jours, même sous 24h. Les nids de poules sont localisés principalement dans les bandes de roulement, sur un grand linéaire de plusieurs kilomètres [2].



Nids de poules



Pelade

Chapelet de nids de poule

Figure I. 12 : Les principaux types de dégradations hivernales observés sur les chaussées [52]



Figure I. 13 Les éprouvettes carottées sur les chaussées dégradées avec les nids de poules [2]

IV.2 Les causes avancées par les gestionnaires routiers

Dans le rapport ministériel [52], aucun problème n'est constaté au niveau structurel des chaussées durant l'hiver 2009-2010. D'après ce rapport, l'hiver 2009/2010 n'est pas jugé comme un hiver exceptionnel (intensité de précipitation, température minimale et intensité de gel). Les valeurs cumulées d'indice de gel atteint 20 à 35 °C.j, ce qui est très loin des niveaux

record. Par conséquent, l'intensité de gel relevée durant l'hiver 2009/2010 n'est pas suffisamment élevée pour que le front de gel puisse atteindre les sols de support.

Mauduit [53], [2] et Vulcano-Greullet [51] ont relevé quelques points communs au niveau des sections touchées localisées au nord, au nord-est et au centre de la France :

- Relevé des dégradations : la présence préalable des fissures longitudinales et également transversales jusqu'à 30% dans les bandes de roulement. Sur certaines sections dégradées localisées au nord, on a relevé une porosité anormalement élevée de l'ordre de 15% favorisant ainsi les infiltrations de l'eau dans les chaussées. Cependant, la teneur en eau dans les matériaux n'est pas indiquée.
- Conditions météorologiques : il s'agit essentiellement de zones froides avec de forte précipitation (eau et/ou neige) durant l'hiver et avec de la chaleur en été. Plusieurs vagues de froids se sont produits avec des alternances de pluie et de chute de neige.
- La période de gel a duré pendant plusieurs jours et certaines régions ont connu plusieurs épisodes de gel au cours de l'hiver. Il n'est pas exclu que le front de gel ai pu pénétrer dans les premières couches des chaussées.
- Après la période de gel, ces régions ont connu une phase de dégel rapide (redoux au milieu de l'hiver). A certains endroits, plusieurs cycles de gel/dégel ont été enregistrés au cours de la même journée. Il faut mentionner le nombre de passage important des poids lourds durant cette période de dégel.

V. LES CYCLES DE GEL/DEGEL ET L'ENDOMMAGEMENT DES ENROBES BITUMINEUX (EB)

Précédemment, on a abordé le fait que les cycles de gel et de dégel ne sont pas pris en compte dans la formulation des matériaux bitumineux. Les dégradations hivernales observées durant ces dernières nous interrogent sur l'endommagement subi par les matériaux après chaque période hivernale.

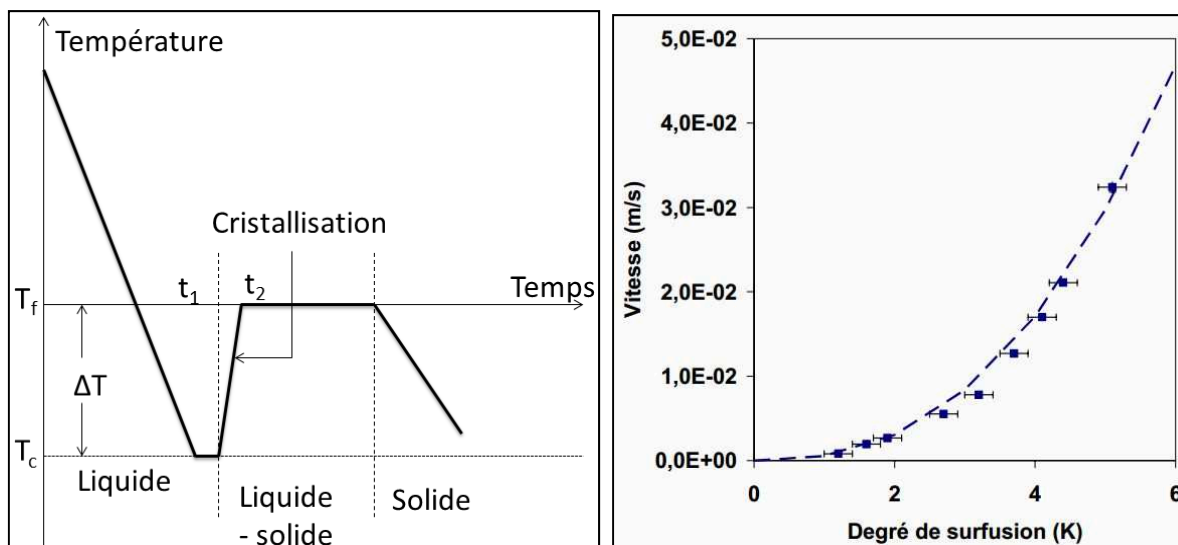
V.1 Les changements de phase de l'eau

L'eau existe dans la nature sous trois formes : liquide, vapeur et solide. Son état dépend de la pression atmosphérique et de la température et du volume. L'eau liquide est formée de molécules H₂O très mobiles. Le changement d'état est un processus thermodynamique où s'opèrent une libération et une adsorption de la chaleur latente provenant de l'environnement immédiat. A la pression atmosphérique, l'eau liquide se transforme en glace lorsque la température est inférieure à 0°C. Le changement de phase de l'eau est le passage d'un état physique stationnaire à un autre pour une pression et une température donnée. La glace ainsi obtenue se présente comme un solide sous forme cristallin avec un volume spécifique égal à 0,92 T.m³. Par conséquent, pour une même quantité d'eau initiale, la glace occupera un volume plus grand de 9% que le volume avant la transformation.

Le phénomène de surfusion se présente lorsque l'eau reste à l'état liquide à température inférieure au point de congélation T_f (cf. figure I.14). La surfusion est un état métastable et il n'évoluera à l'état stable (liquide ou solide) qu'après une perturbation d'intensité suffisante. La température T_c est définie comme la température à laquelle l'eau initialement en surfusion commence à se cristalliser. Le degré de surfusion se déduit comme suit : $\Delta T = T_f - T_c$. Ce degré de surfusion dépend du volume de l'échantillon et de plusieurs autres paramètres [54].

Lorsque la cristallisation se produit à une température T_c , l'eau se transforme en glace et libère de la chaleur sous forme de chaleur latente, c'est un processus adiabatique. Avec l'exemple de l'eau pure, la cristallisation augmente la température du système à une température de fusion T_f si la chaleur latente libérée est suffisante et si l'eau n'est pas trop froide [55].

Une étude expérimentale sur la vitesse de propagation du front de glace a été réalisée par Ribeiro [56] à partir d'un mélange d'eau et d'éthanol dans un tube capillaire de diamètre 2,4 mm. Cette étude montre que la vitesse de propagation du front de glace par cristallisation est très importante et elle augmente avec le degré de surfusion suivant une loi exponentielle (Figure I.14b).



(a) Evolution de la température lors du refroidissement de l'eau

(b) Vitesse de propagation du front de gel en fonction du degré de surfusion

Figure I. 14 : Phénomène de surfusion de l'eau [56]

V.2 Action du gel/dégel sur les matériaux cimentaires et les sols

V.2.1 Les théories usuelles pour les matériaux cimentaires

Lors du gel, l'expansion de 9% en volume de l'eau est considérée depuis longtemps comme le seul facteur principal de la dégradation des bétons cimentaire soumis au gel (Figure I.15). En 1971, Fagerlund [57] a proposé un taux de saturation critique théorique S_{cr} égal à 91,7%. Au-delà de cette valeur, l'augmentation volumique de l'eau en glace provoque une dilatation du matériau.

L'étude menée par Beaudoin et MacInnis [58] sur une pâte cimentaire soumise au gel montre que l'endommagement se produit alors que le liquide se contracte au gel (Figure I.16). Lors de leur étude, les éprouvettes prismatiques cimentaires $2,5 \times 2,5 \times 15 \text{ cm}$ avec le ratio eau-solide de 0,5 sont fabriquées et sont mures à 21°C et à 100% de l'humidité relative. Quelques-unes sont soumises au gel et leurs longueurs sont mesurées simultanément. Les autres éprouvettes sont séchées puis saturées avec le benzène pour obtenir $79,1 \pm 12 \%$ du volume de l'eau évaporée, puis soumises à un refroidissement de $5^\circ\text{C}/\text{h}$. Lors de la diminution de la température, le benzène se contracte et l'eau se dilate. Au niveau des éprouvettes, ils observent un changement anormal de la longueur des éprouvettes non seulement aux éprouvettes avec l'eau mais aussi celles saturées avec benzène.

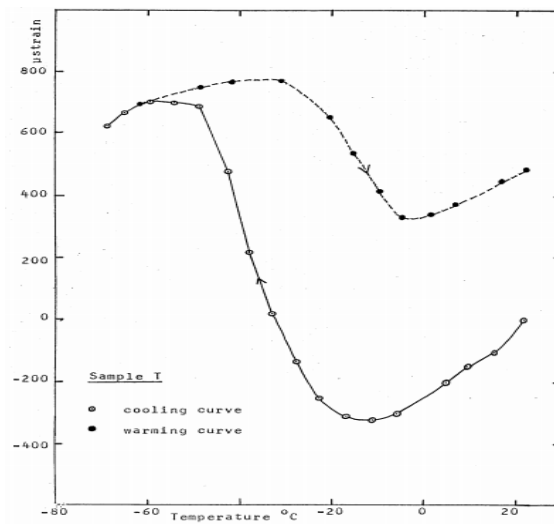
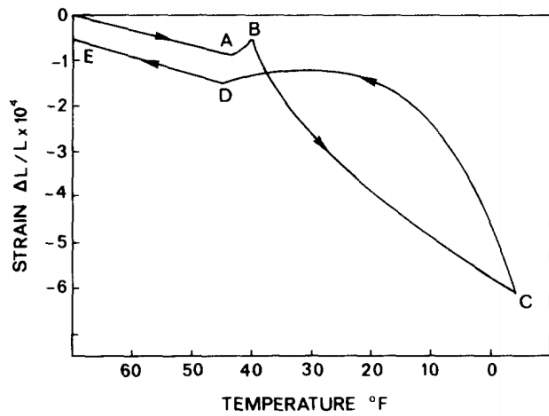
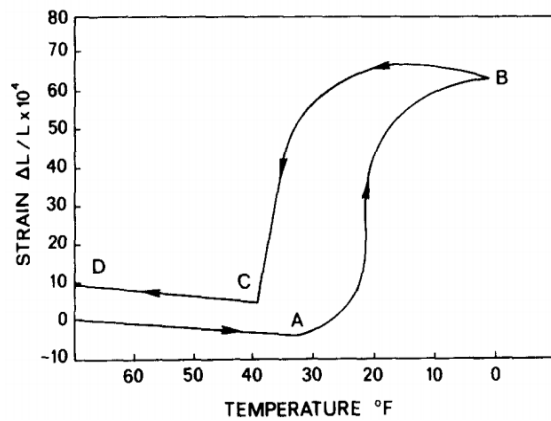


Figure I. 15 : Effet du changement de phase de l'eau sur l'évolution de déformation des bétons cimentaires dans un cycle de gel/dégel [59]



(a) Saturé en benzène



(b) Saturé en eau

OA : Contraction thermique

AB : Thermal contraction + dilatation due à la pression hydraulique + gonflement dû au changement de phase de l'eau

BC : Retrait attribué à la désorption

CD : Dilatation thermique + fonte de glace

DE : Dilatation thermique du squelette

OA : Contraction thermique

AB : Thermal contraction + dilatation due à la pression hydraulique + gonflement dû au changement de phase de l'eau

BC : Dilatation thermique + fonte de glace

CD : Dilatation thermique du squelette

Figure I. 16 : Changement de la longueur des éprouvettes cimentaires contenant de l'eau et le mélange (benzène+eau) soumis aux cycles de gel/dégel [58].

Il existe plusieurs théories pour expliquer les mécanismes d'endommagement des matériaux cimentaires liée à la problématique du gel/dégel :

- On retrouve la théorie des pressions hydrauliques proposée par Powers [60] : Lorsque l'eau contenue dans les pores gèle, l'augmentation volumique se traduit par une occupation de volume supplémentaire dans les pores. Si le milieu poreux atteint le degré de saturation critique, l'eau non-gelée présente dans les pores sera expulsée vers les pores libres ou les pores non-saturés. Si l'eau expulsée est circulée librement, aucune pression hydraulique n'est développée. Par contre, si l'eau doit s'évacuer au travers des membranes fines ou des substances poreuses, la force causée par le mouvement du courant d'eau sera augmentée. On obtient un gradient des pressions hydrauliques créé lors de la circulation de l'eau expulsée. Cette pression hydraulique dépend de plusieurs paramètres : la longueur du parcours de mouvement d'eau expulsée ; le taux de gel, la perméabilité du béton ainsi que la viscosité de l'eau. Si cette force est suffisamment grande, elle peut causer des désordres dans la structure poreuse. Même si cette théorie n'est pas partagée par la communauté scientifique, elle contribue tout de même à expliquer les contraintes internes développées dans le béton. De plus, cette théorie a permis le développement pratique dans l'incorporation de bulles d'air entraînée avec la détermination de la distance entre les bulles pour assurer une protection du béton contre le gel.
- Plus tard, la théorie de la pression hydraulique est remplacée par la théorie de la pression osmotique de Powers et Helmuth [64]. Selon eux, l'eau dans les pores n'est pas pure et la tension superficielle entre l'eau et le squelette doit être prise en compte.

L'eau gèle à une température inférieure à la température de fusion, c'est le phénomène de surfusion. De plus, une fois la température de cristallisation atteinte, l'eau va geler en premier dans les pores les plus gros, puis les plus petits. Dans les pores contenant de l'eau et la solution, la solidification de l'eau (par la rupture de surfusion) cause l'augmentation de la concentration des solutions dans ces pores. Ce déséquilibre engendre une pression osmotique qui tente à ré-établir l'équilibre de concentration des solutions entre ces pores contenant de l'eau gelée et les pores voisins avec un mouvement de l'eau non gelée vers la zone gelée. Actuellement, cette théorie est bien adaptée pour introduire la problématique liée au sel de déverglaçage. Il faut noter que l'utilisation des produits de déverglaçage comme le sel induit non seulement des pressions osmotiques mais également un endommagement dans la structure poreuse causé par le choc thermique et les pressions de cristallisation [62] [63] [64].

- Aller plus en détails, Litvan [65] a proposé que la différence entre la pression de vapeur d'eau qui est en surfusion et celle de l'eau liquide force l'eau capillaire et l'eau porale à se vaporiser afin d'équilibrer avec la pression de vapeur saturante d'eau en surfusion.

V.2.2 *Les théories usuelles pour introduire la formation des lentilles de glace dans les sols*

En ce qui concerne les sols soumis au gel, deux théories sont actuellement proposées pour expliquer les mécanismes de formation des lentilles de glace :

- La première est la théorie des pressions capillaires. En 1930, Taber [20] a démontré expérimentalement que l'eau liquide migre vers le front de gel dans les sols fins. Le mécanisme de cette migration d'eau est ensuite expliqué expérimentalement par le modèle avec deux réservoirs d'Everett [66]. L'un contenant de l'eau gelée et l'autre contenant de l'eau liquide, les deux réservoirs sont reliés par un tube capillaire et pilotés par des pistons fins. La force de succion attire l'eau liquide vers le front de gel. D'après le modèle d'Everett, la migration de l'eau et le gel de l'eau peuvent causer des pressions excessives dans le réservoir où l'eau est gelée. Si ces pressions sont importantes par rapport à la rigidité des parois, il se produit un endommagement. D'après les travaux de Peppin et Style [19], cette théorie présente plusieurs défauts en commençant par l'explication du mécanisme de formation des nouvelles lentilles de glace à une certaine distance du front de gel.
- La deuxième théorie est celle de frange de gel proposée par Miller [67] (cf. Figure I.17. Ce dernier suggère que lorsque l'eau est gelée par nucléation, il existe des films adsorbés de l'eau liquide à la surface des particules de sols à l'équilibre avec la glace. Selon Konrad [22], l'énergie libre (ou le potentiel thermodynamique) de ces films non gelée est inférieure par rapport celle de la glace, alors le gradient de succion est développé dans la zone gelée. Par conséquent, ce gradient de succion attire l'eau de la zone non-gelée vers la zone gelée à travers des films d'eau non

gelée et l'eau migrée accumulée contribue à la formation de nouvelles lentilles de glace.

Les théories précédentes sont largement utilisées pour expliquer les dégradations dans les bétons, les sols et les roches soumis au gel et au dégel. Cependant, on remarque que les théories précédentes ne vont pas dans le même sens pour expliquer le mécanisme du mouvement d'eau dans les pores. Néanmoins, ces théories se rejoignent sur l'importance des deux facteurs (la quantité d'eau et de la résistance au mouvement d'eau) sur l'endommagement du béton cimentaire au gel/dégel.

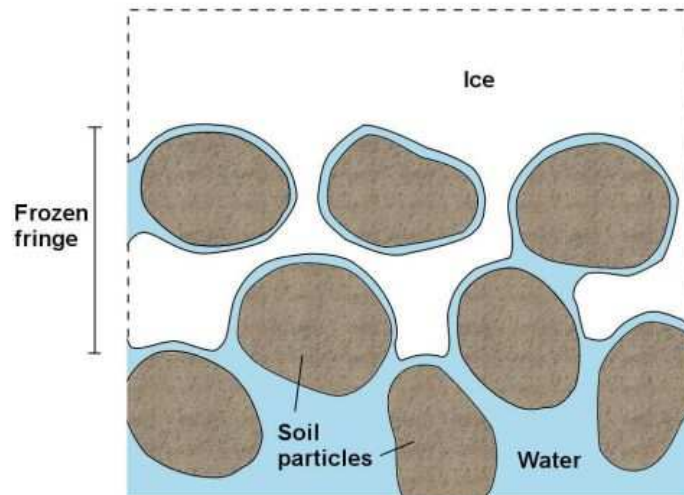


Figure I. 17 : Diagramme schématique de formation des lentilles de glace par la théorie de frange de gel [19]

V.3 L'effet de gel/dégel sur l'endommagement des enrobés bitumineux

L'enrobé bitumineux à l'état sec est peu sensible à la fissuration thermique si la capacité de relaxation des contraintes du matériau reste présente. La présence de l'eau dans l'enrobé apporte un changement notable dans le comportement mécanique du matériau vers les basses températures. Lorsque le front de gel pénètre à partir de l'atmosphère vers la surface de la chaussée, le revêtement bitumineux imbibe préalablement d'eau provenant des averse. Le front de gel pénètre de haut vers le bas, de la surface d'une chaussée vers la couche de surface pour atteindre l'interface avec la couche de liaison, i.e. de la surface vers les couches plus profondes de la chaussée. Il se produit une dilatation dans le matériau en raison de l'augmentation volumique avec le changement d'état de l'eau en glace (+9%).

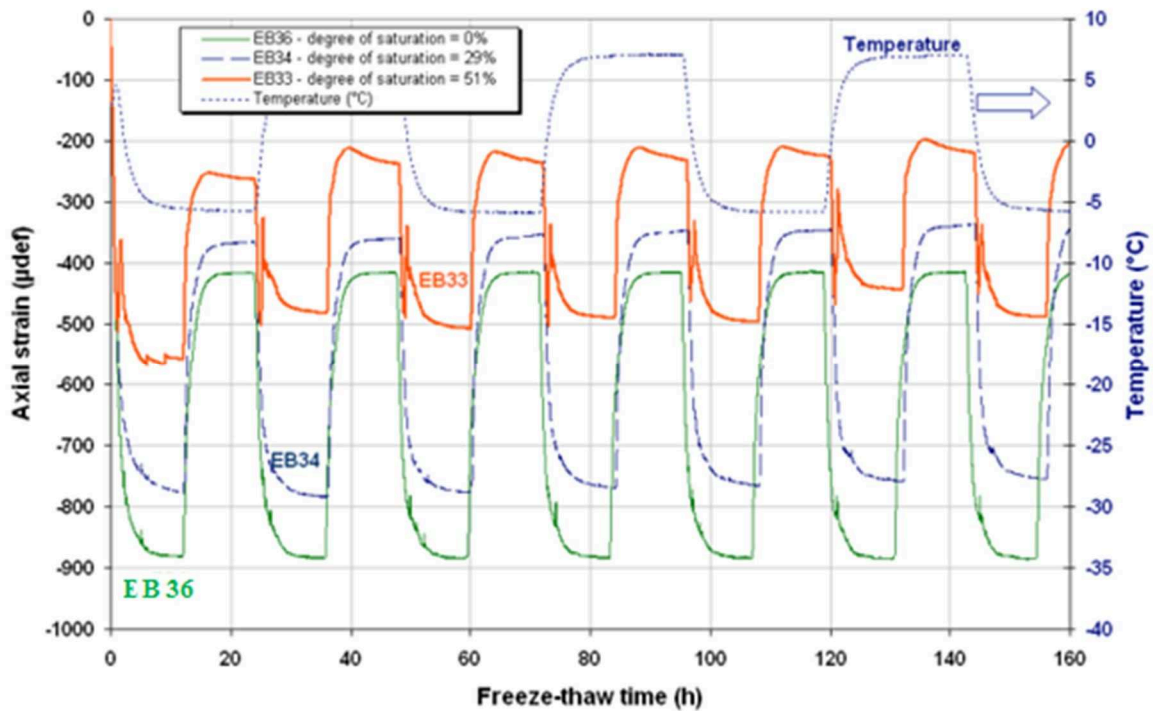
V.3.1 *Le gonflement de l'enrobé bitumineux induit par la solidification de l'eau*

La solidification de l'eau se produit lorsque la température de congélation de l'eau interstitielle contenue dans les pores du matériau est atteinte. Par définition, l'eau pure gèle à une température légèrement inférieure à 0°C. Dans la réalité, la présence du sel de déverglaçage (et/ou autre solutés présents dans l'eau) contribue à faire baisser la température

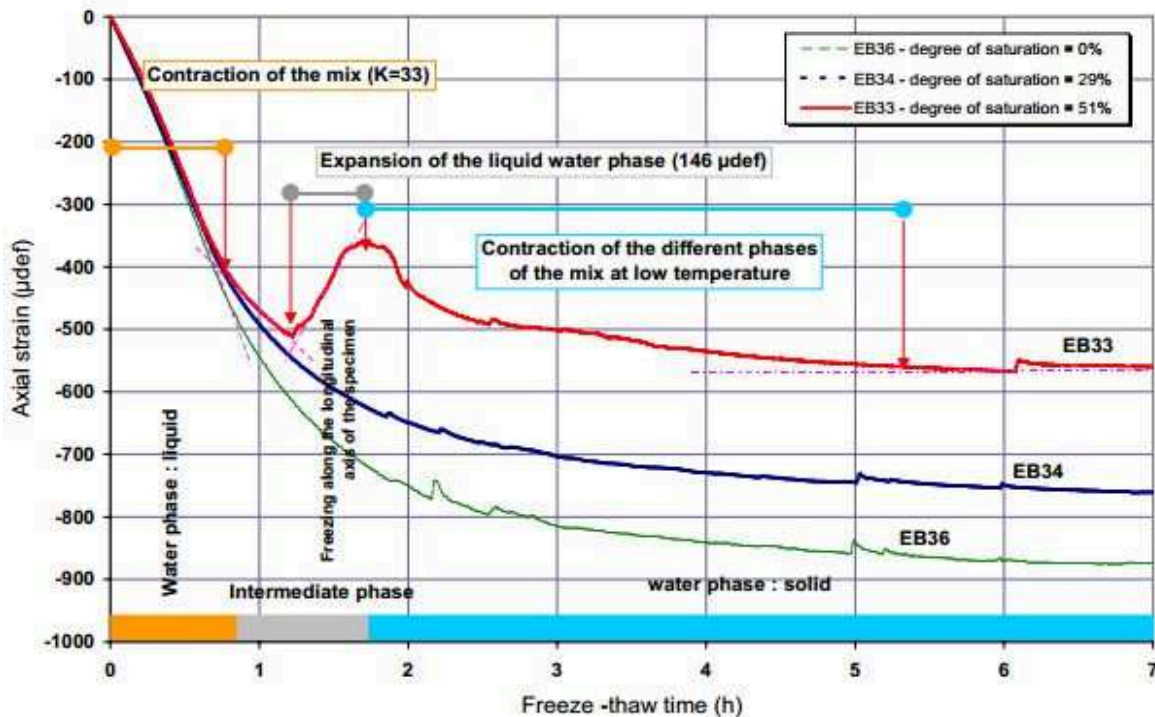
de congélation du fluide. Les forces capillaires contribuent également à faire baisser la température de congélation. Les travaux de thèse de Lamothe [68] montrent que le point de congélation de l'eau dans l'espace poreux dépend du degré de saturation et de la taille des pores ainsi que d'autres facteurs comme l'adsorption, la pression interstitielle, la charge et l'impureté de l'eau dont l'augmentation fait descendre le point de congélation. Les résultats expérimentaux montrent que le point de surfusion de l'eau dans l'enrobé bitumineux est différent à chaque cycle. Ce point varie de $-5,2^{\circ}\text{C}$ à $-0,1^{\circ}\text{C}$ à la surface de l'éprouvette et il varie de $-1,8^{\circ}\text{C}$ à $-0,3^{\circ}\text{C}$ au centre de l'éprouvette. Ces différences de température en surfusion correspondent bien aux observations faites par Bedecarrats [69].

En 2010, à l'initiative de l'Ifsttar et du Laboratoire Régional de Clermont-Ferrand (Cerema), des études sur les effets des cycles de gel et dégel ont été mené pour cerner le comportement mécanique des enrobés partiellement saturés. Les études expérimentales s'appuient sur deux types d'essai : un essai de gonflement libre inspiré des essais de gélimité sur les sols et un essai de module complexe sur éprouvette d'enrobé partiellement saturé.

L'essai de gonflement libre vise à étudier l'évolution des déformations dans le matériau bitumineux partiellement saturé en eau en lors d'un cycle de refroidissement unidirectionnel (front de gel 1D). Au cours du refroidissement, le matériau se contracte d'une manière monotone puis le matériau gonfle durant une période bien déterminé avant de changer de sens pour se contracter à nouveau. Les essais montrent qu'un matériau partiellement saturé à 50% produit un gonflement au cours d'un cycle de refroidissement (Figure I.18). A l'aide d'une jauge de déformation placée dans le sens longitudinal, on mesure une extension de $150 \mu\text{def}$. A l'arrivé du front de gel, la jauge de déformation enregistre une extension qui résulte de la transformation de l'eau liquide contenue dans le matériau en glace. Si l'on reproduit le même essai sur une éprouvette partiellement saturé à 29%, on n'observe pas de gonflement au cours d'un cycle de refroidissement. Cette étude souligne encore une fois la contribution de l'eau dans le phénomène de gonflement.



(a) Comparaison des évolutions de déformation axiale des éprouvettes sèches (EB36) et saturées (EP33&34) soumises des cycles de gel/dégel (EP33 de porosité $n = 9.2\%$ et du degré de saturation $S_r = 51\%$; EP34 $n = 9.2\%$ et $S_r = 29\%$; EB36 –sec).



(b) Zoom aux premières heures

Figure I. 18 : Evolution de la déformation axiale au cours du refroidissement pour une éprouvette avec $n = 9.2\%$ et $S_r = 0\%, 29\%$ et 51% [70]

Des mesures similaires ont été réalisées par Lamothe [71] avec des éprouvettes soumises à des cycles de gel/dégel (température variante de 10°C à -18°C) dans une enceinte thermique (front de gel isotrope 3D). La déformation de gonflement atteint 250 μdef avec des éprouvettes saturées à 76%. Lors du dégel, la contraction due à la transformation de la glace en eau liquide se traduit par une déformation de l'ordre de 96 μdef , soit 2,6 fois moins que la déformation lors de la transformation inverse. Cet auteur s'intéresse également l'effet de la présence de l'eau saumâtre à l'évolution de la déformation de l'enrobé partiellement saturé au gel. Dans cette étude, des éprouvettes sont saturées avec de l'eau contenant de la saumure avec deux concentrations (7% et 14%). Aucun gonflement n'est mesuré au cours des essais de gel alors que la fusion de l'eau saumure est mesurée à une température de -10,7°C et -14,7°C au cœur de l'éprouvette pour les concentrations de saumure de 7% et 14% respectivement.

Le deuxième test concerne l'essai du module complexe de l'enrobé bitumineux partiellement saturé. La représentation dans le plan Cole-Cole (cf. Figure I.19) montre un effet significatif du gel sur le module complexe pour les isothermes négatives. La transformation de l'eau contenue dans les pores en glace permet un gain de rigidité de l'ordre de 10%. Sur la plage des températures positives, on ne remarque pas d'écart entre l'enrobé sec et l'enrobé partiellement saturé.

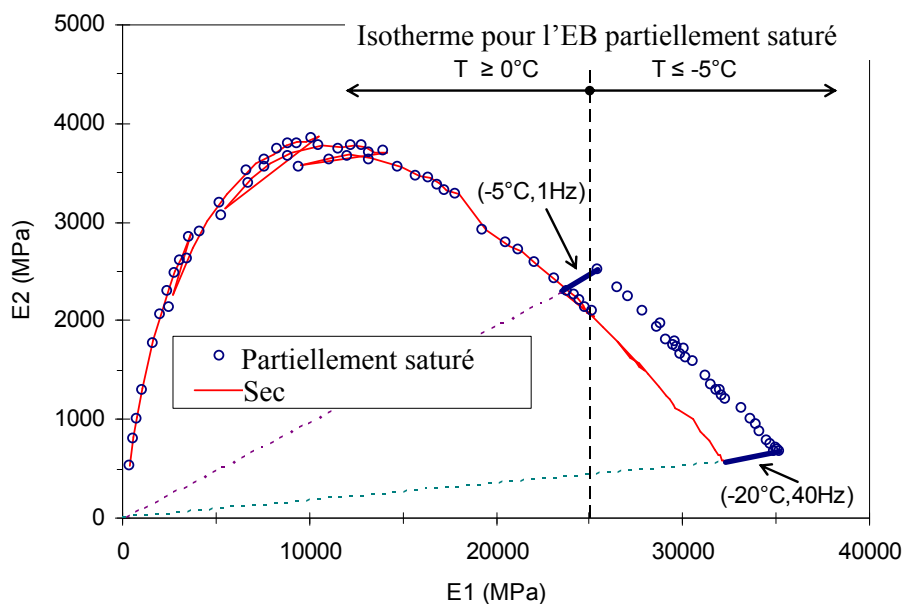


Figure I. 19 : Visualisation de l'effet du gel sur le module complexe des enrobés ($S_r = 70\%$) [72]

V.3.2 Endommagement des enrobés soumis à des cycles de gel/dégel

Il n'existe que peu d'étude sur l'influence des cycles de gel et de dégel sur le module complexe de l'enrobé bitumineux à différents degrés de saturation. On peut citer les travaux de Mauduit [72] pour évaluer le gonflement libre des éprouvettes partiellement saturées soumises à des cycles de gel /dégel et l'étude menée par Lamothe [68] sur l'évolution du module complexe avec les cycles de gel/dégel sur des échantillons partiellement saturés en eau avec et sans saumure. Dans cette dernière étude, les modules statiques et vitreux normalisés de l'enrobé bitumineux sec diminuent après quelques cycles de gel/dégel. Cette diminution est plus importante lorsque le matériau est partiellement saturé en eau. Par contre, l'eau saumure contribue à réduire cette diminution. La figure I. 20 montre la diminution du temps de relaxation τ normalisé avec les cycles de gel/dégel. Le terme « normalisé » signifie le rapport entre le τ des éprouvettes subites des cycles de gel/dégel avec celles à l'état initial

Prenons les résultats des éprouvettes partiellement saturées (77%-79%). On reporte les valeurs des trois essais réalisés (initial, après 10 cycles et après 100 cycles) dans le plan Cole-Cole (cf. Figure I.21). On peut apprécier l'évolution du module complexe de l'enrobé bitumineux après 10 et 100 cycles de gel/dégel. Cette évolution est significative et traduit manifestement un endommagement de la structure interne du matériau. Comparativement, le matériau sec n'est quasiment pas affecté par les cycles de gel et dégel.

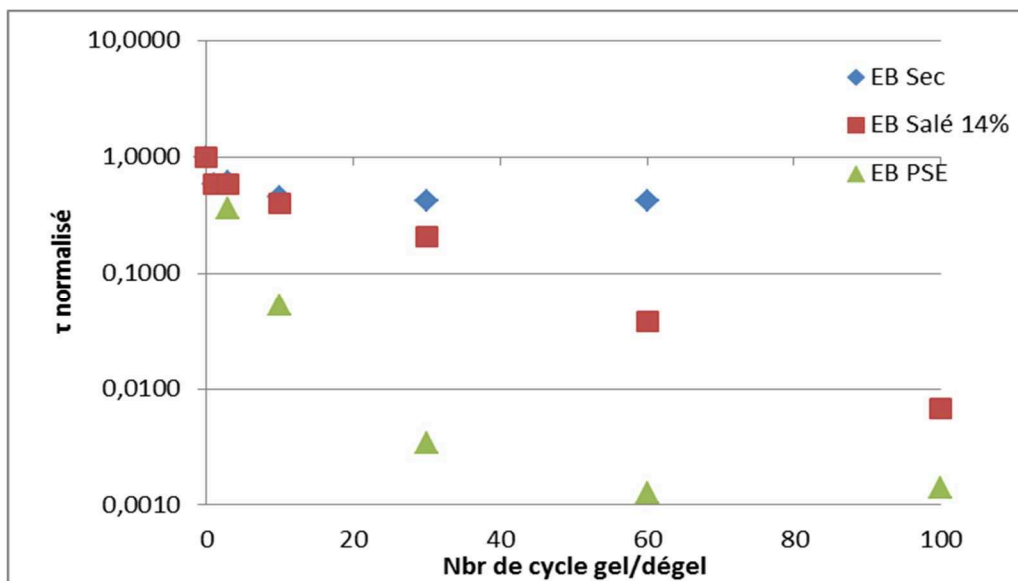


Figure I. 20 : Effet nombre de cycles de gel/dégel sur l'évolution du temps de relaxation normalisé à +4,7°C [68]

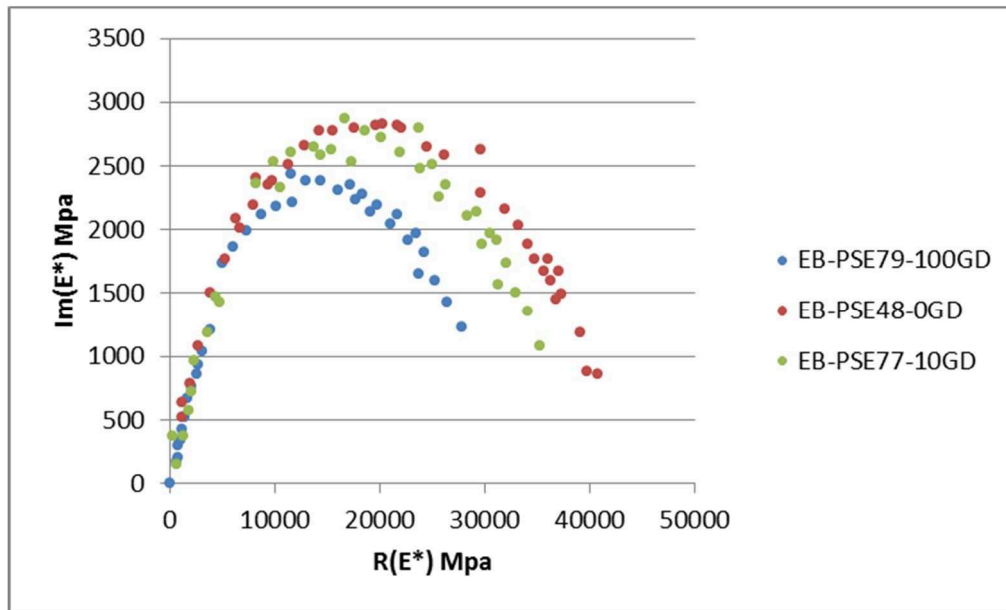


Figure I. 21 : Effet d'endommagement des enrobés saturés en eau et soumis des cycles de gel/dégel dans le plan Cole-Cole. (EB-PSE79-100GD = Enrobé bitumineux partiel saturé en eau 79% soumis 100 cycles de gel/dégel). [68]

V.3.3 Effet des cycles de gel/dégel sur les propriétés thermomécaniques des enrobés

Il n'existe que peu de travaux significatifs sur l'effet des cycles de gel/dégel sur les propriétés des enrobés bitumineux dont les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous. Les conditions de l'essai diffèrent mais on notera que les travaux aboutissent à la même conclusion : les effets néfastes du nombre de cycle de gel/dégel sur les propriétés thermo-poro-mécaniques des enrobés. Selon le tableau ci-dessous, on constate alors que pour les mêmes conditions de l'essai :

- Enrobé partiellement saturé subi un endommagement contrairement à l'enrobé équivalent sec
- L'endommagement est proportionnel au degré de saturation
- La porosité du matériau croît avec les cycles de gel/dégel alors que la rigidité diminue avec les cycles.
- Une porosité initiale importante favorise l'endommagement

Dans l'étude de Lamothe [68], l'échantillon ayant subi une étape de re-saturation après un cycle de gel/dégel, verra une augmentation de degré de saturation voire même une sursaturation de l'éprouvette après le deuxième et troisième cycle de gel/dégel. Ces changements se traduisent par des fissures dans le matériau qui favorisent la pénétration de l'eau et les phénomènes de la cryosuccion. Très récemment, l'équipe de l'université de Clermont Auvergne [73] a utilisé des méthodes optiques telles que la Méthode de la Grille et la Corrélation d'Images Numériques pour mesurer les coefficients de contraction/dilatation thermiques des enrobés saturés avec agrégats soumis à 3 cycles de gel/dégel. Au dégel, alors

que l'enrobé se dilate, ils ont observé des contractions due à la fusion de la glace se produisant dans les pores, surtout localisées dans le mastic. A ces endroits, l'eau peut s'infiltrer d'avantage lors de la saturation (ou re-saturation) après chaque cycle de gel/dégel.

Tableau I 2: Effets de cycles de gel/dégel sur les propriétés thermo-poro-mécaniques des enrobés bitumineux.

Paramètres/ Auteurs	Conditionnement des échantillons	Principaux résultats obtenus
Variation des vides [74] [75] [76] [77]	- Porosité : 4,8-6,2% - Etat hydrique : Saturation sous vide à 98kPa pendant 15mn - Conditionnement de gel/dégel: gèle dans l'air puis dans l'eau à -18°C pendant 16h, dégel à 25°C (ou à 60°C) pendant 12h - Méthode : Tomographie Rayon X	- Augmentation du volume des vides / vides communicants après 30 cycles: 2,3% à 2,6% - Augmentation relative après chaque cycle: <ul style="list-style-type: none"> • 1,3 à 2,1% de porosité globale • 0,05 à 0,12% de vide communicant - Augmentation 4 fois supérieure de la porosité des éprouvettes saturées à 100% comparativement aux éprouvettes saturées partiellement à 60% - Loi de l'augmentation de porosité : $y = 0,0646f + 0,4533$ avec $R^2=0,9763$; et f = nombre de cycle de gel/dégel
	- Porosité : 2,1-3,3% - Etat hydrique : Sec - Conditionnement de gel/dégel : pas d'information précise fournie par les auteurs	Après chaque cycle de gel/dégel - Augmentation relative du volume de vide : 2,83 ±0,04% - Diminution relative du volume des vides des agrégats remplis par le bitume : 0,61±0,37% - Augmentation relative du volume des vides des agrégats est de 0,47±0,29%
Quotient Marshall [77]	- Porosité : 2,1 à 3,3% - Etat hydrique : Sec - Conditionnement : pas d'information précise fournie par les auteurs	- Le quotient Marshall diminue 77 % après 24 cycles - La diminution relative du quotient Marshall est de 5,4±2,8% après chaque cycle
Fatigue et module de rigidité [78] [79]	- Porosité : 5,5±0,5% - Etat hydrique : sec - Conditionnement : Température à -5°C pendant 16h et puis à 30°C pendant 8h à l'humidité relative de 40% - Moyen d'essai : Essai de flexion sur 4 points : AASHTO T321 ou NF EN 12697-24	- Le module de rigidité diminue fortement durant les 20 premiers cycles - La diminution relative de de la durée de vie en fatigue est de 37% après 20 cycles - La diminution relative du module de rigidité est de 17% après 20 cycles Loi exponentielle de diminution de: - Durée de vie : $L = 69270 \exp(-0,036f)$ avec $R^2=0,6327$ - Module : $S = 10^6 \exp(-0,008f)$ avec $R^2=0,9042$; f est le nombre de cycle

Rapport ITS [76] [78] [79]	<ul style="list-style-type: none"> - Porosité: 4-7% - Etat hydrique : Saturation sous vide à 98kPa pendant 15mn - Conditionnement: gèle à -18°C pendant 16h, dégel à 60°C pendant 12h 	<ul style="list-style-type: none"> - Le ITSr diminue 63% après 30 cycles G/D, dont une baisse de 53% est observée dès les 10 premiers cycles, -Loi de la diminution de l'ITSr: $y = 11,142 \ln(f) + 25,444$ avec $R^2 = 0,9679$ et $f =$ nombre de cycles
	<ul style="list-style-type: none"> - Porosité : 5,5±0,5% - Etat hydrique : sec - Conditionnement: gèle à -5°C pendant 16h et puis à 30°C pendant 8h et l'humidité relative égale à 40% - Moyen d'essai : Traction indirecte 	<ul style="list-style-type: none"> - ITSr diminue 2,6% après 20 cycles gel/dégel - Statistiquement, le nombre de cycles de gel/dégel n'a pas d'effet significatif sur le rapport ITSr des éprouvettes à l'état sec testées jusqu'à 150 cycles de gel/dégel
Module en compression et module résilient [80]	<ul style="list-style-type: none"> - Porosité : pas d'information fournie par les auteurs - Etat hydrique : sec - Conditionnement : gèle à -25°C pendant 12h ; dégel à +25°C pendant 12h - Température d'essai : 15°C - Moyen d'essai : essai de compression uniaxiale par la presse MTS 	<ul style="list-style-type: none"> Après 14 cycles GD : -Le module en compression diminue de 2.1MPa à 1,8MPa, soit 15,6% -Le module résilient diminue 18,7% Loi d'évolution du module de compression : $y = 2,0964 \exp(-0,014f)$ avec $R^2=0,9562$ Loi d'évolution du module résilient : $y = 750,98 \exp(-0,015f)$ avec $f =$ Nombre de cycle et $R^2 = 0,8541$
Module de rigidité en flexion d'un barreau de bitume [78]	<ul style="list-style-type: none"> - Etat hydrique : sec - Conditionnement: gèle à -5°C pendant 16h puis à +30°C pendant 8h et l'humidité relative égale à 40% - Température d'essai : -10°C - Moyen d'essai : BBR (AASHTO T313) 	<ul style="list-style-type: none"> - Le module de rigidité du bitume diminue de 51,1% après 20 cycles G/D - Loi d'évolution $y = 35 \exp(-0.03f)$ avec $f =$ Nombre des cycles et $R^2 = 0,922$
Conductivité et diffusivité thermique [76]	<ul style="list-style-type: none"> - Porosité: 4-7% - Etat hydrique : Saturation sous vide à 98kPa pendant 15mn - Conditionnement: gèle à -18°C pendant 16h, puis dégel à +60°C pendant 12h 	<ul style="list-style-type: none"> - Après 30 cycles, le coefficient de conductivité thermique diminue de 13% et la diffusivité augmente de 10%
Conductivité hydraulique [75]	<ul style="list-style-type: none"> - Porosité : 4,8-6,2% - Etat hydrique : Saturation sous vide à 98kPa pendant 15mn - Conditionnement: gèle dans l'air puis dans l'eau à -18°C pendant 16h, dégel dans l'eau à +25°C pendant 12h 	<ul style="list-style-type: none"> - Après 30 cycles, la conductivité hydraulique augmente de 23% correspondant à une augmentation de la porosité de 1,7% - Le nombre de cycles de gel/dégel augmente linéairement avec la conductivité hydraulique

Tableau I.2: Effets de cycles de gel/dégel sur les propriétés thermo-poro-mécaniques des enrobés bitumineux.

VI. METHODES POUR SUIVRE L'EVOLUTION DE L'ENDOMMAGEMENT DES ENROBES BITUMINEUX VIS-A-VIS A L'EAU ET DES CYCLES DE GEL/DEGEL

Le gestionnaire routier s'assure de l'optimisation du matériau bitumineux et de la qualité à la construction. Durant la mise en service, la chaussée est soumise à des conditions climatiques variables avec une alternance de pluie et des cycles de gel/dégel. La présence de l'eau dans le corps de chaussée constitue un facteur aggravant contribuant aux désordres hivernaux. Afin de se prémunir de ce type de dégradation, les recherches actuelles visent à : (i) limiter la pénétration de l'eau dans le corps de chaussée au-delà de la couche de roulement s'il s'agit d'un enrobé drainant posé en surface (ii) améliorer les propriétés physicochimiques des enrobés vis-à-vis de l'eau et des cycles de gel/dégel.

Optimisation du mélange et porosité initiale : Lors de la conception, la géométrie de la structure et la pente du revêtement sont définies de manière à assurer un drainage efficace de l'eau avec une évacuation sur le côté de la bande d'arrêt d'urgence. Le changement de devers doit être soigneusement exécuté sur place afin d'éviter une stagnation de l'eau. En France et en Europe, le recours aux matériaux drainants en couche de roulement a permis d'offrir un confort de conduite et une sécurité aux usagers. Cependant, l'utilisation des enrobés drainants complique le travail des gestionnaires routiers dans les zones où le gel est fréquent durant la période hivernale. Son utilisation est déconseillée sans utilisation spécifique [81]. L'utilisation des enrobés moins poreux avec salage semble résoudre les problèmes d'apparition du gel à la surface et limite la pénétration de l'eau du moins au jeune âge dans la couche de roulement. L'équipe de Pan [76] ont mené une étude sur plusieurs échantillons secs de porosité croissante : 4-4,5% ; 5-5,5% ; 6-6,5% et 7-7,5%. Les échantillons secs sont soumis à des cycles de gel/dégel. Précisément, après 30 cycles de gel/dégel, l'ITSR de l'enrobé avec la porosité la plus faible (4-4,5%) passe de 1,4MPa à 0,75MPa (soit une diminution relative de 46%). La résistance mécanique pour l'enrobé avec la porosité la plus élevée (7-7,5%) soumis aux mêmes conditions de conditionnement passe de 1,1MPa à 0,5 MPa (soit la diminution relative de 54%). Cette comparaison signifie que avec un nombre de cycle de gel/dégel relativement limité, l'influence de la porosité à la rigidité de l'enrobé vis-à-vis des cycles de gel/dégel reste faible. L'étude de Xu [74] vise à suivre l'évolution du volume des vides avec les cycles de gel/dégel de deux matériaux bitumineux partiellement saturé avec l'eau: un enrobé drainant dont la porosité initiale est de l'ordre de 20% et un enrobé classique avec une porosité de l'ordre de 4,8-6,5%. Après 30 cycles de gel/dégel avec une variation de température de -18°C à 25°C, ces auteurs observent une augmentation relative d'environ de 48% du volume de vides pour l'enrobé de porosité 4,8-6,5%. Par contre, la porosité l'enrobé drainant à la même condition augmente dans une proportion moindre de 22%. Il s'agit également d'une teneur en liant optimale lors de la formulation de l'enrobé bitumineux. L'étude de Si [83] évalue l'effet des cycles de gel/dégel avec une variation de température de +25°C à -25°C sur l'évolution du module résilient des enrobés bitumineux avec les différentes teneurs en liant : 4,5% ; 5% ; 5,5% ; 6% et 6,5%. Après 14 cycles de gel/dégel, leurs résultats montrent que l'enrobé avec 5% et 5,5% de la teneur en liant donne le module résilient le plus important. Quantitativement, après 14 cycles de gel/dégel, le module résilient de l'enrobé

avec 4,5% ; 5% ; 5,5% ; 6% et 6,5% sont respectivement environs de 355MPa ; 640MPa ; 650MPa ; 480MPa ; 400MPa.

Amélioration des propriétés physico-chimiques des constituants : le choix des constituants revêt une importance cruciale vis-à-vis des problèmes de sensibilité à l'eau du mélange. Classiquement, l'ingénieur élabore une formule en utilisant les matériaux locaux disponibles à proximité. Il prendra en compte les performances mécaniques à atteindre et le type de climat du site envisagé. Pour atteindre les spécifications techniques, l'ingénieur a recours à des additifs pour améliorer l'adhésivité du couple granulat/bitume. La cohésion est apportée par les propriétés physico-chimiques du liant. L'utilisation des additives pour améliorer l'adhésivité constitue la solution la plus répandue. Les additives peuvent être soit ajoutés aux granulats soit présents dans le bitume [85]. Par ordre décroissant en tonnage, on retrouve de la chaux hydratée très utilisée aux Etats-Unis et en Europe, les ions métalliques surfactants (nanomatériau de Al_2O_3 ou Fe_2O_3), les agents de couplage au silane et les polymères (silicone) [86]. Ces additives peuvent être utilisés séparément ou ensemble [84]. Il existe également un additif sous forme liquide avec une composition chimique de groupe amine qui contribue à réduire la tension surfacique et à améliorer l'adhésivité entre le bitume et le granulat [88].

La chaux hydratée diminue également la tension inter-faciale entre le bitume et l'eau pour améliorer l'adhésivité [86]. Même si l'additif contenant le groupe amine est moins cher que la chaux hydratée, le traitement à la chaux hydratée reste plus intéressant si l'on tient compte du ratio prix/durée de vie. Christensen [87] montre que la performance des enrobés traités avec la chaux hydratée est bien meilleure que celui avec l'additif contenant le groupe amine. Dans le chapitre IV, on abordera le comportement des enrobés bitumineux traités à la chaux hydratée vis-à-vis des cycles de gel/dégel.

CONCLUSION

Durant les derniers hivers dont l'hiver 2009/2010 qui a marqué les esprits, les gestionnaires routiers ont relevé un type de dégradation devenu majeur avec l'apparition des nids de poule dans un laps de temps très court avec départ de matériaux en plaque. Globalement, le comportement des structures de chaussées a été satisfaisant. Cette constatation n'est pas surprenante lorsque nous savons que la rigueur du froid a bien été prise en compte dans la méthode de dimensionnement des chaussées et que les sols support sont bien protégés. Les dégradations hivernales sont d'une autre nature et ne concernent que la partie supérieure de la chaussée. Les récentes investigations menées par l'Ifsttar et le Cerema confirment bien le rôle joué par le l'eau couplé avec les variations de la température autour du zéro Celsius dans les enrobés bitumineux de porosité moyenne (entre 6 et 12%). Les directives pour améliorer l'adhérence ont permis le développement des techniques routières d'enrobés ouverts (BBTM, BBUM, BBME, BBM, etc.) au détriment de matériaux plus fermés comme le BBSG. L'accumulation des hivers humides a favorisé une exposition sévère des matériaux ouverts avec un grand nombre de cycles de gel/dégel pouvant atteindre en moyenne 40 cycles à chaque hiver. Les dégradations sont localisées essentiellement dans la zone H3 à hiver assez rigoureux et la zone H4 à hiver rigoureux sur des itinéraires comportant un enrobé ouvert dont l'âge est supérieur à 3 ans. Ces conditions d'exposition ne sont pas correctement prises en compte dans les méthodes de formulation actuelles en France et ailleurs.

Les circonstances d'apparition de ces dégradations nous conduisent à bien faire la distinction entre un premier mécanisme rapide (quelques heures) d'apparition de nids de poule et de départ de matériau à la surface et un deuxième mécanisme d'endommagement plus long (quelques mois à quelques années) qui se produit en présence de sollicitations liées au trafic et au vieillissement du matériau (ensoleillement, etc.). Certes, il existe une littérature assez riche sur le gel dans les bétons et les sols avec des avancées pratiques (loi de comportement, interprétation des mécanismes et solutions pour réduire les effets néfastes liés aux cycles gel/dégel). Parallèlement, on constate que les travaux sur les matériaux bitumineux sont relativement plus récents et la littérature est moins abondante. Des résultats obtenus jusqu'à maintenant nécessitent quelques approfondissements. Sur les premières campagnes d'essai menées en laboratoire, les résultats obtenus montrent les effets très significatifs liés au changement de phase de l'eau lors des cycles de gel/dégel sur le comportement des enrobés bitumineux. Sur la base d'un nombre très limité de publications trouvées sur le comportement mécanique des enrobés bitumineux partiellement saturés, une synthèse a été proposée dans ce chapitre. Les résultats expérimentaux montrent globalement une augmentation significative de la porosité des enrobés avec les cycles de gel/dégel. Cette évolution de la structure interne du matériau se traduit par une diminution de la rigidité et de sa durée de vie en fatigue. Durant les périodes humides, cette modification entraîne une accélération de la pénétration de l'eau et modifie négativement les propriétés thermiques/hydrauliques des enrobés. Dans le même registre de recherche bibliographique, il y a lieu de souligner le manque de données ou d'informations sur les effets des cycles de gel/dégel et du changement de phase de l'eau à l'interface des couches de chaussées.

Pour les nouveaux chantiers, les gestionnaires routiers ont recours à des solutions techniques avec l'ajout d'additifs pour limiter la sensibilité à l'eau, le renforcement de la couche accrochage, le respect strict de la compacité en place, apporter un soin aux joints longitudinaux, etc.

Concernant l'entretien des chaussées existantes, les ingénieurs routiers soulèvent deux questions : Comment réparer les chaussées endommagées ? Quelle sont les risques d'apparition de nouvelles dégradations sur des zones non encore affectées ?

Avant de proposer des solutions opérationnelles au problème rencontré, il est nécessaire de comprendre le ou les mécanismes d'apparition de l'endommagement dans un laps de temps aussi court. Lorsque le phénomène aura été bien identifié et compris, il conviendrait de d'inclure : i) une démarche dans la méthode de formulation pour évaluer la résistance d'un matériau donné vis-à-vis des cycles de gel/dégel ii) la prise en compte du fonctionnement des interfaces soumises aux conditions hivernales particulières iii) un entretien préventif sur les chaussées existantes qui reste vulnérables dans certaines régions en France iv) des règles de conception pour prévenir le risque de stagnation de l'eau à la surface.

Pour tenter de répondre à ces nombreuses questions, ce travail de thèse vise dans un premier temps à cerner la réponse mécanique du matériau partiellement saturé à partir d'un ensemble d'essais expérimentaux bien élaboré. L'analyse des résultats permettra de déduire une loi constitutive prenant en compte le caractère thermo-viscoélastique de l'enrobé associant son état hydrique avec la phase d'eau. On poursuivra le travail de recherche par un traitement numérique de la loi constitutive et une mise en œuvre dans un code aux éléments finis afin d'étudier les champs de déformation et de contrainte face à une propagation du front de gel.

Chapitre II : Comportement thermo-mécanique d'un matériau bitumineux partiellement saturé en eau et soumis au gel/dégel

INTRODUCTION

Ce chapitre aborde l'étude expérimentale pour cerner le comportement thermo-poro-mécanique des enrobés bitumineux, partiellement saturé d'eau et soumis aux cycles du gel et du dégel. L'objectif visé est de quantifier le gonflement lors du gel et l'interaction entre le gonflement et le caractère viscoélastique du matériau. Nous examinerons l'incidence du degré de saturation sur la réponse en fluage et en relaxation du matériau.

Afin de mener à bien cette investigation, deux protocoles expérimentaux ont été mis en place en laboratoire. Le premier protocole repose sur un essai réalisé à déformation libre où l'éprouvette est soumise à des variations de température autour du zéro Celsius. Ce protocole permet de quantifier l'effet du changement de phase de l'eau porale lors du gel puis lors du dégel sur la déformation de l'éprouvette. Les échantillons seront munis de jauges de déformation. On appliquera ce premier protocole sur une éprouvette à l'état sec pour servir de point de comparaison. D'autres mesures seront également réalisées sur des éprouvettes identiques préalablement préparées pour contenir de l'eau à l'intérieur des pores. On utilisera le degré de saturation pour indiquer la quantité d'eau présente dans l'échantillon. Les éprouvettes sont placées librement dans une enceinte thermique et soumises à une variation de température autour du 0°C. Le deuxième protocole repose sur deux essais de résistance en contrainte pour évaluer les performances du matériau en présence de l'eau gelée. Le premier test est l'essai de retrait empêché et le deuxième test est l'essai de traction uniaxiale, adaptés de la norme européenne *NF EN 12967-46*. La comparaison des résultats obtenus entre un matériau sec et un matériau saturé permettra de caractériser l'effet du changement de phase de l'eau porale sur le comportement mécanique. Les enrobés étudiés dans ce chapitre ont été saturés selon une procédure spécifique explicitée plus loin. L'effet des cycles de gel/dégel sur l'endommagement est également abordé au travers de la variation sur le module complexe de l'enrobé et du taux de saturation après une série de cycles de gel/dégel.

Le chapitre II se compose de trois parties. Dans la première partie, on présentera brièvement les caractéristiques des matériaux utilisés pour les besoins des essais. Dans la deuxième partie, on décrira les deux protocoles d'essai permettant de cerner le comportement mécanique de l'enrobé en déformation et en contrainte. Dans la troisième partie, on complétera ce chapitre par les résultats obtenus avec les deux protocoles d'essai en prenant en compte comme base de comparaison la réponse du matériau à l'état sec.

I. CARACTERISTIQUES DU MATERIAU UTILISE

Dans ce travail de thèse, le choix du matériau repose sur la possibilité de faire varier la porosité dans une gamme intéressante pour les besoins de l'étude avec une composition fixée du mélange. Une formule granulométrique continue du type BBSG 0/14 convient bien à ce type d'étude où on se focalise sur l'état hydrique. Les précédentes études [70] et [72] menées conjointement par l'Ifsttar et le Cerema confirment le bon choix de ce matériau pour les études thermo-hydrromécanique. Les granulats proviennent de la carrière La Noubleau. La nature minéralogique de la roche est une diorite. Un bitume pur de grade 35/50 provenant de la raffinerie Total de Donges. Le mélange a été formulé avec 4,55 ppc de bitume (parties pour cent en masse du liant par rapport aux granulats).

I.1 Caractéristiques du liant bitumineux

Les essais de caractérisation du bitume sont réalisés sur la base des essais normalisés suivants :

- L'essai de pénétrabilité 25°C (*NF EN 1426 – Bitume et liants bitumineux : Détermination de la pénétrabilité à l'aiguille*)
- L'essai de Température de ramollissement Bille et Anneau – TBA (*NF EN 1427 – Bitume et liants bitumineux : Détermination du point de ramollissement*).

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Essai réalisé	Résultat de l'essai
Péné 25°C (0,1mm)	40
TBA (°C)	52,2

Tableau II. 1 : Caractéristiques du bitume utilisé

I.2 Caractéristiques des granulats

La composition de l'enrobé étudié, ainsi les densités des fractions granulométriques sont présentées dans le tableau II.2.

Carrière	Fraction	Composition (%)	Masse volumique réelle (g/cm ³)
Noubleau	10/14	24,87	2,890
	6/10	20,09	2,888
	4/6	10,52	2,910
	2/4	9,56	2,863
	0/2	28,69	2,859
Airvault	fines	1,91	2,710

Tableau II. 2 : Composition granulométrique de la formule BBSG 0/14

Le module richesse $k = 3$. La reconstitution granulométrique de l'enrobé a été obtenue à partir de la courbe type BBSG de la méthode de formulation française (figure II.1).

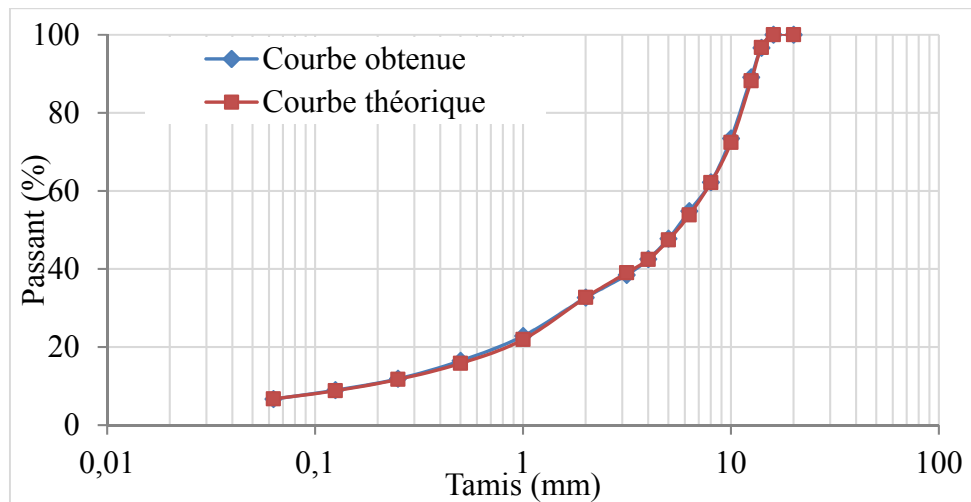


Figure II. 1 : Courbe granulométrique de l'enrobé étudié

I.3 Fabrication des plaques d'enrobé

La fabrication est réalisée à chaud selon la norme *NF EN 12697-35 – Méthode d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, partie 35 : Malaxage en laboratoire*. Les constituants sont préalablement chauffés à 160°C, puis malaxés pendant 2'30'' à 160°C. Les plaques d'enrobé de taille 600 × 400 × 150 mm³ sont fabriquées avec le compacteur de plaque LPC, selon la norme (*NF EN 12697-33 Méthode d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, partie 33 : Confection d'éprouvettes au compacteur de plaque*). Ce processus permet d'obtenir une plaque d'enrobé dont les caractéristiques se rapprochent des matériaux mises en œuvre sur chantier.



(a) Malaxeur Type BBmax 80



(b) Compacteur à pneus Type BBPAC

Figure II. 2 : Matériels LPC pour la fabrication des plaques d'enrobé bitumineux

I.4 Caractéristique des éprouvettes obtenues

Les plaques d'enrobé sont ensuite sciées et carottées pour obtenir les éprouvettes cylindriques conformes aux indications des normes des essais réalisés. La masse d'éprouvette est mesurée pour déterminer sa masse volumique apparente. Cette étape, permet ensuite de déterminer leur porosité selon la méthode géométrique de la norme *NF EN 12697-29 Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud, partie 29 : Détermination des dimensions des éprouvettes d'enrobés hydrocarbonés*. L'homogénéité de la plaque sera contrôlée à l'aide du banc gamma selon la norme *NF EN 12697-7 Méthode d'essai pour des mélanges hydrocarbonés à chaud, partie 7 : Détermination de la masse volumique apparente des éprouvettes bitumineuses par les rayons gamma*.



Figure II. 3 : Banc gamma densimétrique

II. METHODOLOGIE DES ESSAIS

II.1 Saturation des éprouvettes de l'enrobé bitumineux

Au préalable, les éprouvettes d'enrobé sont placées dans une cuve remplie d'eau. Le récipient fermé hermétiquement sera ensuite soumis à un vide poussé. Le taux de saturation est déterminé par différence de la masse entre l'éprouvette à l'état sec et l'éprouvette après la phase de saturation. En faisant varier la dépression et le temps de conditionnement, j'ai réalisé plusieurs tests pour valider la procédure de saturation des éprouvettes donnée ci-dessous :

1. Mesurer la masse sèche de l'éprouvette;
2. Mettre en place les éprouvettes dans la cuve. Puis, on applique une dépression de -84kPa pendant une heure dans l'air pour réaliser le vide d'air ;
3. Immersion progressive de l'éprouvette dans l'eau ;
4. Maintenir la dépression à -84kPa pendant 3 heures (éprouvette totalement immergée) ;

5. Mesurer la masse de l'éprouvette « saturée » et déduire la quantité d'eau contenue dans l'éprouvette.

La masse volumique de l'eau est égale à 1 T/m^3 à température ambiante. Le volume d'eau contenu dans l'éprouvette correspond à la masse d'eau présente dans l'échantillon. On déduit le taux de saturation par la relation suivante :

$$S_r(\%) = \frac{V_{eau}}{V_{vide}}$$

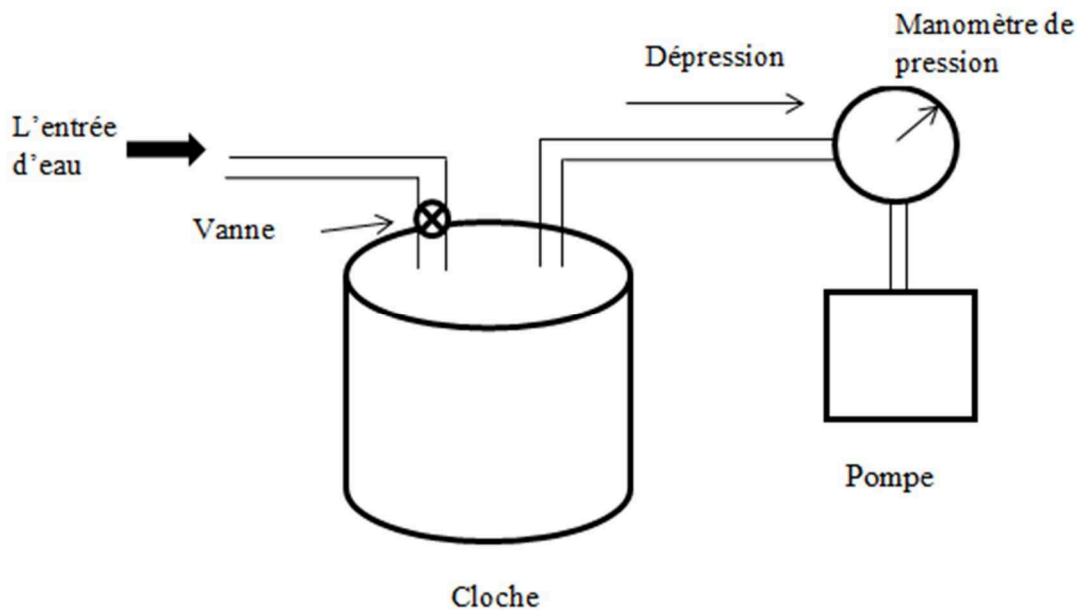


Figure II. 4 Schéma pour décrire le matériel utilisé pour la saturation des échantillons

II.2 Essai de module complexe

L'essai de module complexe est réalisé selon la norme *NF EN 12697-26 Méthode d'essai pour le mélange hydrocarboné à chaud, partie 26 Annexe A : Module de rigidité*. Cet essai repose sur la mesure de la rigidité d'une éprouvette trapézoïdale dans une gamme de température et de fréquence.

Une déformation sinusoïdale est appliquée à la tête d'une éprouvette fixée à sa base sur un socle rigide. La déformation imposée doit être inférieure à une certaine valeur ($50\mu\text{def}$ pour les enrobés bitumineux classiques) afin de rester dans le domaine linéaire. L'essai est réalisé sur un ensemble de 4 éprouvettes, testées à différentes températures : $-10, 0, 10, 15, 20, 30, 40^\circ\text{C}$ et à différentes fréquences : $1, 3, 10, 25, 30, 40 \text{ Hz}$. Pour le dimensionnement d'une structure de chaussée, l'ingénieur exploite uniquement la valeur de module du matériau obtenue à 15°C et 10Hz . Pour chaque couple (θ, f) , on applique une sollicitation durant 30s, au cours duquel on enregistre le déplacement et la force. Ces données permettront ensuite de déterminer le module complexe E^* et l'angle de phase ϕ .



Figure II. 5: Banc d'essai 3MC avec 4 postes

Dans ce travail de thèse, l'essai de module complexe sera largement utilisé afin d'évaluer les caractéristiques du matériau bitumineux à différentes stades. L'idée est d'exploiter les résultats afin d'identifier un endommagement possible en lien avec le conditionnement en fonction de l'état hydrique.

- *Etat initial après obtention des éprouvettes à partir d'une plaque en laboratoire*
- *Après plusieurs cycles de gel/dégel à l'état sec*
- *Après plusieurs cycles de gel/dégel à l'état partiellement saturé*

On a utilisé 8 éprouvettes trapézoïdales déjà testés dans les conditions sèches dont les mesures géométriques et porosités sont déterminées à partir des mesures géométriques en utilisant un appareil dédié. Les résultats sont présentés dans le tableau II.3.

Numéro	Hauteur (mm)	Grande base (mm)	Petite base (mm)	Epaisseur (mm)	Masse (g)	% de vide
109E*	250,2	55,7	24,8	25,2	640	5,42
107E*	250,1	55,6	25	25,1	639	5,58
108E*	250,0	55,7	24,8	25,2	636	5,92
106E*	250,3	55,8	24,9	25,3	642	6,01
104E*	250,5	55,8	25,1	25,2	635	6,18
103E*	250,5	56,1	25,1	25,3	641	6,35
102E*	250,5	55,9	25,1	25,5	643	6,42
110E*	250,2	55,6	25,3	25,3	634	7,42

Tableau II. 3: Caractéristiques des éprouvettes obtenues à partir de la même plaque

Prenant quatre éprouvettes de la plaque avec des porosités voisines (104E*, 106E*, 107E* et 108E*), on considère comme valeurs initiales, les mesures du module complexe des échantillons à l'état sec. Après cette première caractérisation, les éprouvettes sont conservées à 20°C durant une semaine. Puis, elles subissent un conditionnement dans l'eau et sous vide selon le protocole défini plus haut (cf. II.1) afin d'atteindre un taux de saturation significatif. A la sortie de la cuve, les éprouvettes sont enveloppées dans un film plastique afin de conserver l'eau contenue dans les échantillons. Les éprouvettes subissent ensuite une série de 10 cycles de gel et de dégel dans une enceinte thermique avec des paliers de températures entre +10°C et -10°C (cf. Figure II. 6). Après cette phase de conditionnement, on réalise les essais de module complexe afin d'évaluer l'état mécanique des éprouvettes).

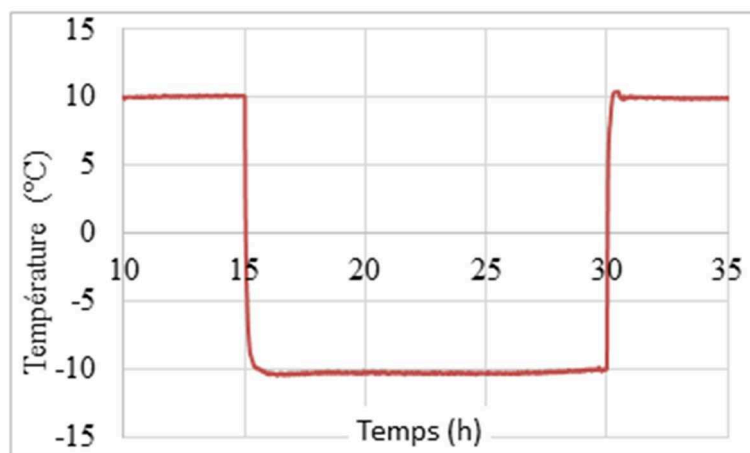


Figure II. 7 : Paliers de la température imposée aux éprouvettes dans l'enceinte thermique

Pour compléter cette expérimentation, on a sélectionné les deux éprouvettes les plus poreuses, (107E* et 110E*) pour les soumettre une série de 40 cycles de gel/dégel. Après cette phase de conditionnement, on réalise les essais de module complexe afin d'évaluer l'état mécanique des éprouvettes.

II.3 Essai de gel-dégel à déformation libre (CTFS – Cooling Test in Free Stress condition)

II.3.1 Corps d'épreuve

II.3.1.1 Mesure de la déformation des enrobés aux états secs et saturé

Pour cet essai, six éprouvettes cylindriques de diamètre 80mm et de hauteur 120mm sont obtenues à partir d'une plaque fabriquée en laboratoire. Les échantillons sont répartis en deux lots selon la direction de prélèvement :

- Lot 1 : trois éprouvettes désignées par la lettre H sont prélevées horizontalement
- Lot 2 : trois autres éprouvettes désignées par la lettre V sont prélevées verticalement

L'orientation H ou V est repérée par rapport au sens de compactage. Un relevé au banc gamma-densimétrique a été réalisée pour déterminer la porosité moyenne des échantillons. Les échantillons sont équipés de jauge de déformation de longueur égale à 50mm de l'entreprise HBM.

- Eprouvettes V : Une jauge est collée dans le sens longitudinal mesurant la déformation longitudinale de l'éprouvette, permettant d'estimer la déformation verticale de la plaque prismatique supposée homogène. Une autre jauge collée dans le sens ortho-radial mesurant la déformation radiale de l'éprouvette, permettant de connaitre la déformation horizontale de la plaque prismatique.
- Eprouvettes H : Une jauge est collée dans le sens longitudinal de l'éprouvette mesurant la déformation longitudinale de l'éprouvette, permettant de connaitre la déformation horizontale de la plaque prismatique supposée homogène. Une autre jauge collée dans le sens ortho-radial de l'éprouvette mesurant la déformation radiale de l'éprouvette, permettant d'estimer la déformation verticale de la plaque.

Eprouvette	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Masse (g)	% vide
234H	131,1	77,9	1590,4	6,3
235H	131,7	77,8	1570,3	6,5
236H	131,5	77,7	1579,4	6,9
237V	121,4	77,8	1373,5	7,7
238V	121,3	78,2	1407,6	7,4
239V	123,4	78,1	1410,3	7,7

Tableau II. 4 Caractéristiques des éprouvettes utilisées pour l'essai CTFS

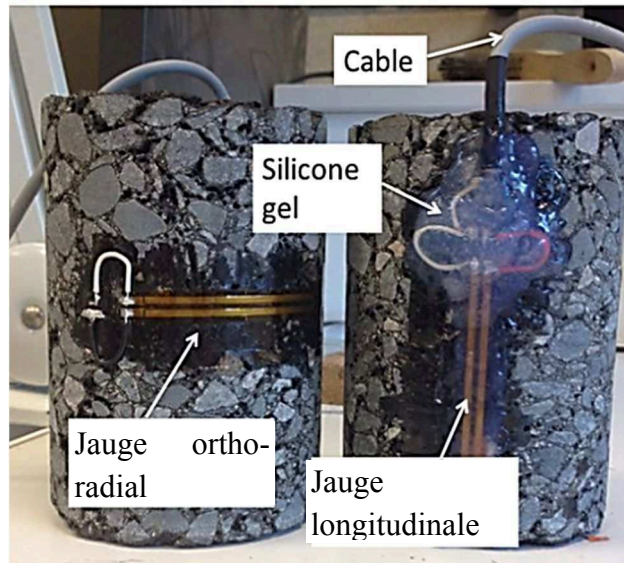


Figure II. 8: Exemple avec deux éprouvettes instrumentées l'une avec une jauge ortho-radiale et l'autre avec une jauge longitudinale

On mesure la déformation des éprouvettes à l'état sec puis à l'état partiellement saturé en eau (suivant le protocole de saturation décrit plus haut dans le paragraphe II.1). Afin d'assurer des mesures pérennes durant les essais, les jauges de déformation sont protégées vis-à-vis de l'humidité par un gel en silicone ou une pâte thermique. Lors des mesures à l'état saturé, l'éprouvette est enveloppée par un film plastique afin d'éviter les pertes d'eau par évaporation durant l'essai.

II.3.1.2 Relation entre la teneur en eau et le gonflement au gel

Afin de cerner la relation entre la teneur en eau contenue dans un échantillon et le gonflement au gel, deux éprouvettes cylindriques $\varnothing 80 \times 120 \text{ mm}$ sont prélevées perpendiculaire au sens de compactage puis instrumentées à l'aide de jauges de déformation. La première éprouvette possède une porosité de 6,8% et l'autre une porosité de 11%. Les mesures sont réalisées comme suit :

- On réalise une mesure de référence sur une éprouvette à l'état sec
- On effectue la 1^{ère} mesure sur la même éprouvette préalablement saturée et dans les mêmes conditions expérimentales que précédemment. Le taux de saturation est déterminé par pesage de l'éprouvette à -10°C où l'eau porale est gelée.
- On laisse l'éprouvette sécher librement à l'air ambiant pendant 24h. Puis, on effectue une 2^{ème} mesure de la déformation dans les mêmes conditions expérimentales. Le taux de saturation sera calculé à une température de -10°C .
- ...

II.3.2 Condition de l'essai

Les éprouvettes instrumentées sont placées dans une chambre climatique avec une condition de contrainte libre. Les éprouvettes subissent ensuite une série de cycles de gel et de dégel dans une enceinte thermique avec des paliers de températures entre +10°C et -10°C (cf. Figure II.9). Durant l'essai, la température à la surface de l'éprouvette est également enregistrée à l'aide d'une sonde de température de type PT100.

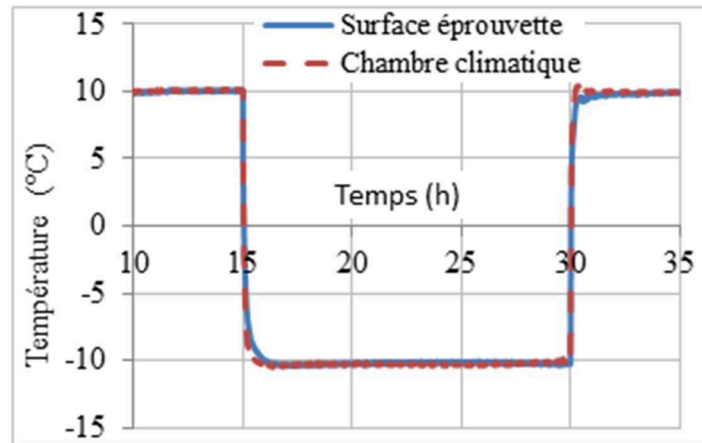


Figure II. 9 : Paliers de la température imposée à l'éprouvette dans l'enceinte thermique

II.3.3 Mesure de la déformation au gonflement

La mesure de la déformation thermique à l'aide des jauges exige quelques précautions à prendre lors de la mise en place du système de mesure. En effet, il existe plusieurs facteurs pouvant influencer la mesure elle-même dont il faut tenir compte :

- Thermo-sensibilité du matériau de la jauge ($\alpha_{jauge} \approx 10 \mu m/m/^{\circ}C$)
- Thermo-sensibilité et la longueur du câble électrique assurant la liaison entre la jauge et le conditionneur.
- La colle utilisée pour placer les jauges.

Afin de tenir compte des facteurs énumérés, les mesures brutes seront corrigées pour obtenir à chaque instant la déformation du matériau. La correction exploite la courbe de thermo-sensibilité de la jauge (donnée fournisseur). Cependant, cette technique ne prend pas en compte les défauts causés par le collage et les câbles.

Dans ce travail, on utilise la méthode de compensation en utilisant une seconde jauge collée sur un barreau d'invar placé à proximité immédiate de l'éprouvette à tester. Le barreau d'invar possède un coefficient de contraction/dilatation thermique relativement faible ($\alpha_{Invar} \approx 0,03 \mu m/m/^{\circ}C$).

La déformation enregistrée par la jauge collée sur l'éprouvette d'enrobé s'écrit comme suit:

$$\varepsilon_{AC}^{measure}(t) = \varepsilon_{AC}^{true}(t) + \varepsilon_{jauge}^{err}(t) \quad (II. 1)$$

De la même manière, la déformation de la jauge sur le barreau d'Invar s'exprime ainsi :

$$\varepsilon_{Invar}^{measure}(t) = \varepsilon_{Invar}^{true}(t) + \varepsilon_{jauge}^{err}(t) \quad (II. 2)$$

Le paramètre $\varepsilon_{jauge}^{err}(t)$ dépend de la sensibilité thermique de la jauge, du collage des jauges à la surface des éprouvettes et de la longueur du câble de raccordement. Cependant, considérant que le coefficient de contraction/dilatation thermique de barreau silicate α_{Invar} est négligeable $\varepsilon_{Invar}^{true}(t) = \alpha_{Invar} \Delta\theta \approx 0$, la déformation corrigée de l'éprouvette d'enrobé bitumineux est déduite par:

$$\varepsilon_{EB}^{true}(t) = \varepsilon_{EB}^{measure}(t) - \varepsilon_{Invar}^{measure}(t) \quad (II. 3)$$

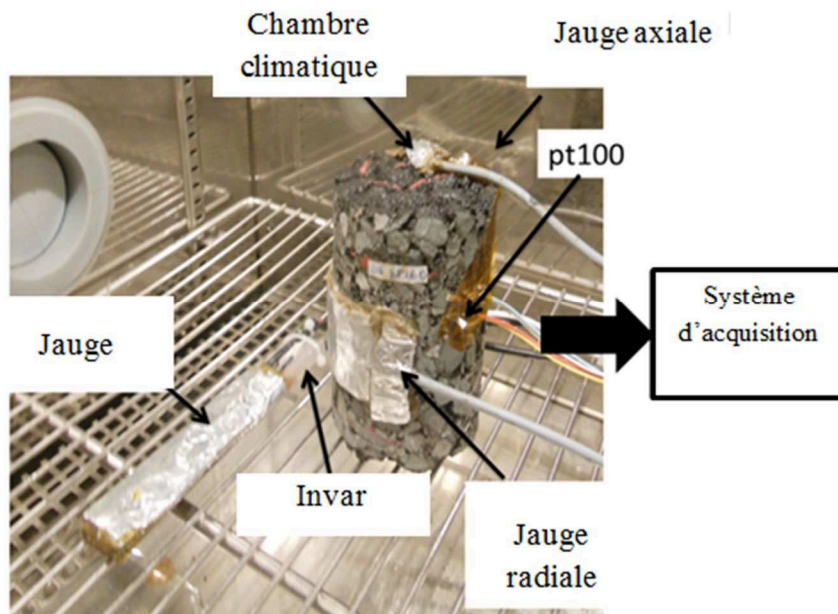


Figure II. 10 : Vue d'ensemble dans l'enceinte thermique avec le barreau d'invar et l'éprouvette munie d'une jauge et d'une sonde de température

II.4 Evolution de la contrainte au cours du gel (UTST – Uniaxial Tension Stress Test et TSRST – Thermal Stress Restrained of Specimen Test)

Ces deux essais sont réalisés en respectant la norme *NF EN 12697-46 Essais pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 46 : fissuration et propriétés à basse température par des essais de traction uniaxiale*. L'essai traction uniaxiale UTST a pour but de caractériser la résistance à la traction à une température spécifiée par traction uniaxiale, le résultat est exprimé par la valeur de la contrainte à la rupture. L'essai de retrait-gonflement empêché TSRST a pour but de caractériser la résistance à la fissuration à basse température d'un mélange d'enrobé, le résultat exprime l'évolution de la contrainte en fonction de la

température. La combinaison des deux permet d'évaluer (par différence) la réserve de résistance à la traction du mélange testé

II.4.1 Préparation des éprouvettes

Les éprouvettes sont issues d'une plaque d'enrobé fabriquée selon la norme *NF EN 12697-35 Mélange bitumineux – Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud – Partie 27 : Prélèvements d'échantillons*. Les éprouvettes cylindriques respectent les dimensions préconisées par la norme avec 50mm de diamètre et 160mm de hauteur. Elles sont prélevées perpendiculairement au sens de compactage. La porosité est déterminée par la méthode géométrique. En général, il faut un lot de 3 éprouvettes pour chaque condition d'essai (UTST ou TSRST). Le tableau ci-dessous fournit les caractéristiques des éprouvettes utilisées.

Test	Conditions thermiques	Mesure à l'état sec		Mesure à l'état saturé		
		Nombre d'éprouvettes	%vide moyen	Nombre d'éprouvette	%vide moyen	Taux de saturation moyen (%)
UTST	Isothermes -20°C, -10°C, 5°C, 20°C	12	5,9±1,8	12	6,3±1,2	64±7
TSRST	Vitesse de refroidissement 10°C/h	3	6,3±1,6	6	6,4±0,6	61±2

Tableau II. 5 Caractéristiques des éprouvettes utilisées pour les essais UTST et TSRST à l'état sec et saturé

Les éprouvettes parfaitement identifiées serviront à évaluer l'effet des cycles de gel /dégel sur les performances mécaniques. Dans cette campagne de mesure, on va sélectionner deux autres éprouvettes de différente porosité 121 (7,67% vide) et 102 (8,46 % vides) préalablement saturé en eau pour évaluer les caractéristiques mécaniques résiduelles après 40 cycles de gel/dégel.

II.4.2 Principe de l'essai de traction uniaxiale (UTST)

Une éprouvette, fixée à ses extrémités, est soumise à une déformation imposée jusqu'à la rupture à une vitesse constante (0,625 ±0,025 %) h/min. Cette vitesse correspond à une vitesse de traction de l'ordre de 1mm/min pour une éprouvette de 160mm de longueur. La contrainte et la déformation à la rupture sont déterminées pour les températures suivantes : +20°C, +5°C, -10°C, -20°C.



(a) Presse MAER pour l'essai UTST



(b) Presse MTS pour l'essai TSRST

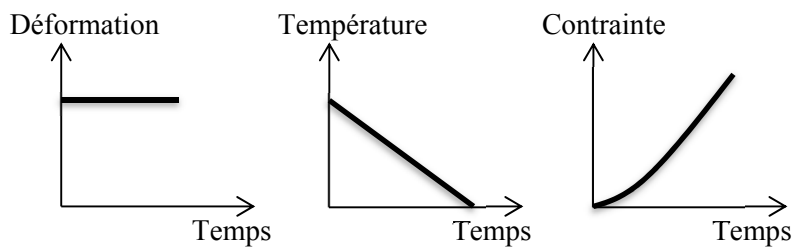
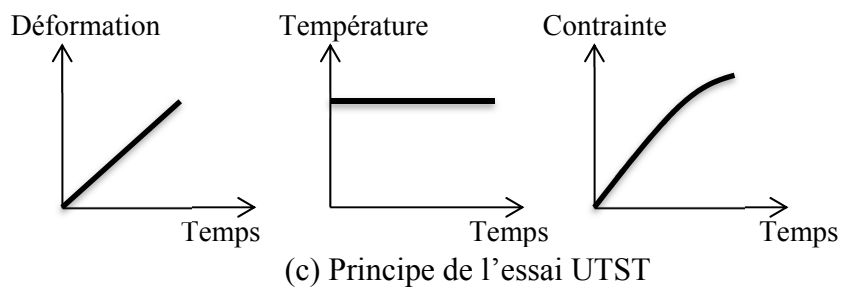
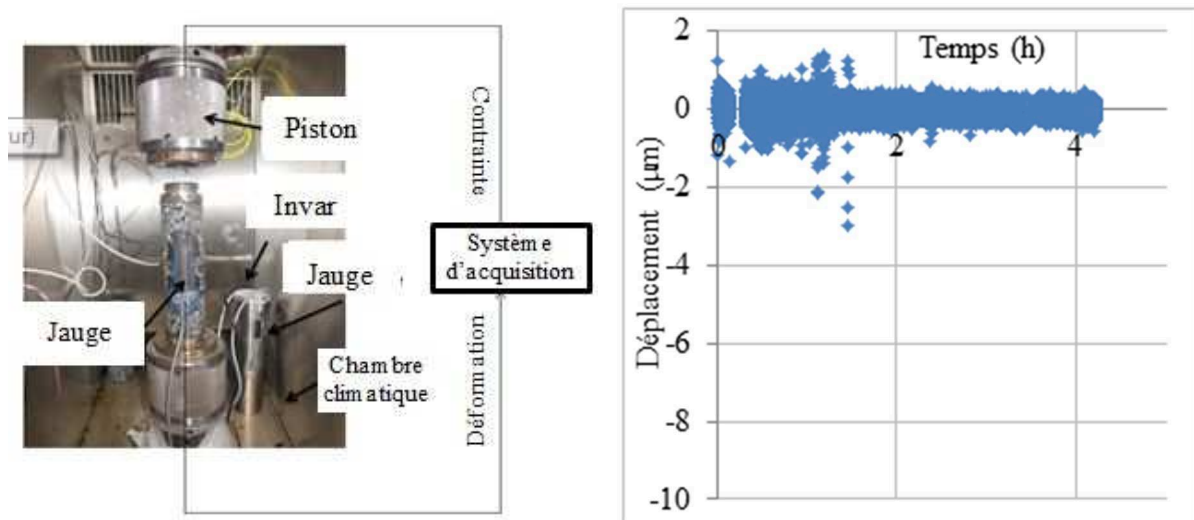


Figure II. 11 : Matériel utilisé et principe des essais UTST et TSRST

II.4.3 Principe de l'essai de type de retrait – gonflement empêché (TSRST)

L'éprouvette de forme cylindrique est munie d'une jauge extensométrique placée longitudinalement. La valeur de la déformation lue est corrigée de la même manière qu'avec l'essai CTFS. L'éprouvette est fixée entre les deux pistons et placée dans une chambre climatique dont la température est contrôlée. La longueur de l'éprouvette est maintenue constante au cours de l'essai, tandis que la température de l'enceinte diminue de manière régulière pour atteindre une vitesse de descente de la température de $10^{\circ}\text{C}/\text{h}$. La température initiale de l'essai est de 20°C . Au cours de l'essai, les deux pistons imposent une force pilotée de telle manière que la déformation mesurée par la jauge demeure nulle tout au long de l'essai. En réalité, il existe un décalage entre la température à la surface et au cœur de l'éprouvette, il est donc nécessaire d'utiliser un éprouvette témoin pour suivre la température au cœur de l'éprouvette au cours de l'essai.

Durant cet essai, l'éprouvette est soumise à une contrainte thermique en traction jusqu'à la rupture de celle-ci. Le résultat de l'essai s'exprime par l'évolution de cette contrainte en fonction de la température.



(a) Installation de l'essai TSRST

(b) Evolution de la déformation

Figure II. 12 : Aperçu de l'essai TSRST et suivi de la déformation longitudinale

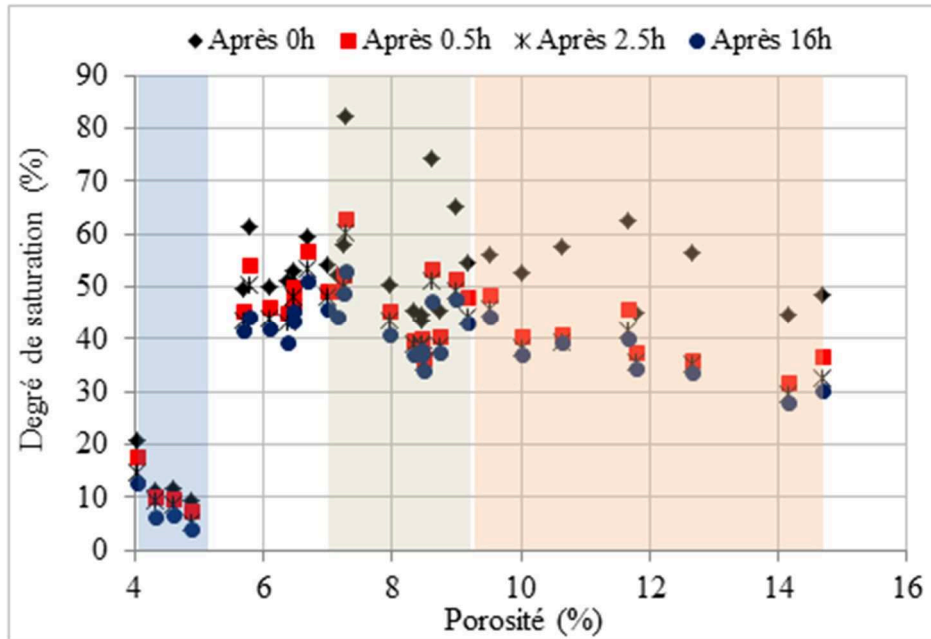
III. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET INTERPRETATIONS

III.1 Evolution du taux de saturation

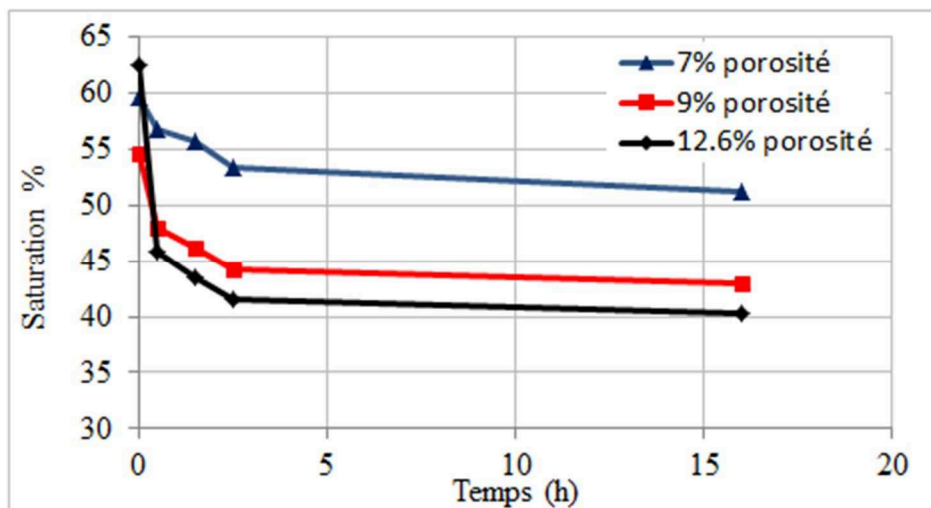
III.1.1 *Effet de la porosité sur l'évolution du degré de saturation*

Le taux de saturation dépend de la porosité et plus précisément des vides communicants dans la structure interne du matériau. Pour identifier cette relation, on a réalisé une campagne de mesure pour quantifier le degré de saturation atteint pour une porosité donnée et évaluer les pertes d'eau par évaporation ou par drainage lorsque l'échantillon est au repos après son conditionnement dans l'eau, sans dispositif d'étanchéité à sa périphérie. Nous avons utilisé un lot d'éprouvette cylindrique de diamètre 50mm et une hauteur de 160 mm. Ces éprouvettes sont carottées de plusieurs plaques de porosités allant de 4% à 15%.

Après saturation sous vide (suivant le protocole défini au paragraphe II.1), on laisse les éprouvettes au repos dans une pièce fermée à une température ambiante (18°C-19°C). Puis, on relève la masse au cours du temps jusqu'à 16 heures après le conditionnement. On exprime sur la Figure II.13a les résultats de la campagne d'essai avec le taux de saturation pour les différentes porosités des éprouvettes. Pour chaque éprouvette/porosité, on reporte l'évolution du taux de saturation en fonction du temps. On distingue clairement l'existence d'un seuil de porosité (inférieur à 5%) où les vides relativement limités dans l'échantillon ne permettent pas d'atteindre un taux de saturation supérieur à 20%. Dans cette gamme de porosité, la part des vides communicants reste très faible. Dans la gamme intermédiaire, on retrouve des échantillons avec une porosité comprise entre 7% et 9%. Ces derniers présentent les taux de saturation les plus élevés (entre 50% et 80%). Au-delà de 9%, l'eau est drainée rapidement après la mise en saturation. Les vides communicants permettent d'emmagasiner une quantité d'eau plus importante mais cette eau est évacuée rapidement par gravité. (cf. fig II.13b). Dans ces conditions, le degré de saturation baisse très rapidement de 15% à 20% après 30 minutes seulement (points rouges après 0,5h) par rapport à l'état initial juste après le conditionnement et l'égouttage (courbe noir/état initial). A partir de 0,5h, le taux de saturation devient plus stable. Après 16h, le taux de saturation accuse une diminution plus limitée de 5% pour l'ensemble des éprouvettes puis se stabilise à 50% pour les éprouvettes de porosité comprise entre (5,5% et 9%). La stabilisation atteint 40% pour les éprouvettes les plus poreuses. Ces résultats rejoignent l'étude de Terrel et al [88].



(a) Suivi du degré de saturation pour les différentes éprouvettes testées



(b) Evolution du degré de saturation pour les trois éprouvettes de porosité différente

Figure II. 13 : Evolution du degré de saturation en fonction du temps et de la porosité

Les matériaux avec une porosité comprise entre 5,5% et 9% ont tendance à retenir l'eau sur un laps de temps relativement long. Cette capacité à retenir l'eau s'explique par la présence d'effets capillaires dans le matériau.

L'aptitude des enrobés bitumineux à se saturer joue un rôle essentiel dans la suite de l'étude vis-à-vis de notre problématique de gel/dégel. Compte tenu des évolutions de saturation observées ci-dessus, on effectue des pesées en cours d'essai CTFS pour connaître précisément le degré de saturation des échantillons à un instant donné.

III.1.2 *Effet des cycles de gel et dégel sur l'évolution du degré de saturation*

Nous avons pu voir que le taux de saturation d'une éprouvette au repos évolue dans le temps et que cette évolution dépend de la porosité initiale du matériau. Que se passe-t-il si les échantillons subissent des variations de température autour du zéro Celsius ? Pour répondre à cette interrogation, on exploite à nouveau les éprouvettes utilisées pour la campagne d'essai de module complexe (éprouvettes trapézoïdales EP110 et EP107) et de l'essai TSRST (éprouvettes cylindriques EP102 et EP124) par des mesures du taux de saturation avant et après les cycles de gel/dégel. On présente sur le tableau II.6 la variation du taux de saturation des éprouvettes entre un état initial (après saturation, égouttage et mise en place du film plastique pour les éprouvettes trapézoïdales ou saturation, puis immersion dans l'eau pour les éprouvettes cylindriques) et un état après 40 cycles de gel/dégel.

Dans tous les cas, on constate que le degré de saturation augmente entre 11% à 22% dans une gamme de porosité comprise entre 5,6% et 8,5% intéressante vis-à-vis de la rétention de l'eau. Cette augmentation est assez significative pour les échantillons ayant subi 40 cycles de gel/dégel. Il semble que cette augmentation soit plus importante pour les éprouvettes cylindriques immergées dans l'eau (22% au lieu de 11% pour une porosité autour de 7,5%) par rapport aux éprouvettes trapézoïdales emballées dans l'air. Cette augmentation du degré de saturation se traduit par une augmentation de la phase poreuse et par conséquent, un endommagement de l'éprouvette. L'immersion dans l'eau constitue bien une condition défavorable vis-à-vis des propriétés mécaniques du matériau. L'alimentation en eau dans l'espace des pores nouvellement créé par les cycles de gel et de dégel. Le nombre de cycles de gel/dégel modifie la structure interne en créant plus de vide. Ces constatations sont comparables aux travaux de thèse de Lamothe [71]. Après 20 cycles de gel/dégel, Lamothe a observé une augmentation de l'ordre de 30% du taux de saturation des éprouvettes. Comment expliquer ces changements de la structure interne du matériau ? Lors d'un cycle de gel et de dégel d'un matériau saturé, l'augmentation du volume d'eau (9%) modifie la géométrie de la phase poreuse, ce qui contribue à élargir les pores existant ou coalisant des pores voisins [74]. L'alimentation en eau de l'éprouvette et les cycles gel/dégel accompagnent cette augmentation du taux de saturation.

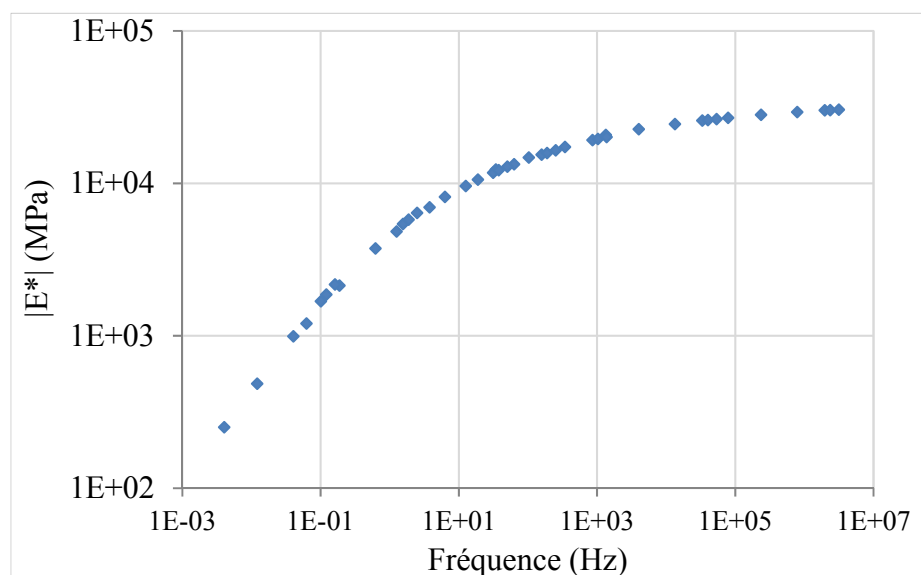
Type d'essai	Conditions de l'essai	N° Echantillon	Porosité	Taux de saturation initial (%)	Taux de saturation après 40 cycles G/D (%)	Variation (%) (après 40 cycles)
Module complexe	Soumis 40 cycles GD des éprouvettes à l'air libre	EP110E*	7,4	74,2	85,2	11,1
		EP107E*	5,6	71,2	88,0	16,8
TSRST	Soumis 40 cycles GD des éprouvettes immergées dans l'eau	EP102	8,5	51,6	66,6	15,0
		EP121	7,7	70,4	93,0	22,0

Tableau II. 6 : Effet du nombre de cycle de gel/dégel sur le taux de saturation des enrobés

III.2 Module complexe

III.2.1 Résultats de l'essai de module complexe des éprouvettes vierges

Les résultats de l'essai module complexe sont présentés sur une courbe de maitresse, dans l'espace de Black (module complexe versus angle de phase) ou dans le plan Cole-Cole (module visqueux versus module élastique). L'obtention du module complexe du matériau permettra d'alimenter les données d'entrée de la modélisation. Ces données seront utilisées dans le chapitre IV et V.



(a) Courbe maîtresse

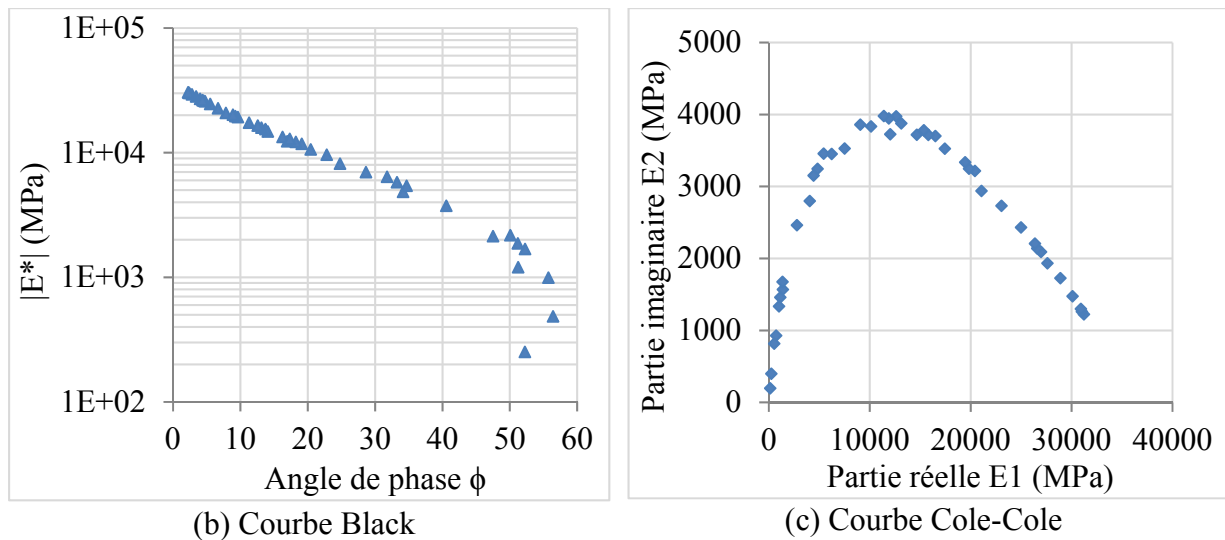


Figure II. 14 : Module complexe du matériau utilisé (BBSG 0/14)

III.2.2 Relation entre la porosité et le module complexe du matériau à l'état sec

On prélève plusieurs éprouvettes d'une même plaque pour les besoins de mesure du module complexe. La porosité est mesurée dans les mêmes conditions que précédemment. On exploite trois éprouvettes de porosités proches mais différentes (c.f Tableau II.3) : 5,42% (EP 109E*); 5,92% (EP 108E*) et 7,42% (EP 110E*). Ces éprouvettes seront comparées avec la moyenne de l'ensemble des 8 éprouvettes issues de la même plaque dont la porosité moyenne est de l'ordre de 6,1%. Les courbes maîtresses de la Figure II.15 montrent bien que le module complexe de l'éprouvette est inversement proportionnel à la porosité. Pour les conditions suivantes (15°C, 10Hz), les résultats affichés dans le tableau II.7 permet de dire que 1% de porosité correspond à une variation moyenne de 7% sur le module de rigidité.

Eprouvette	Porosité (%)	E* (15°C, 10Hz)
EP 109E*	5,4	13886
EP 108E*	5,9	13120
EP 110E*	7,4	11979
Moyenne sur les 8 éprouvettes	6,1	13692

Tableau II. 7 : Valeurs du module complexe des trois éprouvettes sélectionnées à (15°C, 10Hz)

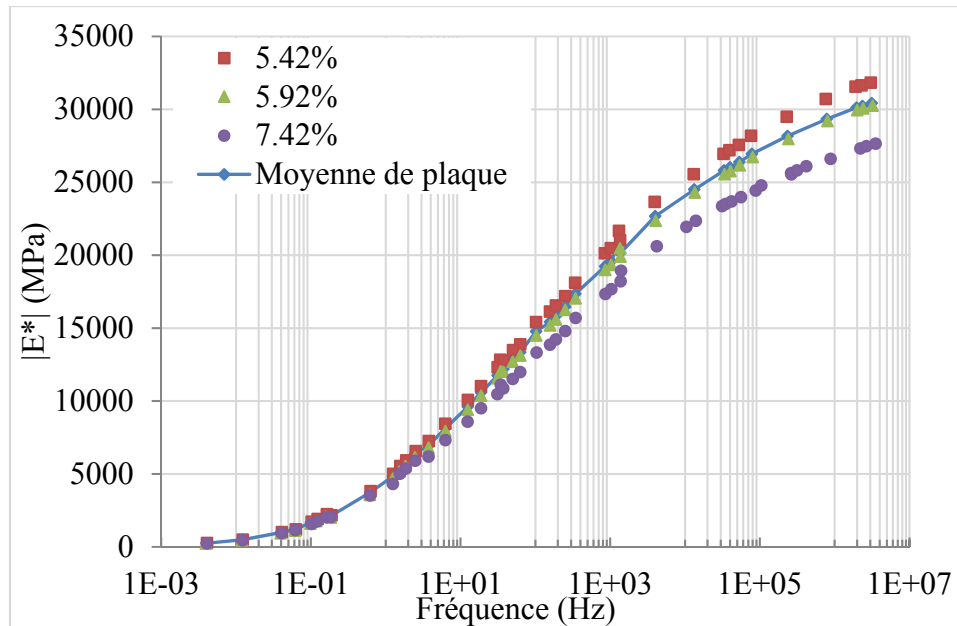


Figure II. 15 : Courbes maitresses des différentes éprouvettes à l'état sec

III.2.3 Effet des cycles de gel/dégel sur le module complexe des enrobés sec et partiellement saturé avec l'eau

La présence de l'eau dans les enrobés nous interrogent sur deux aspects du problème : l'influence de l'eau sur les composantes réversible et irréversible du comportement du matériau. Dans ce paragraphe, on examine l'effet du changement de phase de l'eau liquide en glace sur le module complexe (comportement réversible). Cet effet est plus perceptible dans l'espace Cole-Cole.

On a réalisé plusieurs essais de module complexe avec deux échantillons (107E* et 110E*) dont la porosité est égale à 5,6% et à 7,4%. La campagne expérimentale permettra d'examiner le module complexe après les quatre étapes suivantes : (i) initial à sec, (ii) à sec après 10 cycles de gel/dégel, (iii) partiellement saturé et 10 cycles de gel/dégel et (iv) deuxième saturation pour 40 cycles de gel/dégel. Après l'étape (iii) le taux de saturation chute à 35% et après l'étape (iv), le taux de saturation atteint 25,8%. Cette baisse du taux de saturation semble principalement à cause du drainage gravitaire de l'eau dans l'échantillon. Après re-saturation, le taux de saturation atteint 76,6%.

On observe que les réponses du matériau sur les trois premières étapes (initial à sec, après 10 cycles de gel/dégel à sec, après 10 cycles de gel/dégel saturé) sont quasi identiques pour les isothermes positives. On retrouve ainsi le résultat signalé en bibliographie (page 30, [réf]) étendu aux faibles nombres de cycles de gel/dégel. Par contre, leur différence à l'isotherme (-10°C) s'explique par le changement de phase de l'eau liquide en glace. La réponse du matériau à l'étape (iv) après 40 cycles de gel/dégel est significativement différente des autres étapes. La Figure II.16 montre des valeurs de module plus basses par rapport à la courbe du

matériau initial sur la plage de température entre 0°C et 40°C. Avec l'isotherme -10°C, le changement de phase de l'eau porale induit une discontinuité de la courbe.

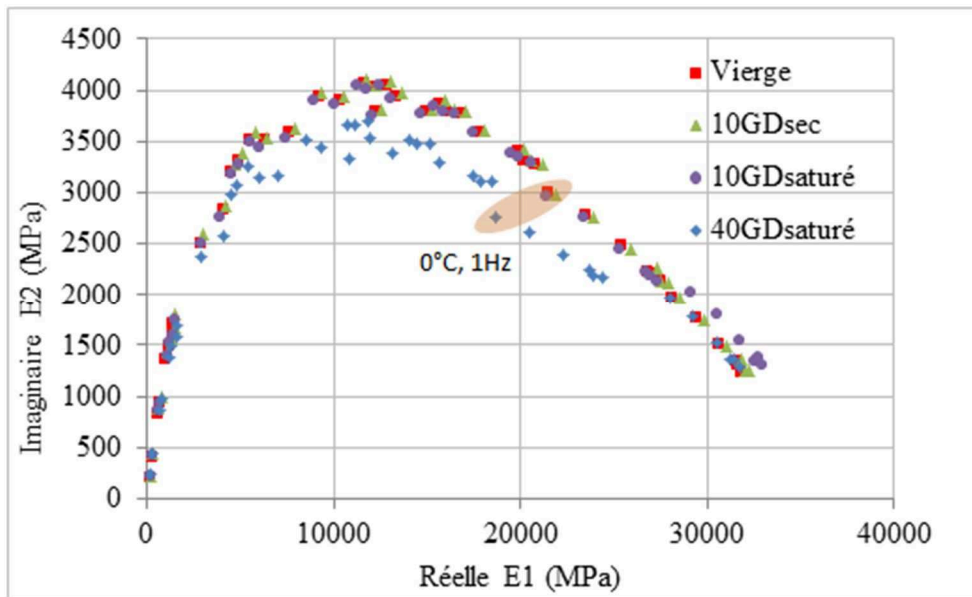


Figure II. 16 Effet de nombre de cycles de gel/dégel à l'évolution du module complexe de l'enrobé saturé (EP 107*, $n = 5,58\%$, $Sr = 35,1\%$ après 10 cycles, $Sr = 25,8\%$ après 40 cycles)

La Figure II.17 ci-dessous présente l'effet du nombre de cycles de gel/dégel sur le module complexe à (15°C, 10Hz) des enrobés secs et partiellement saturés dans lesquels il reste de l'eau à l'état liquide.

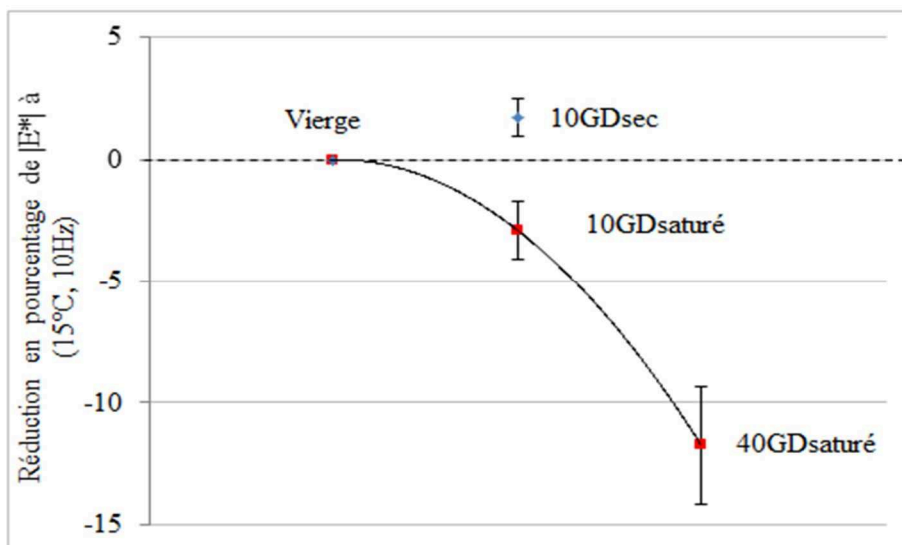


Figure II. 17 Effet des cycles de gel/dégel sur l'évolution du module de module complexe à (15°C, 10Hz) des enrobés saturés. (Ecart type calculé pour l'ensemble des éprouvettes).

Après 10 cycles de gel/dégel dans les conditions sèches, le module du matériau bitumineux reste quasiment inchangé. En présence de l'eau et après 10 cycles de gel/dégel, la diminution du module (15°C, 10Hz) n'est pas assez significative avec une variation relevée de 3%. Par contre, on constate une baisse de 12% du module complexe après 40 cycles de gel/ dégel. Cette baisse du module équivaut à une augmentation de la porosité de l'ordre de 1,7% (selon l'équivalence définie précédemment dans le paragraphe III 2.2 et tableau II.7). Cette réduction du module résulte d'une combinaison de plusieurs phénomènes apparus au cours de l'essai : le vieillissement du matériau et l'endommagement causé par les déformations durant les cycles de gel/dégel et probablement un désenrobage avec la sensibilité du matériau vis-à-vis de l'eau qu'il ne faut pas exclure.

III.3 Evolution de la déformation durant les cycles de gel/dégel : Essai CTFS

III.3.1 *Evolution de la déformation dans le matériau à l'état sec*

On impose des cycles de gel et de dégel sur une éprouvette cylindrique EP239V dont la porosité est de 7,7%. L'éprouvette est munie de deux jauges ; une jauge pour mesurer la déformation longitudinale et une jauge ortho-radiale. Sur la figure 18, on présente les résultats des mesures enregistrées durant les cycles.

Lors de la phase refroidissement (de +10°C à -10°C), l'évolution des déformations longitudinale et radiale traduit une contraction thermique isotrope du matériau. Pour une diminution de la température de 20 °C ($\Delta\theta = 20 \text{ }^\circ\text{C}$), la contraction est de $-500 \mu\text{def}$. Elle correspond à un coefficient de contraction thermique de l'ordre de $25 \mu\text{def}/^\circ\text{C}$. Ce résultat correspond bien aux valeurs trouvées dans la littérature.

Lors de la phase réchauffement (de -10°C à +10°C), l'évolution des courbes de déformation traduit une dilatation thermique. Après un temps $t = 34h$ où la température est maintenue constante à +10°C, les déformations retrouvent leurs valeurs initiales. On retrouve bien une cohérence entre les coefficients de contraction et de dilatation sur la gamme de température utilisée.

La figure II.19 montre l'évolution des déformations au cours des cycles de gel/dégel. Examinons de près le palier à +10°C, il est intéressant d'observer que le cycle thermique à sec induit une déformation résiduelle positive à l'ordre +15 μdef qui s'accumule avec les cycles. Cette augmentation représente probablement une partie de la déformation thermique permanente, avec comme origine le fluage du matériau.

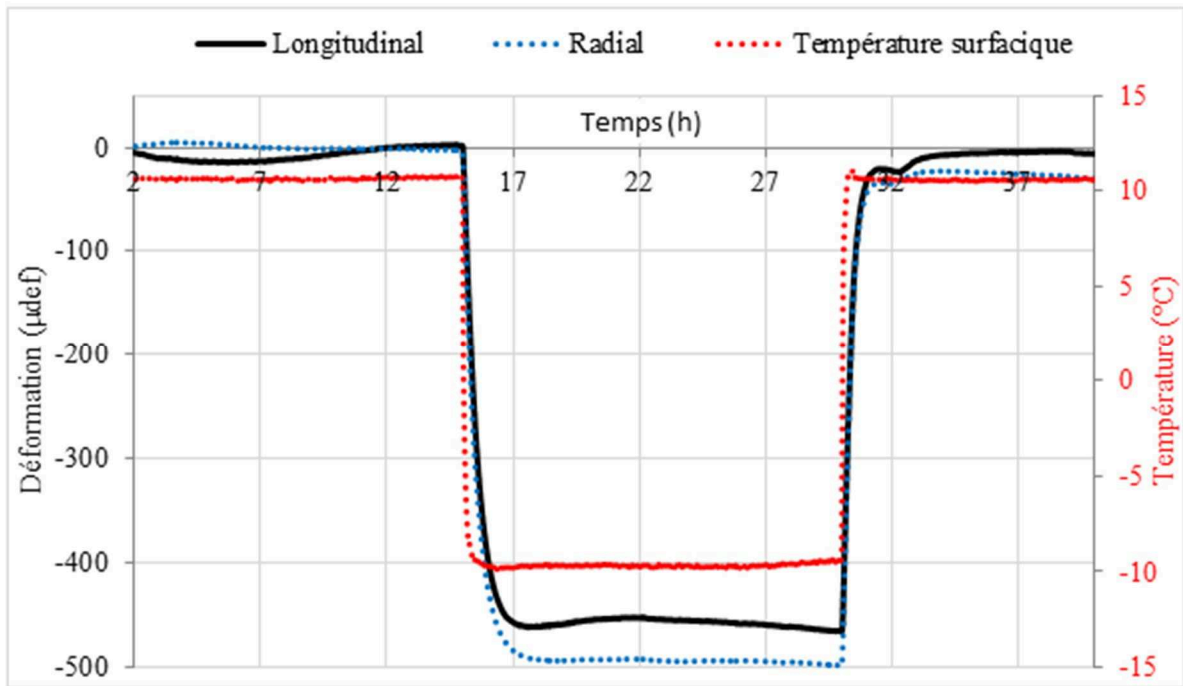


Figure II. 18 : Evolution des déformations longitudinale et radiale de l'éprouvette sèche (EP239V avec $n = 7,7\%$)

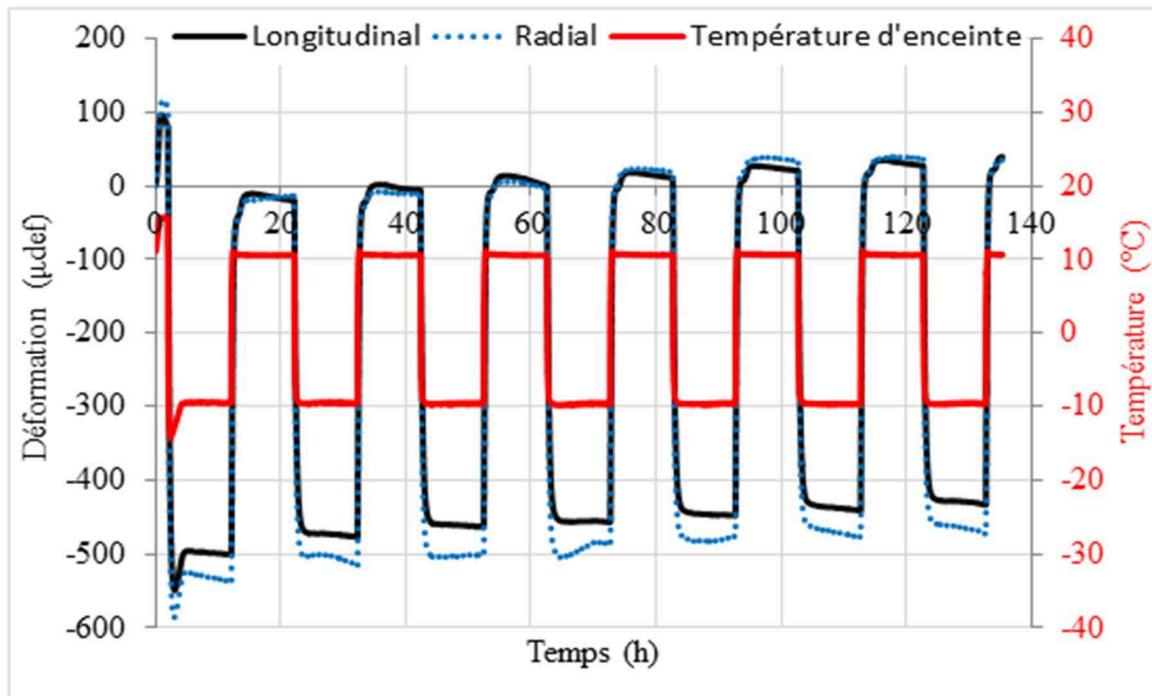


Figure II. 19 : Evolution des déformations au cours des cycles de gel et dégel de l'éprouvette sèche (EP 234H avec $n = 6,3\%$)

Dans le tableau II. 8, on reporte les valeurs des coefficients de contraction/dilatation thermique radial et longitudinale mesurés à chaque cycle. Les résultats montrent que le coefficient reste constant avec les cycles. On notera également une légère différence dans les deux directions principales (écart relative de 8%) qui traduit une légère anisotropie du matériau.

Cycles	Longitudinal		Ortho-Radial	
	au gel	au dégel	au gel	au dégel
cycle 1		24,3		25,9
cycle 2	23,1	23,6	24,4	24,8
cycle 3	23	23,6	24,7	25,3
cycle 4	23,3	23,6	24,9	25,8
cycle 5	23,1	23,5	25,3	25,9
cycle 6	23	23,5	25,2	25,3
cycle 7	23,1	23,4	25,2	25,2
Moyenne	23,1	23,5	24,9	25,4
Ecart type	0,1	0,1	0,4	0,4

Tableau II. 8 : Coefficient de contraction/dilatation au cours des cycles de gel/dégel de l'éprouvette sèche. (Echantillon EP234H $n = 6,3\%$)

Avec les mesures réalisées sur une éprouvette sèche, les coefficients de contraction et de dilatation sont assez similaires (écart relatif de 6%) (cf. Figure II.20)

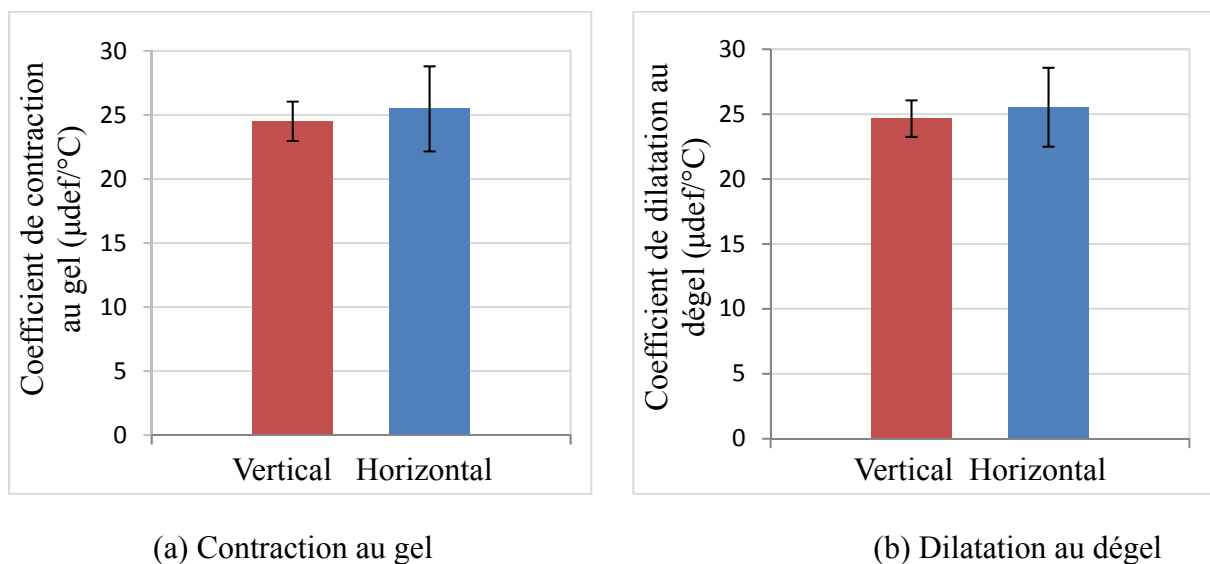


Figure II.20 : Coefficient de dilatation/contraction thermique moyen dans les directions principales de la plaque prismatique (la barre d'erreur indique l'écart type des mesures réalisées durant les cycles)

III.3.2 Evolution de la déformation dans le matériau partiellement saturé en eau

III.3.2.1 Comportement matériau lors du gel et définition de la déformation au gonflement

Soumettons une éprouvette (EP239V) partiellement saturé en eau à une série de cycles de gel/dégel entre +10°C et -10°C. On présente les résultats de ces mesures sur la figure II.21. On reporte sur la même figure les déformations longitudinales et radiales enregistrées sur la même éprouvette (EP 239V) à l'état sec (cf. fig. II.18).

Examinons l'évolution de la déformation dans les directions principales (longitudinale et radiale) lorsque la température diminue de +10°C à -10°C. Sur l'intervalle des températures positives, la réponse du matériau est comparable quel que soit son état hydrique. A partir du zéro Celsius, on enregistre une réponse « chaotique » avec plusieurs pics dont la tendance générale est orientée vers les déformations positives traduisant un gonflement. Ces multiples pics résultent d'une compétition entre les contractions qui s'opère dans le squelette et au même moment le gonflement de l'eau contenue dans les pores. Dans cette phase « chaotique », on observe que l'évolution de la déformation axiale n'est pas exactement similaire à celle de la déformation radiale. Cette différence s'explique par la variabilité spatiale du changement de phase de l'eau porale. Après cette phase transitoire, les déformations dans le matériau partiellement saturé retrouvent à nouveau la décroissance amorcée depuis le début pour atteindre un plateau parallèle à la réponse du matériau sec.

Lors du gel, comment quantifier la déformation liée au gonflement d'un matériau partiellement saturé ?

Deux études récentes [70] [71] ont défini ce gonflement par la mesure du pic de gonflement. Toutefois, cette définition n'est pas pertinente et facile à utiliser lorsque la courbe comporte plusieurs petits pics de gonflement. Lors de cette étude, on propose de définir la déformation liée au gonflement après stabilisation par la différence entre les deux plateaux des deux états hydriques (à sec et partiellement saturé) (cf. Figure II.21). Dans l'exemple traité ici, cette méthode permet de déduire une différence positive (gonflement) de $130\mu def$ dans la direction radiale et de $110\mu def$ dans la direction longitudinale. Cette définition sera utile pour quantifier précisément l'effet du changement de phase de l'eau dans les pores permettant de contribuer au travail de modélisation.

Les mesures enregistrées à partir des jauges placées à la surface de l'échantillon indiquent que les premiers gonflements apparaissent lorsque la température à la surface de l'éprouvette atteint -2°C (direction radiale) et -5°C (direction longitudinale). Il s'agit de constatations macroscopiques obtenues à la surface de l'échantillon. Certes, ces températures sont inférieures à la température de référence (0°C) généralement admise pour le changement de phase de l'eau seul. Il faut considérer ici les propriétés thermiques du matériau et la répartition de l'eau dans la porosité du matériau. Dans l'interprétation du phénomène du gonflement, il faut associer les forces capillaires, la stagnation de l'eau dans les pores et l'effet de surfusion, voir également des modifications chimiques de l'eau porale au contact des granulats.

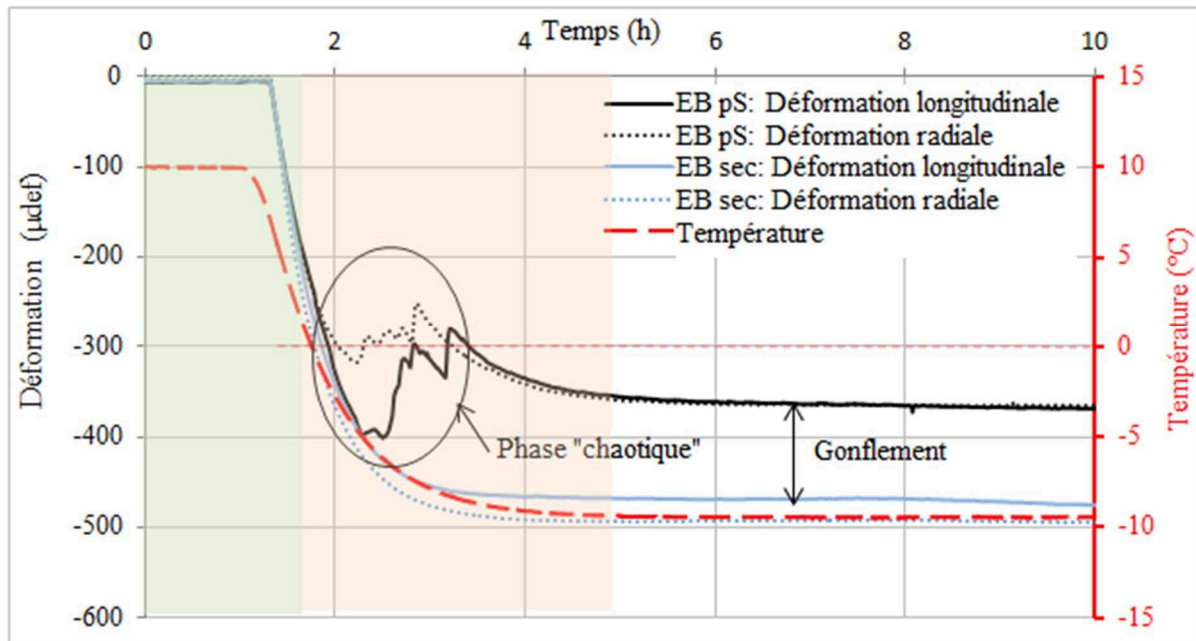


Figure II. 21: Evolution des déformations de l'éprouvette EP239V à l'état sec et partiellement saturé (pS) ($n = 7,7\%$ et $S_r = 65\%$) (en rouge : évolution de la température mesurée à la surface de l'éprouvette sèche au cours de l'essai CTFS)

On récapitule sur le tableau II.10 et la figure II.22 les résultats obtenus sur l'ensemble des essais CTFS réalisés sur les 6 échantillons à l'état partiellement saturé. On applique la définition proposée plus haut pour déterminer la déformation liée au gonflement sur l'ensemble des cycles. On constate que le gonflement reste comparable selon les directions principales (écart relatif de 6%). On peut considérer ici que la déformation liée au gonflement est isotrope, laissant supposer une distribution d'eau homogène dans l'échantillon. On revient sur ce point au chapitre III sur la base d'observations par IRM.

Eprouvette	Porosité (%)	Taux de saturation	Amplitude de gonflement (μdef)	
			Longitudinale	Radial
234V	6,25	64,4	136	113
235V	6,53	65,1	102	120
236V	6,87	61,0	141	126
237H	7,72	82,3	144	145
238H	7,41	60,0	132	124
239H	7,69	64,7	130	110
Plaque			Vertical	Horizontal
Moyenne			126	128
Ecart type			17	11

Tableau II. 9 : Récapitulatif des résultats de l'amplitude de gonflement des éprouvettes cylindriques carottées d'une plaque prismatique

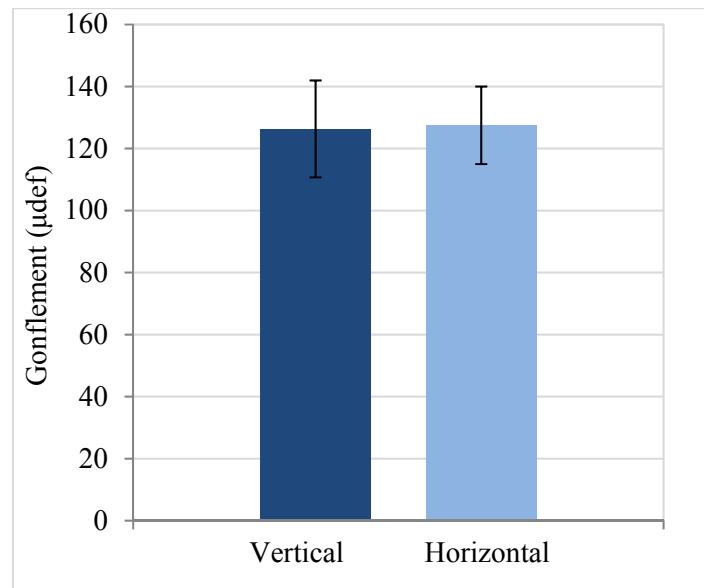


Figure II. 22 : Comparaison entre les déformations liées au gonflement selon les directions principales de la plaque prismatique (*la barre d'erreur représente l'écart type des mesures réalisées sur 6 éprouvettes*)

III.3.2.2 Comportement du matériau soumis à plusieurs cycles de gel/dégel

On réalise un essai CFTS avec une éprouvette partiellement saturée. On applique deux cycles de gel/dégel entre -10°C et $+10^{\circ}\text{C}$. L'éprouvette est instrumentée avec une jauge pour chaque direction principale. Une sonde PT100 est placée à sa surface. La Figure II.23 montre les mesures sur deux cycles de gel/dégel de la déformation radiale provenant de la même éprouvette à l'état sec puis à l'état partiellement saturé. On reporte également sur le graphe de la figure II.23 l'évolution de la température mesurée à la surface de l'éprouvette pendant deux cycles de gel/dégel avec la différente vitesse de réchauffement : 40°C/h au dégel du premier cycle et 1°C/h au dégel du deuxième cycle.

Au niveau de la courbe de température, on relève deux petites perturbations à $-1,5^{\circ}\text{C}$ lors de la phase de refroidissement au temps à $t = 15h$ et à $t = 45h$. Ces points correspondent à la solidification de l'eau à la surface de l'éprouvette. Cette solidification qui est adiabatique libère de la chaleur latente dont la température mesurée est augmentée. Cependant, quelle que soit la vitesse de réchauffement au dégel, on observe au temps $t = 31h$ et $t = 68h$ deux points où la température se trouve au voisinage du 0°C qui expriment la fusion de la glace à la surface de l'éprouvette. Ce phénomène s'opère avec une consommation de l'énergie. Par ailleurs, on constate que la forme de la courbe de température au voisinage du 0°C dépend de la vitesse de réchauffement.

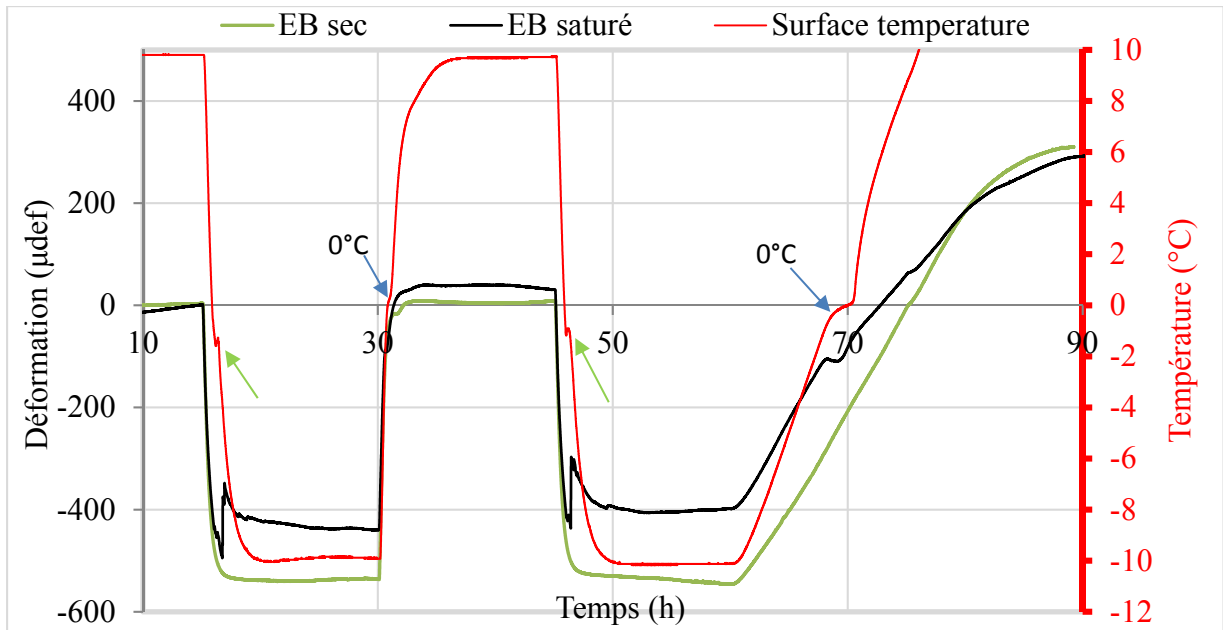


Figure II. 23: Evolution de la déformation radiale au cours de deux premiers cycles de gel/dégel de l'éprouvette EP234V à l'état sec et saturé

Considérons la courbe de déformation à l'état saturée. Lors du gel, on observe systématiquement un « saut » de gonflement relativement brutal lié à la solidification de l'eau à une température de $-1,5^{\circ}$. On relève une même déformation liée au gonflement de l'ordre de $+110\mu def$ au gel des deux cycles. Par contre, au dégel, on ne constate pas l'effet de « saut » de déformation vers le bas comme on pourrait l'attendre d'un phénomène « symétrique » entre le gel et le dégel. Précisément, on n'observe qu'une petite cassure dans la courbe à l'état saturé au deuxième cycle ($t = 68h$) accentuée avec une vitesse de réchauffement plus lente.

Néanmoins, on observe qu'après le retour à la stabilisation à $+10^{\circ}C$ au premier et au deuxième cycle de la température, la déformation est quasiment revenue à sa valeur initiale au temps $t = 0$. Ces observations signifient que le changement de phase de l'eau (solidification ou fusion) s'accompagne d'un effet mécanique non réversible sur le squelette de l'enrobé bitumineux.

Expérimentalement, après correction, une jauge posée sur un échantillon mesure en même temps la contraction thermique du squelette et la déformation de gonflement (dilatation) liée à la solidification de l'eau lors du gel :

$$\varepsilon_{gel}^{total} = \varepsilon_{contraction}^{\theta} + \varepsilon_{gonflement}$$

ainsi que la dilatation thermique du squelette avec la déformation de « dégonflement » (contraction) liée à la fusion de l'eau porale lors du dégel :

$$\varepsilon_{dégel}^{total} = \varepsilon_{dilatation}^{\theta} + \varepsilon_{dégonflement}$$

Or, d'après les mesures, on a l'égalité : $\varepsilon_{gel}^{total} = -\varepsilon_{dégel}^{total}$

ce qui montre, si l'on considère le coefficient de dilatation/contraction α identique:

$$\varepsilon_{dégonflement} = -\varepsilon_{gonflement} = -110\mu def$$

Cela montre qu'il existe bien un effet inverse de contraction lors du dégel.

III.3.2.3 Relation entre le taux de saturation et l'amplitude de gonflement

Prenons deux éprouvettes de différentes porosités (6,8% et 11%). Procédons à une saturation sous vide selon le protocole défini précédemment. Les deux éprouvettes sont soumises à des cycles de gel et de dégel. Examinons l'amplitude de gonflement sur les deux échantillons. La figure II.24 établit l'évolution de la valeur de l'amplitude gonflement en fonction de la teneur en eau de ces deux éprouvettes. Cette figure montre que la valeur des amplitudes de déformation de gonflement augmente avec la teneur en eau. La courbe de tendance traduit la linéarité entre ce gonflement et la teneur en eau

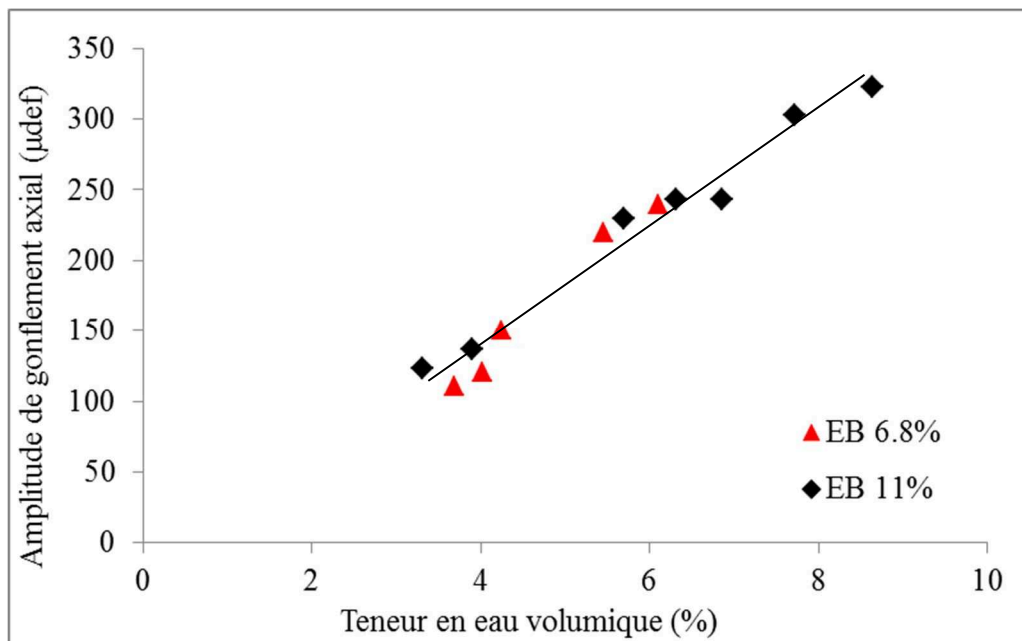


Figure II. 24 : Relation entre l'amplitude de gonflement longitudinal et la teneur en eau pour deux échantillons

III.4 Effet de la solidification de l'eau à l'évolution de contrainte : Essais TSRST et UTST

III.4.1 Résistance à la traction directe (conditions isotherme): Essai UTST

On a réalisé des essais de traction directe (UTST) à plusieurs températures sur des éprouvettes à l'état sec et partiellement saturé en eau selon le protocole défini précédemment. On présente sur la figure II.25 les résultats des essais réalisés selon la résistance à la traction exprimée en MPa et selon la déformation à la rupture (μdef) en fonction de la température de l'essai. Ces résultats montrent clairement que la présence de l'eau liquide dans les pores de l'enrobé sous forme liquide ou sous forme solide n'affecte pas les propriétés mécaniques à la rupture.

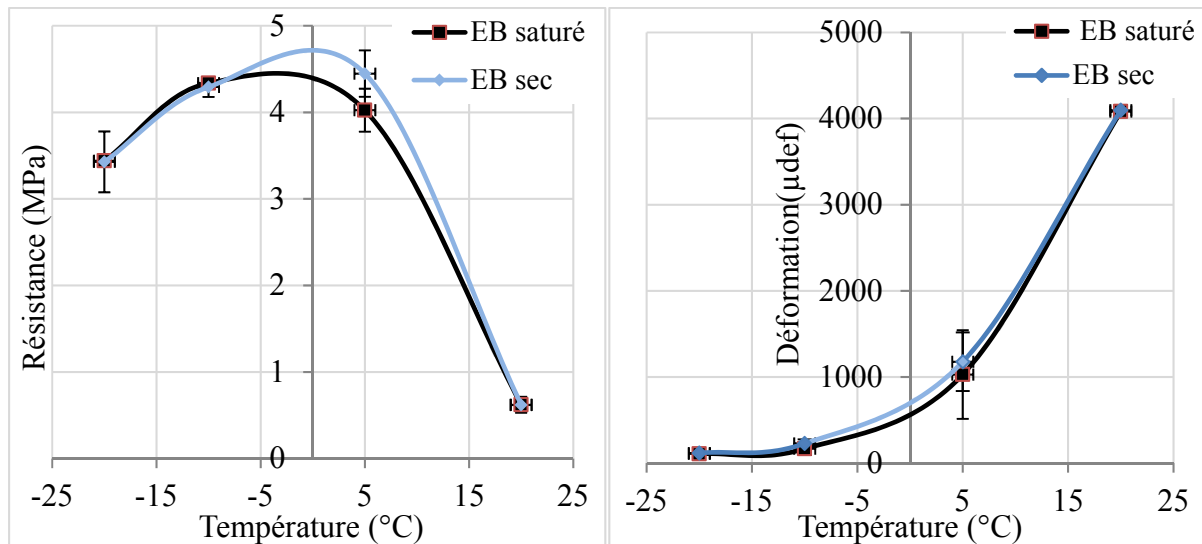


Figure II. 25 : Résultats des essais UTST à la rupture des éprouvettes
(La barre d'erreur représente l'écart type)

III.4.2 Evolution de la contrainte lors d'un refroidissement imposé : Essai TSRST

III.4.2.1 Cas de l'enrobé bitumineux à l'état sec

Appliquons une vitesse de refroidissement de $10^{\circ}\text{C}/\text{h}$ selon la norme NF EN 12697-46 sur un échantillon cylindrique à l'état sec et partiellement saturé. On enregistre l'évolution de la contrainte de traction au cours de l'essai. Sur la Figure II.26, on présente l'évolution de la contrainte en traction d'un enrobé sec. Cette courbe de traction présente une réponse classique pour un matériau bitumineux. Au cours du refroidissement, on enregistre une augmentation de la contrainte de traction axiale afin de compenser la contraction thermique. Du fait de la perte de relaxation du matériau bitumineux à basse température, la contrainte en traction axiale

monte doucement au début de l'essai et puis s'accélère à une température plus basse. Cet essai s'arrête lors de la rupture de l'éprouvette (3,8 MPa à -20°C).

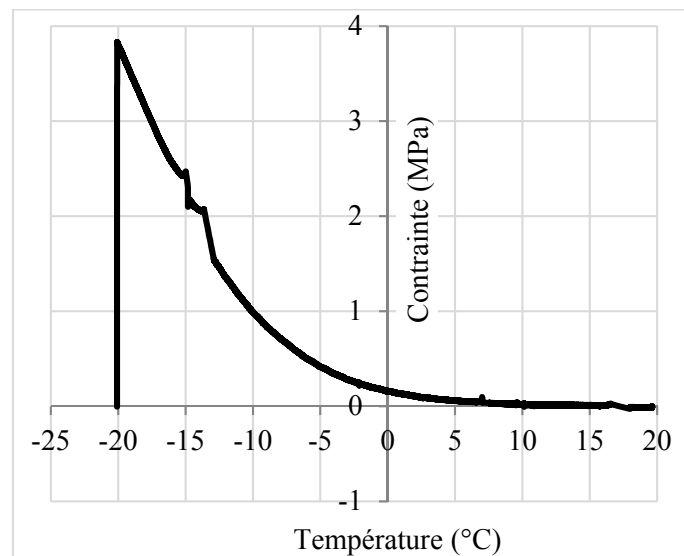


Figure II. 26 : Evolution de la contrainte de traction avec la température : essai TSRST échantillon sec (porosité $n = 5,9\%$)

III.4.2.2 Cas du matériau à l'état partiellement saturé

Sur la figure II.27.a, on compare l'évolution de la contrainte de traction d'un matériau partiellement saturé (porosité $n = 5,9\%$) avec un matériau sec (porosité $n = 6,1\%$). L'éprouvette sèche est soumise directement à l'essai de retrait empêché (TSRST), l'éprouvette saturée subie l'essai de gel/dégel à déformation libre (CTFS), une saturation sous vide pour atteindre un taux de saturation de 63% avant d'appliquer l'essai TSRST. La déformation liée au gonflement de cette éprouvette saturée est déduite par la différence entre les deux plateaux de déformation de l'essai CTFS ; la valeur de gonflement longitudinal obtenue est de $150 \mu def$.

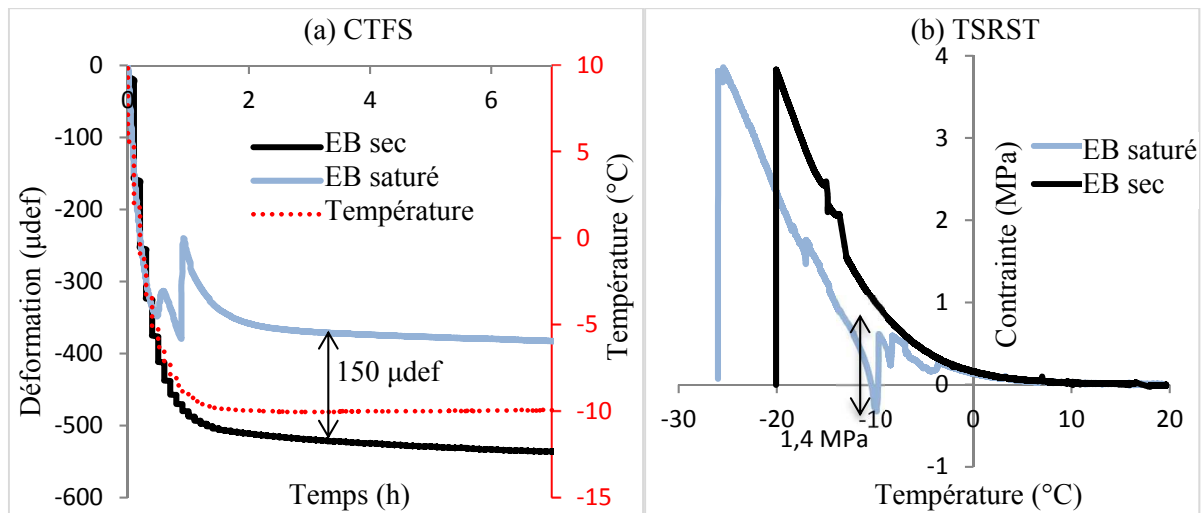


Figure II. 27: Comparaison des réponses mécaniques en contrainte et en déformation entre l'enrobé sec et saturé : (a) CTFS, (b) TSRST

Lors de l'essai de retrait-gonflement empêché, tant que la température est supérieure au point de solidification de l'eau porale (déterminé précédemment à -3°C), la courbe correspondante à l'enrobé saturé montre une réponse assez similaire à celle de l'éprouvette sèche. Sur l'intervalle -3°C à -10°C , on observe une baisse de la contrainte de traction. On note des diminutions très brutales à -8°C et -10°C , conduisant même à une légère compression vers -10°C . A partir de cette température, la courbe retrouve une croissance monotone similaire à celle de l'enrobé sec en restant parallèle à celle-ci mais à une contrainte de traction inférieure. On observe que la contrainte à la rupture de l'éprouvette partiellement saturée est comparable à la valeur de la contrainte de rupture de l'éprouvette sèche ($\approx 3,8 \text{ MPa}$) mais à une température bien inférieure (-26°C au lieu de -20°C). Fondamentalement, le décalage entre ces deux courbes peut être interprété par une amplitude de contrainte de compression de $1,4 \text{ MPa}$. Cette amplitude de contrainte se développe dans l'éprouvette saturée lors du changement de phase de l'eau porale en glace solide. La comparaison des résultats de l'essai CTFS et TSRST, dans le cas de l'éprouvette saturée indique que la contrainte de compression induite par le « gonflement » de $1,4 \text{ MPa}$ peut être considérée comme l'effet dual de la déformation de gonflement de $150 \mu\text{def}$. Par conséquent, le module sécant est estimé à 10.000 MPa à -10°C et à $0,001 \text{ Hz}$ pendant le changement de phase de l'eau porale.

Le comportement observé avec cette première éprouvette partiellement saturée est également observé pour les autres éprouvettes de la campagne d'essai TSRST. La température moyenne à la rupture des éprouvettes d'enrobé saturées ($-23 \pm 2,5^{\circ}\text{C}$) est inférieure à celle relevées avec les éprouvettes sèches ($-20,3 \pm 0,5^{\circ}\text{C}$) (figure II.28). Par contre, la valeur moyenne de la contrainte à la rupture de l'échantillon sec ($3,8 \pm 0,01 \text{ MPa}$) semble être légèrement plus élevée que celle avec l'échantillon partiellement saturé ($3,37 \pm 0,4 \text{ MPa}$) (Fig II.28).

Lorsque nous appliquons une série de 40 cycles de gel et de dégel, la contrainte de traction à la rupture diminue ($3,24 \pm 0,02 \text{ MPa}$) et la température à la rupture relevée est de $-19,5 \pm 1,9^{\circ}\text{C}$, soit à une diminution de 10% des caractéristiques à la rupture.

Remarque : Bien que la température à la rupture soit plus basse pour l'enrobé saturé, elle ne doit pas être interprétée comme un avantage en terme de performances mécaniques du matériau bitumineux en présence d'eau. Les résultats de l'essai TSRST ont plutôt tendance à indiquer qu'un front de gel se propageant au sein des couches d'enrobé saturé de la chaussée peut conduire au développement des champs d'autocontrainte interne inattendus dont les conséquences demandent plus investigations.

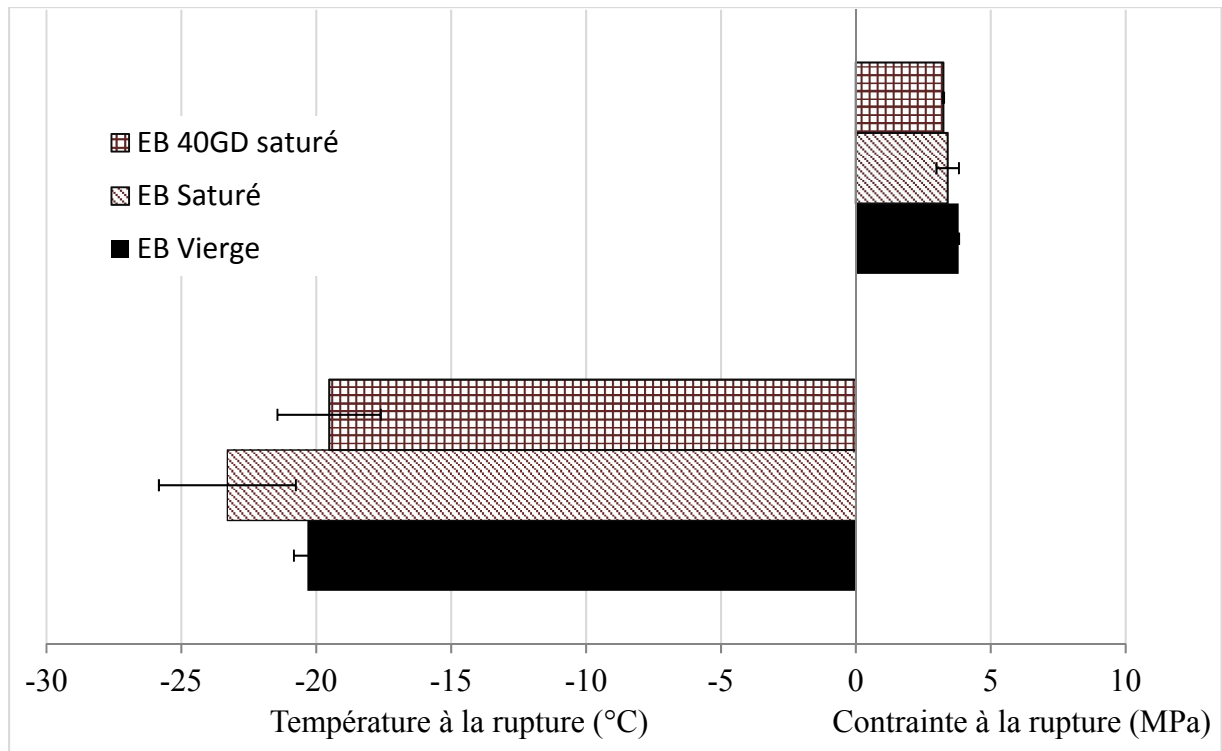


Figure II. 28: Comparaison des caractéristiques à la rupture entre deux échantillons (l'un sec et l'autre saturé après 40 cycles de gel/dégel rupture (moyenne sur l'ensemble des éprouvettes, la barre d'erreur représente l'écart type de la mesure sur 3 éprouvettes sèches et 6 éprouvettes saturées et 2 éprouvettes soumis 40 cycles de gel/dégel)

CONCLUSION

Différents types d'essais ont été menés au laboratoire afin de mieux cerner les conséquences liées au changement de phase de l'eau porale sur le comportement de l'enrobé bitumineux.

En lien avec le taux de saturation des éprouvettes, on a observé que les éprouvettes de porosité comprise entre 5,5% et 9% sont plus saturées que les autres gammes de porosité. Après égouttage, le degré de saturation varie de 60% à 80%. Après plusieurs heures, il se stabilise à 50%. La pénétration de l'eau est très limitée voire faible avec des éprouvettes ayant une porosité inférieure ou égale à 5%.

Les essais de module complexe montrent que le changement de phase de l'eau en glace augmente d'environ 10% la rigidité de l'enrobé saturé. Après avoir subi 40 cycles de gel/dégel, le taux de saturation augmente de 11% jusqu'à atteindre 22% et le module du module complexe à 15°C, 10Hz, baisse alors de 14%.

Lors de l'essai de gel/dégel à déformation libre, la mesure de l'évolution de déformation pour les enrobés secs montre un comportement isotrope en déformation thermique lors de la phase de gel et de dégel. Le coefficient de dilatation/contraction thermique égal à $25 \mu def / ^\circ C$ a été déterminé pour le BBSG 0/14. Considérant les enrobés saturés en eau, un effet de gonflement lié au changement de phase de l'eau en glace se produit brutalement. Ce phénomène brutal n'est pas réversible et l'éprouvette ne récupère pas cette déformation lors du dégel. La superposition des courbes d'évolution de la déformation montre que la déformation, définie comme la différence entre l'enrobé sec et saturé au palier de -10°C. Les résultats de la déformation liée au gonflement permettent de déduire un comportement isotrope.

Cette étude expérimentale a permis de cerner les effets du changement de phase de l'eau porale via l'essai de traction uniaxiale (UTST) et l'essai de retrait-gonflement empêché (TSRST). Lors de l'essai de traction directe, les caractéristiques à la rupture restent inchangées quel que soit l'état hydrique du matériau. Par contre, lors de l'essai TSRST, l'effet de gonflement diminue la limite à la rupture de la contrainte de traction de l'enrobé saturé. Durant le refroidissement, la contrainte diminue pour être en légère compression autour de -10°C. Cet essai démontre que le changement de phase de l'eau porale fait baisser la température à la rupture de l'enrobé saturé, également sa contrainte à la rupture.

Chapitre III : Etude de faisabilité de la visualisation du front de dégel par l'Imagerie par Résonance Magnétique. Validation avec les mesures expérimentales de la température

INTRODUCTION

La spectroscopie de Résonance Magnétique Nucléaire - RMN est une technique qui exploite les propriétés magnétiques de certains noyaux atomiques. Elle est basée sur le phénomène de résonance magnétique nucléaire, utilisé également en imagerie médicale sous le nom d'Imagerie par Résonance Magnétique - IRM. Ces deux applications sont des applications du phénomène RMN.

Le phénomène de RMN est découvert en 1938 par Isidor Isaac Rabi et est mesuré par une méthode de jets atomiques. Les premiers signaux qui constituent la base des méthodes actuelles de détection RMN sont mesurés par F. Bloch et E.M Purcell en 1946. Dans les années 1970, de nombreux techniques ont été développées, parmi elles, dès 1966, Richard R. Ernst a développé la spectroscopie RMN par la transformée de Fourier en utilisant la RMN impulsionnelle. La première « image » d'origine RMN a été observée par Paul Lauterbur en utilisant le principe des gradients capturant l'image d'une coupe virtuelle d'un objet 2D. Actuellement, il existe plusieurs méthodes pour obtenir une image d'un milieu poreux avec la tomographie, le MEB, ... mais l'IRM est devenu au fil du temps plus intéressante pour étudier l'eau au sein du matériau. Bien que moins résolue (résolution de $1/100^{\text{ème}}$ de la taille de l'image), elle cartographie l'eau de manière sélective, et offre une gamme de mesures complémentaires (relaxation, diffusion, vélocimétrie) permettant d'affiner la connaissance de la dynamique et de l'environnement de cette eau à l'échelle microscopique [89]

Depuis plusieurs années, la technique d'IRM d'hydrogène (IRM- ^1H) est beaucoup utilisée à la localisation de l'eau liquide dans les milieux poreux (le bois [90], les roches [91], les sols [92][93] et le béton cimentaire [94][95]). L'utilisation de l'IRM- ^1H à la localisation de l'eau par le temps de relaxation T_2 dans un matériau composé de granulats calcaires est proposée par Miknis et al [96] en 1996. En 2005, il a proposé d'utiliser les images obtenues par l'IRM pour calculer directement la tension superficielle à l'interface entre l'eau et le bitume [97]. Lors de ces études, les mesures sont réalisées à une température ambiante où seuls les signaux émis par l'eau liquide sont mesurables alors que ceux émis par le bitume ou le granulats ne sont pas mesurés en raison de la viscosité et la mobilité de leurs molécules. Cependant, les signaux magnétiques émis par le bitume peuvent être mesurés à haute température [98][99] ou par l'utilisation de solvants [100].

En utilisant l'IRM d'hydrogène, l'objectif de ce chapitre est dans un premier temps d'étudier la faisabilité de visualiser l'évolution du front de dégel à température ambiante dans un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau, selon l'idée que l'IRM 'voit' l'eau liquide, mais pas la glace. Dans un second temps, on vise à estimer la vitesse de propagation du front

de dégel par le traitement des images obtenues avec le logiciel ImageJ. Ensuite, les résultats obtenus sont comparés avec les mesures expérimentales ainsi qu'avec les résultats obtenus par le modèle EF développé précédemment.

Pour mener à bien ce travail, il est d'abord nécessaire de définir les caractéristiques des signaux magnétiques des EB de différents constituants utilisés et de l'eau liquide. Il faut aussi évaluer la compatibilité électromagnétique de la jauge de déformation collée sur l'éprouvette. L'éprouvette d'enrobé bitumineux sélectionnée est dans un premier temps saturé en eau, puis conditionnée à -28°C . Elle est ensuite placée dans le tunnel d'aimantation de l'IRM. On doit appliquer deux conditions limites sur les bords de l'éprouvette afin d'observer par image 2D l'évolution de la transformation de la glace solide en eau liquide dans l'éprouvette. Enfin, le traitement d'image est réalisé avec le logiciel ImageJ, les exploitations d'images permettent de déduire la vitesse de propagation du front de dégel lors de l'évolution de la température de l'éprouvette vers la température ambiante (20°C)

I. GENERALITE SUR L'IMAGERIE PAR RESONANCE MAGNETIQUE - IRM

Le phénomène RMN est une propriété de certains noyaux atomiques possédant un spin nucléaire placé dans un champ magnétique. Ce phénomène est exploité par la Spectroscopie RMN qui est une technique non destructive et non rayon-X mesurant sélectivement le signal spectroscopique émis par certains noyaux différents constitutifs du matériau. Actuellement, la RMN de noyau d'hydrogène (^1H), appelé également RMN du proton, est beaucoup utilisée dans l'étude de matériaux poreux saturés en eau. L'IRM est également une technique plus complexe reposant sur le principe de RMN.

I.1 Base fondamentale du phénomène RMN

I.1.1 *Spin nucléaire est ses caractéristiques magnétiques*

Le spin est le moment cinétique intrinsèque des particules quantiques. Ce moment est analogue à celui qui résulterait de la rotation sur elle-même d'une particule de dimension nulle, d'où son nom de spin qui signifie rotation en anglais. En physique quantique, le spin est une des propriétés des particules. En RMN, on s'intéresse aux noyaux de spin qui est différent de zéro. Le noyau de l'atome d'hydrogène (^1H) est constitué d'un seul proton.

A l'échelle du noyau seul (microscopique), un spin se comporte comme un petit aimant et est associé à un moment magnétique $\vec{\mu}$ et un moment du spin \vec{S} qui sont liés par la relation :

$$\vec{\mu} = \gamma \vec{S} \quad (\text{III.1})$$

dont γ (rad/s/T) est le rapport gyromagnétique caractéristique de chaque noyau. A condition libre de champ magnétique extérieur, ce spin s'oriente dans une direction

quelconque du fait de l'agitation thermique. Dès qu'un fort champ magnétique homogène \vec{B}_0 est appliqué, ce spin tend à s'orienter dans l'axe du champ. Du point de vue de la mécanique quantique, il s'oriente de manière prépondérante dans la direction parallèle (correspondant au niveau énergétique favorable α , $m = 1/2$), et de manière moindre dans la direction antiparallèle (correspondant au niveau énergétique favorable β , $m = -1/2$) au champ \vec{B}_0 mais pas exactement sur l'axe du \vec{B}_0 . En réalité, il précesse autour de l'axe de \vec{B}_0 comme démontré sur la figure III.1 à la vitesse angulaire $\omega_0 = \gamma B_0 = 2\pi \nu_0$ dont $\nu_0 = \frac{\gamma B_0}{2\pi}$ est la fréquence de Larmor, ou appelé aussi la fréquence de précession.

A l'échelle macroscopique, un échantillon contient un ensemble de spins. La résultante des moments magnétiques de l'ensemble de ces spins est appelée la magnétisation macroscopique M_0 ou l'aimantation macroscopique, représentée par le vecteur \vec{M}_0 (Figure III.2). A condition libre de champ magnétique extérieur, les spins pointent dans toutes les directions en raison de l'agitation thermique dont les moments des spins sont distribués uniformément sur un même niveau énergétique et la magnétisation macroscopique est nulle. L'application du champ \vec{B}_0 redistribue les moments des spins dans deux différents niveaux énergétiques ($m = 1/2$ et $m = -1/2$). Ce moment est en fonction de la différence d'énergie $\Delta E = \frac{h}{2\pi} \cdot \gamma \cdot B_0$ ($h = 6,62 \times 10^{-34} \text{ J} \cdot \text{s}$ et la constante de Planck) entre les deux états quantiques ($m = 1/2$ et $m = -1/2$). La magnétisation macroscopique \vec{M}_0 de l'ensemble des spins apparaît parallèlement à la direction du champ \vec{B}_0 . La norme de \vec{M}_0 , qui pourra plus tard être convertie en intensité de signal mesuré est proportionnelle au carré du rapport gyromagnétique, au champ B_0 mais inverse à la température T :

$$M_0 = N \frac{\gamma^2 \hbar^2}{4k_B T} B_0 \quad (\text{III.2})$$

où N est le nombre de spin, $\hbar = \frac{h}{2\pi}$ est le constant réduit de Planck, $k_B = 1.381 \times 10^{-23} \text{ J/K}$ est la constante de Boltzmann.

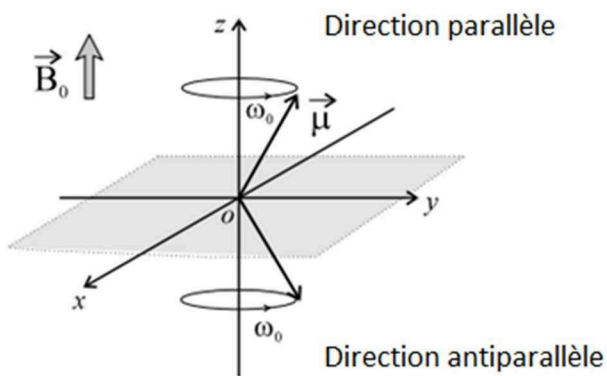


Figure III.1: Précession du spin à l'application du B_0 .

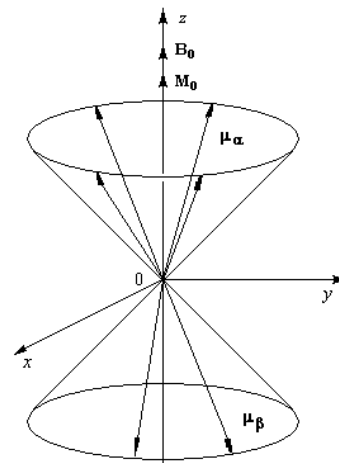


Figure III.2: Vecteur de magnétisation M_0

I.1.2 Résonance magnétique

Une bobine émettrice - réceptrice, applique un champ magnétique de type radiofréquence \vec{B}_1 , sous la forme d'impulsions, à une fréquence de Larmor ν_0 , perpendiculairement au vecteur de magnétisation résultante \vec{M}_0 , donc perpendiculaire à \vec{B}_0 . Elle engendre une bascule de ce vecteur d'un angle θ . Cette aimantation macroscopique possède une nouvelle position caractérisée par le vecteur \vec{M} précessant autour de \vec{B}_1 . C'est le phénomène de résonance magnétique qui est par ailleurs considéré comme la transition énergétique du noyau d'un niveau énergétique $m = 1/2$ à un niveau énergétique $m = -1/2$.

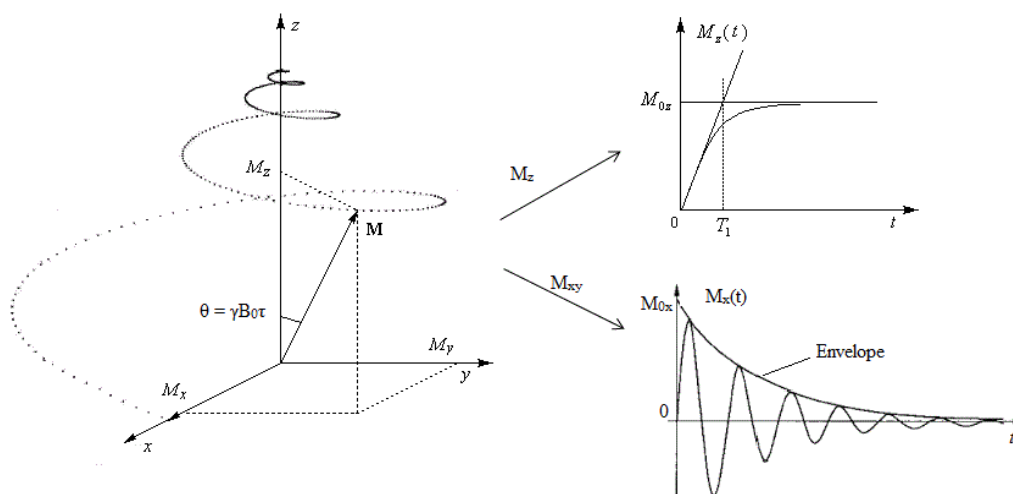


Figure III.3: Retour à l'équilibre du vecteur d'aimantation macroscopique à la fin de l'excitation B_1 et ses caractéristiques en temps de relaxation.

I.1.3 *Relaxation*

L'arrêt de l'application de la radiofréquence va permettre le vecteur \vec{M} de précesser à son état d'équilibre \vec{M}_0 . Son chemin de retour est décrit dans les coordonnées du laboratoire par deux composantes qui caractérisent la nature du noyau : M_z , appelé aimantation longitudinale, et M_{xy} , appelé aimantation transverse (Figure III.3).

Le retour à l'équilibre de la composante longitudinale M_z est caractérisé par le temps de relaxation longitudinal T_1 . Le temps T_1 , appelé aussi le temps de relaxation spin-réseau, est défini comme le temps nécessaire pour restaurer 2/3 de l'aimantation selon l'axe z et dépend de différents paramètres tels que : le type de noyau, l'environnement et la taille de la molécule. La disparition (ou le déphasage des spins dans le plan transversal) du composant transversal M_{xy} est caractérisée par le temps de relaxation transversale T_2 . La relaxation T_2 , appelée temps de relaxation spin-spin, est due à des inhomogénéités de B_0 et à des interactions moléculaires. Ces deux temps sont indépendants, $T_1 > T_2$, et peuvent-être différents l'un et l'autre, il suit cependant/toutefois dans les systèmes homogènes simples une loi exponentielle comme démontré dans figure III.3.

I.2 Spectroscopie RMN

Lorsque les deux fréquences de précession autour de \vec{B}_0 et de radiofréquence impulsionnelle \vec{B}_1 sont égales, la résonance se produit. Ce phénomène est utilisé pour l'observation des propriétés magnétiques des noyaux nucléaires par la spectroscopie RMN. Le principe de cette technique de mesure est de récupérer les signaux émis par les noyaux lors de leur retour à l'état d'équilibre, pendant leur précession. Les signaux sont captés par une bobine réceptrice, puis sont stockés et analysés et enfin transformés en spectre RMN par la transformée de Fourier.

Les signaux magnétiques sont mesurés par une séquence qui est une suite d'instructions élémentaires. Ces séquences contiennent une succession de champs impulsionnels principaux composés de phases de repos et d'acquisitions de signaux. Quelques séquences importantes sont :

- Impulsion – acquisition
- Inversion – Récupération (qui mesure le temps de relaxation longitudinal T_1)
- Séquence « écho de spin » et la séquence CPMG qui mesure T_2 .

Chaque séquence est dédiée à mesurer un aspect du signal ou de la physique de l'échantillon. Également, certaines séquences sont plus robustes à certaines sources d'artefacts que d'autres. Par exemple, pour mesurer T_2 parmi ces séquences, la première est la plus simple mais elle n'est utilisée que dans le cas où champ \vec{B}_0 est homogène. Alors que la séquence CPMG est plus polyvalente dans le cas d'échantillons hétérogènes, et de fait plus couramment utilisée.

I.3 Principe de l'IRM : De la signature spectroscopique à l'image

La technique d'IRM repose sur le phénomène de RMN comme la spectroscopie RMN mais avec des séquences plus complexes. Pour avoir une image, il faut alors localiser spatialement les signaux. On impose donc des gradients linéaires de champ magnétique principal $\vec{B}^{grad}(t, \vec{r})$ qui a pour l'objectif de varier spatialement la fréquence de résonance. Ces variations sont contrôlées en intensité et orientation avec des bobines de gradient de champ magnétique. Ce gradient de champ non-uniforme induit des fréquences de précession légèrement différentes en fonction de la position des atomes. Les séquences d'imagerie comprennent une succession de périodes de gradients de champ principal, de périodes de champ oscillant, et des phases de repos pour obtenir une image des noyaux étudiés ou d'une information spectrale dans l'échantillon durant une période donnée [101].

Le gradient de champ imposé dont l'intensité et l'orientation sont contrôlées s'écrit comme suit:

$$\vec{B}^{grad}(t, \vec{r}) = G_x(t)x + G_y(t)y + G_z(t)z = \vec{G}(t) \cdot \vec{r} \quad (\text{III.3})$$

où $\vec{G}(t)$ est le vecteur de gradient de champ et \vec{r} est la position spatiale. Lorsque l'on impose ce gradient, on obtient le champ résultant: $\vec{B}_0 + \vec{B}^{grad}(t, \vec{r})$. Il produit également un gradient de la fréquence angulaire de Larmor: $\omega_0 + \gamma \vec{G}(t) \cdot \vec{r}$

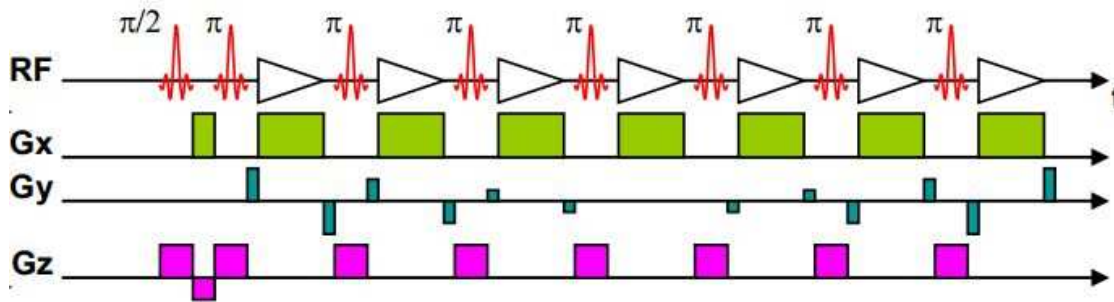


Figure III.4: Exemple d'un vecteur de gradient de champ (RF radiofréquence) [102]

Le principe de l'imagerie 2D par l'IRM est constitué principalement de 3 étapes. Premièrement, on choisit une coupe souhaitée à l'intérieur de l'échantillon par le gradient G_z . Deuxièmement, les deux gradients G_x et G_y sont appliqués pour différencier les différentes lignes et colonnes dans le plan de coupe choisi. Ces gradients permettent d'échantillonner le plan fréquentiel de Fourier qui contient des points centraux codant l'information sur le signal et le contraste de l'image. Enfin, l'utilisation la transformation inverse de Fourier TF^{-1} permet de reconstruire l'image dans le repère du laboratoire (espace direct).

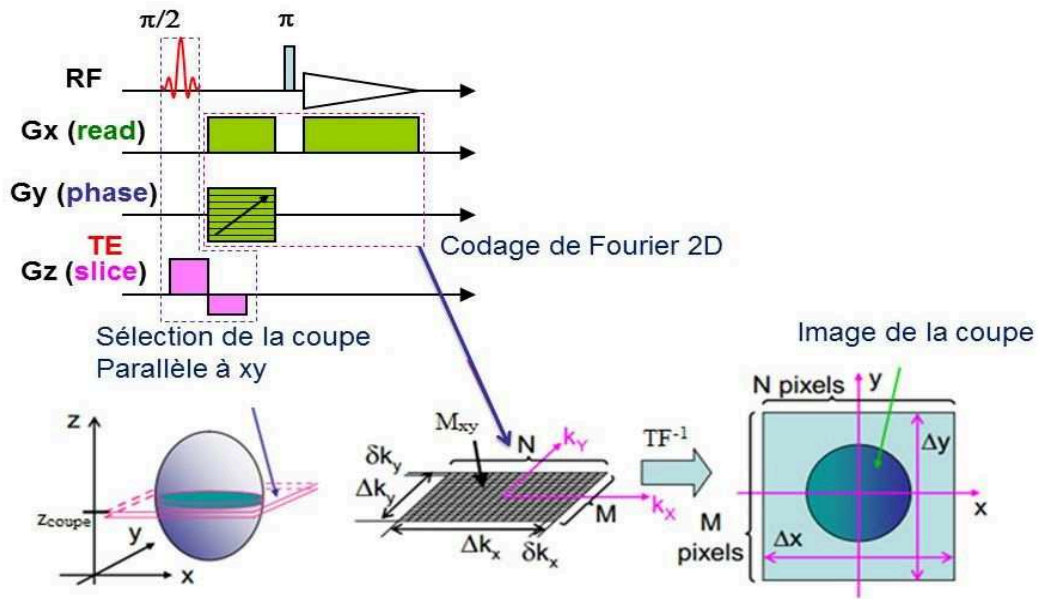


Figure III.5: Principe d'IRM [102]

II. VISUALISATION DE PROPAGATION DU FRONT DE DEGEL PAR L'IRM

II.1 Matériaux et éprouvettes testés

L'enrobé bitumineux actuellement étudié est un mélange de bitume de granulats « diorite ». Ce type de granulat contient une partie de ferrite avec un taux de 12761mg fer/kg [103]. Théoriquement, la présence de ce type du matériau ferromagnétique perturbe le champ magnétique, donc la qualité de l'excitation des spins et des signaux captés par l'antenne.

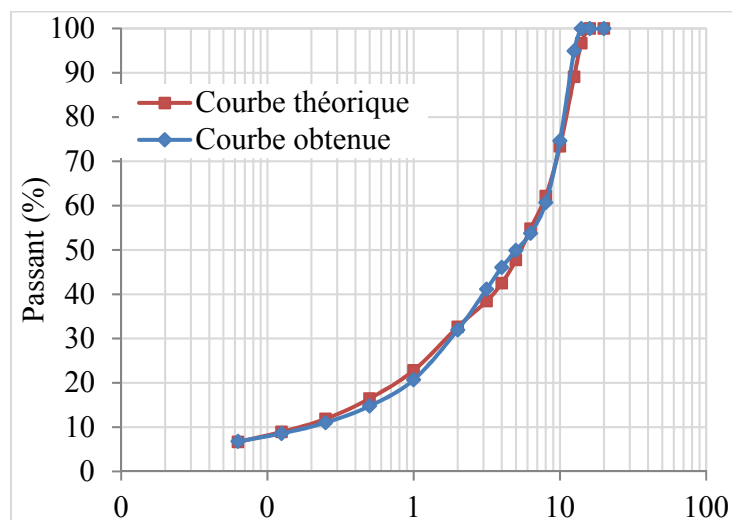


Figure III.6: Courbe granulométrique de l'EB calcaire

Pour cette raison, on va préparer également des éprouvettes d'enrobé avec une autre nature pétrographique « calcaire » où on a substitué le granulats diorite par un granulats calcaire – non magnétique. Le granulats calcaire utilisé est issu de la carrière de Chateaupanne. Un EB « calcaire », respectant la courbe théorique et module de richesse de l'EB à base de granulats « diorite », a été formulé en utilisant la méthode de formulation française [30].

Des éprouvettes cylindriques ont été carottées dans une plaque préfabriquée et compactée à l'aide du compacteur MLPC. Leurs masses volumiques apparentes et porosités ont été déterminées à l'aide du banc gamma densimétrique suivant la norme NF P98-250-5. Les résultats sont détaillés dans le tableau ci-dessous.

Eprouvettes	Type granulats	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)	Porosité par banc gamma
C01	Calcaire	82	78	8,1
C02	Calcaire	80,5	78	7,3
C03	Calcaire	82,7	78,1	6,6
C06	Calcaire	81,4	78	8,4
D07	Diorite	87,2	77,8	6,9

Tableau III.1: Liste d'éprouvette de l'essai IRM

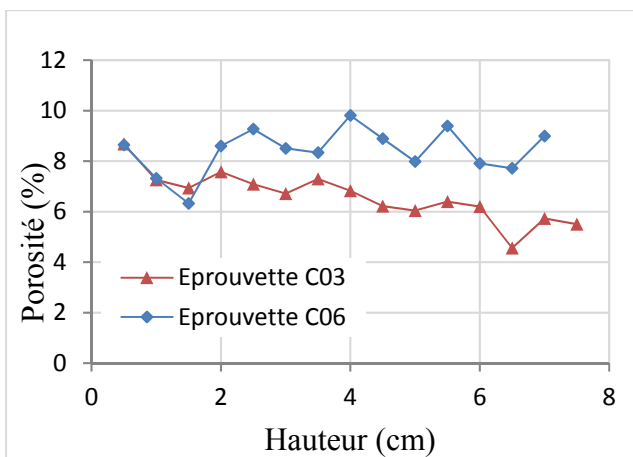
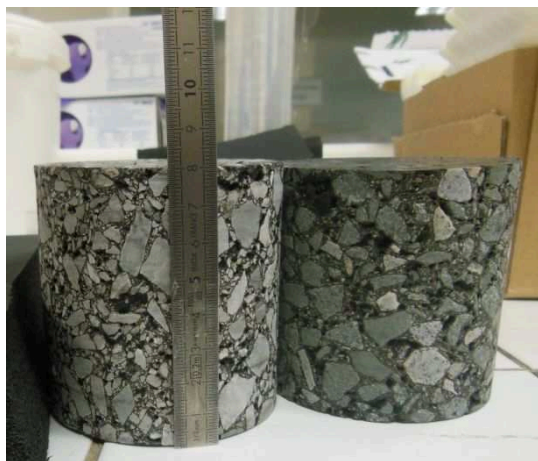


Figure III.7: Eprouvettes cylindriques (à gauche) et distribution de porosité (à droite) par banc gamma en fonction de la hauteur d'éprouvette.

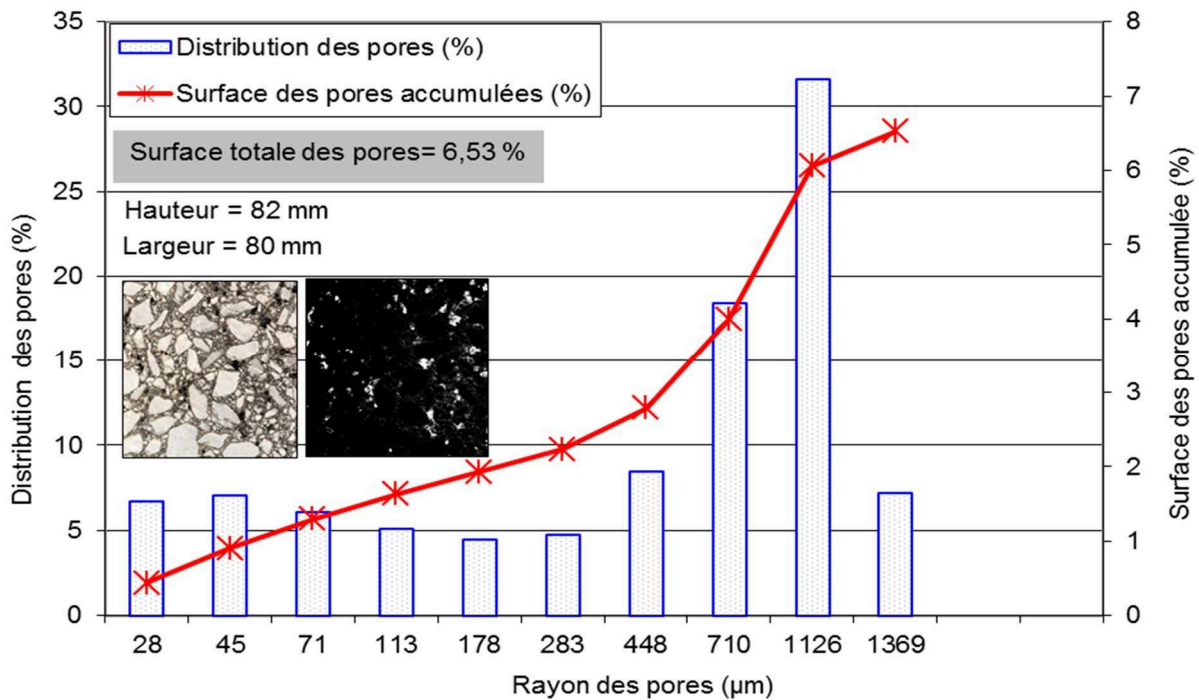


Figure III.8: Distribution des pores d'une surface coupée de l'éprouvette C06

Pour évaluer la distribution des pores dans les éprouvettes d'enrobé, nous avons utilisé la méthode d'analyse d'image. Ainsi, l'éprouvette C06 a été coupée verticalement après l'essai d'IRM, l'image de sa surface coupée a été capturée par un appareil de photo à haute résolution. Cette image a été traitée avec le logiciel Analysis Pro, afin de la convertir en format binaire (noir et blanc) et de l'analyser. Le résultat est présenté dans la figure III.8 qui permet de visualiser la distribution des pores de la surface étudiée ainsi que leur surface cumulée. Cette figure montre qu'environ 90% des pores ont un rayon inférieur à 1,1mm et que 30% des pores possèdent un rayon de 1,1mm.

On s'intéresse également à l'évolution de la température et de la déformation au cours d'un essai d'IRM. L'éprouvette C01 a été équipée d'une jauge d'extensomètre et d'une sonde pt100, placée sur sa surface et une seconde sonde placée au cœur de l'éprouvette. On vérifie d'abord la qualité des signaux, enregistrés sur cette éprouvette à l'état sec, munie de l'instrumentation décrite précédemment et reliée au système d'enregistrement et de mesure (Spider 8 HBM et PC).

II.2 Méthode et matériels

II.2.1 Saturation des éprouvettes

Les éprouvettes ont été saturées en utilisant les matériels mis à disposition par le Laboratoire Navier. Ils sont présentés dans la figure III.9. La phase de saturation suit le protocole établi et indiqué dans le chapitre II, à la seule différence que la dépression imposée est -97kPa au lieu de -84kPa . Le degré de saturation de chaque éprouvette est présenté dans le tableau III.2.

Eprouvette	Porosité	Saturation
C02	7,34	73%
C03	6,6	51,6%
C06	8,61	63,4%
D07	6,89	85%

Tableau III.2: Degré de saturation des éprouvettes

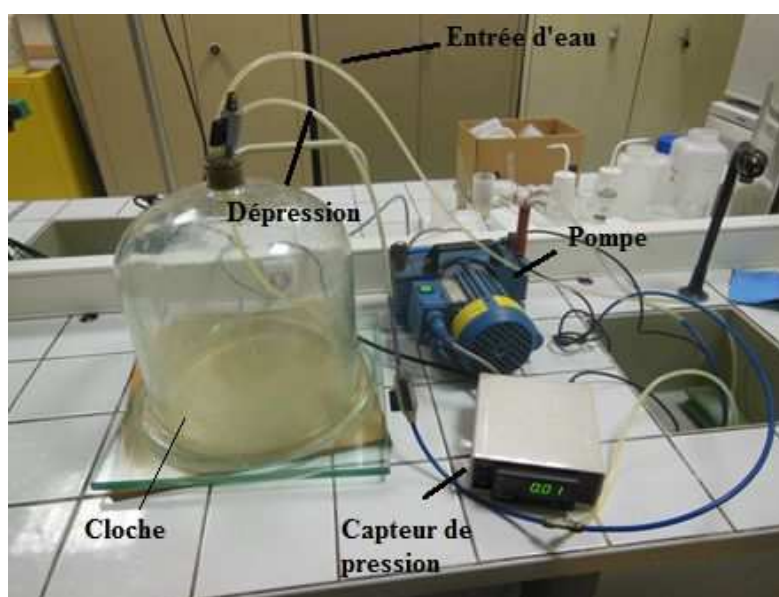


Figure III.9: Système de saturation

II.2.2 Spectromètre IRM

Le spectromètre d'hydrogène ^1H utilisé est un imageur Avance **24/80** DBX de Bruker avec un aimant permanent homogène de l'axe vertical 0.5 Tesla et une sonde proton accordée à **20** MHz. La dimension utile est de 20 cm de diamètre et 20 cm de hauteur. Des gradients de

champs magnétiques, qui localisent spatialement le signal, ont une valeur maximale de 50 mT/m et sont linéaires sur 10 cm de hauteur.

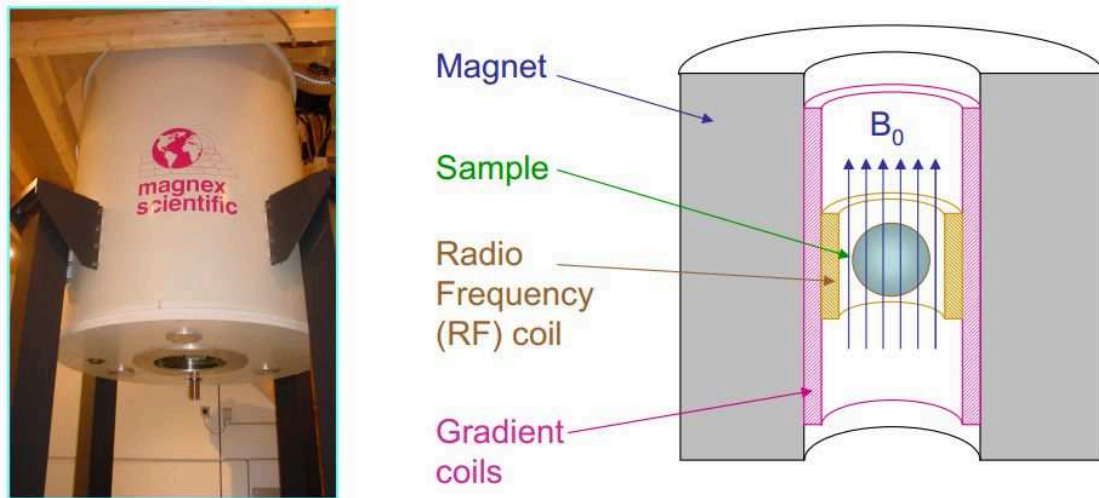


Figure III.10 : Tunnel d'IRM vertical avec son architecture interne

II.2.3 Méthode et démarches

Lors de ce travail de thèse, les spectres T_2 sont caractérisés puis sont exploités pour localiser la présence de l'eau dans l'éprouvette d'EB. Les coupes d'épaisseur 1cm sont sélectionnées puis projetées dans les différentes directions pour construire des images 2D. On identifie alors les caractéristiques des signaux magnétiques émis par les granulats, et les molécules d'eau dans les pores. L'influence des autres supports est également évaluée. Puis, on observe « image par image » l'évolution du front de dégel en localisant par l'IRM la présence des molécules d'eau « liquides » en fonction du temps dans les coupes choisies.

a) Caractérisation des spectres RMN des éprouvettes sèches (1^{er} test)

L'objectif est de caractériser les spectres magnétiques émis ainsi que le niveau de bruit des constituants l'enrobé bitumineux. Pour cela, une éprouvette de granulat « diorite » et trois éprouvettes de granulats « calcaire », ainsi qu'une éprouvette munie d'une jauge de déformation et de deux sondes de température pt100, connectée au système de mesure ont été suivies.

b) Caractérisation des spectres RMN émis par les molécules d'eau dans l'enrobé bitumineux (2^{ème} test)

Deux éprouvettes, ont été saturées d'eau pour les besoins de l'essai, C02 composée de granulats « calcaire » et D07 de granulat « diorite ». Elles ont permis l'évaluation des signaux magnétiques de la composante transversale M_{xy} émis par les molécules d'eau contenues dans l'enrobé à température ambiante (20°C). Ces résultats seront utilisés pour la détection des

signaux émis par l'eau dans les éprouvettes gelées lors de leur décongélation. Ce résultat sert aussi à l'évaluation du niveau du bruit causé par les granulats « diorite » et « calcaire » par rapport au signal émis par l'eau. Enfin, cette caractérisation permettra de choisir le granulats le plus adapté pour l'essai d'IRM.

c) Visualisation 2D de l'évolution du front de dégel de l'enrobé initialement saturé et gelé (3^{ème} test)

Suite aux résultats obtenus lors du second essai, deux éprouvettes « calcaires » C03 et C06 ont été saturées puis gelées à -28°C. Elles ont ensuite été placées dans la cellule d'IRM, puis exposées librement à une température ambiante (20°C) selon deux conditions sur les bords (Figure III.11) :

- Dégel 1D (Cas A) : Les éprouvettes saturées et gelées sont enveloppées dans un isolant thermique dont les caractéristiques n'ont pas d'influence sur le signal magnétique. Elles sont ensuite laissées se dégeler naturellement à une température ambiante. On peut considérer que ces éprouvettes subissent un réchauffement de haut en bas. Pour éprouvette C06, seule une coupe verticale a été visualisée lors de la condition de dégel. Concernant l'éprouvette C03, une coupe verticale et une coupe transversale à mi-hauteur de l'éprouvette ont été visualisées.
- Dégel 3D (Cas B) : L'éprouvette C06 a été saturée puis gelée à -28°C, elle a ensuite été placée sans isolant thermique dans le tunnel d'IRM pour atteindre la température de la salle (20°C). Lors de la mesure de cette éprouvette, on cherche à visualiser 4 coupes différentes : une coupe verticale et trois coupes transversales à la hauteur $z = 1\text{cm}$, $z = 4\text{cm}$ et $z = 7\text{cm}$.

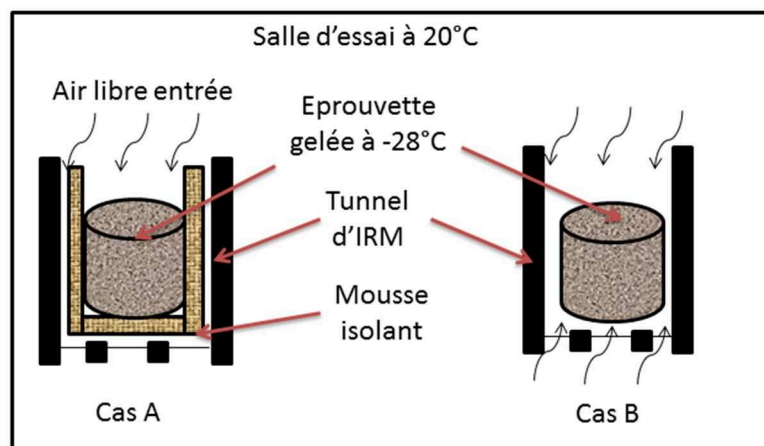


Figure III.11: Conditions d'essai de dégel 1D et dégel 3D.

II.3 Résultats et interprétations

II.3.1 Signaux émis par les EB de différents granulats à l'état sec

Les résultats des signaux de réponse M_{xy} de l'enrobé bitumineux de différents granulats sont représentés par le spectre dans l'espace Fourier de la figure III.12 où les valeurs de l'axe vertical ne sont pas réelles, elles ne servent qu'à la comparaison de l'intensité des signaux. On observe que l'intensité du signal émis par l'EB diorite est moitié plus faible que celle émise par l'EB calcaire, mais surtout, beaucoup plus large au plan spectral. Ainsi, la largeur de pic (à mi-hauteur) est de 244 Hz pour l'EB calcaire, alors qu'elle est 15 fois supérieure pour l'EB diorite, de l'ordre de 3760 Hz. De plus, on retrouve des soucis d'inhomogénéités de champ lors des essais sur l'EB diorite.

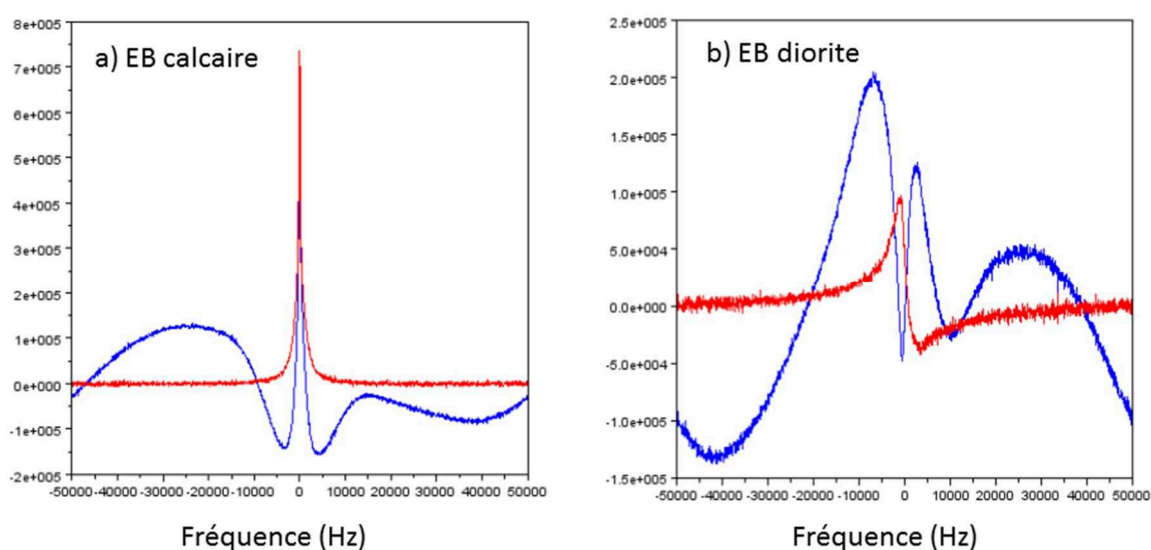


Figure III.12 Spectre réceptionné dans l'espace fréquentielle à l'état sec: a) EB calcaire, b) EB diorite (Bleu : spectre brut. Rouge : spectre après retrait de l'artefact de début d'acquisition).

II.3.2 Signaux émis par les EBs de différents granulats à l'état saturé.

Après la saturation, une éprouvette « calcaire » C02" et une éprouvette « diorite » D07 sont successivement placées dans le tunnel d'IRM pour la mesure. La figure III.13 présente le profil de l'intensité du signal de chaque éprouvette positionnée au centre du tunnel. Le domaine défini des éprouvettes est délimité par les deux traits verticaux à $x = -4$ cm et $x = 4$ cm. Au centre de ce domaine, le signal émis par l'eau porale présente dans les éprouvettes d'EB. On peut remarquer que le signal émis par l'eau dans l'EB « calcaire » est 10 fois plus important que celui émis par l'eau dans l'EB diorite. De part et d'autre, les deux signaux sont presque nuls.

A partir de ces signaux magnétiques, on peut établir une image représentant la cartographie de la présence de l'eau porale dans l'EB « calcaire », mais aucune image de la présence de l'eau

dans l'enrobé « Diorite » n'est obtenue comme montré sur la figure III.14. Dans la figure III.14a, les carrés noirs représentent le périmètre d'une coupe verticale d'épaisseur un centimètre de l'éprouvette auscultée, où les zones bleues et roses caractérisent la présence de l'eau porale à l'état liquide. A l'extérieur de ce carré, se trouve l'air libre du tunnel d'IRM. Cependant, dans la figure III.14b, il n'est pas possible d'obtenir une image de la présence de l'eau dans l'EB « diorite », alors que cette éprouvette est plus saturée que l'éprouvette d'EB « calcaire » (85% par rapport 63,4%). A noter que dans cette figure, les zones bleues ne représentent pas la présence de l'eau, mais sont uniquement du bruit de mesure dû à la présence des granulats « Diorite », perturbe le signal et rend l'eau indétectable.

Ces mesures confirment notre hypothèse d'incompatibilité des granulats « diorite » aux signaux magnétiques de l'IRM. Le remplacement du granulat « diorite » par un granulat « calcaire » dans l'enrobé bitumineux (EB) testé est nécessaire.

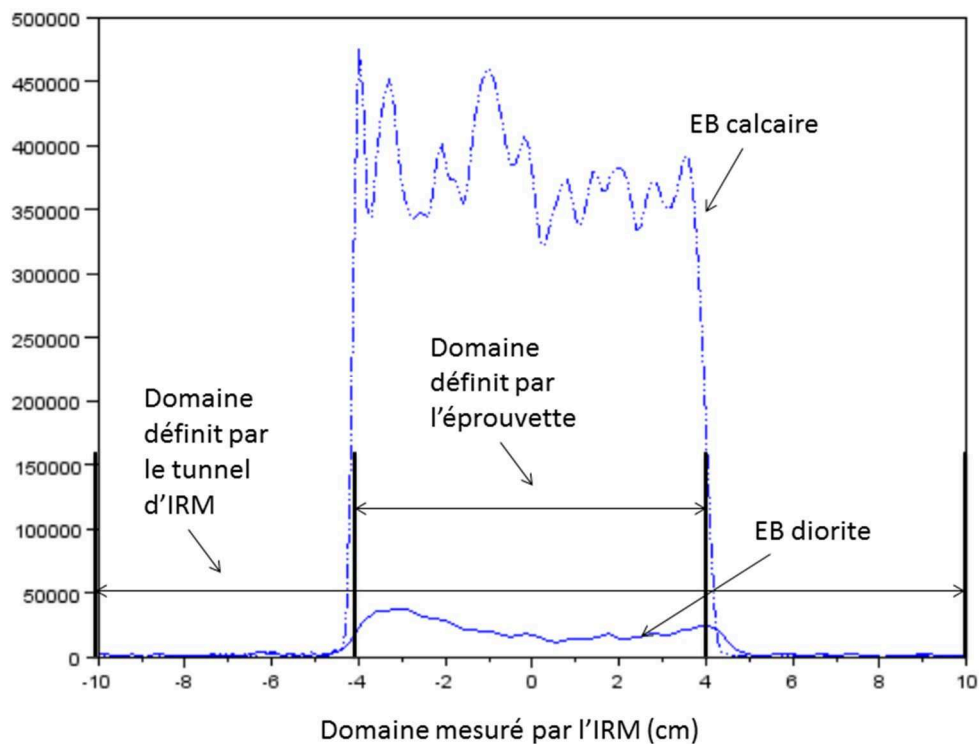


Figure III.13 : Le profil de l'intensité du signal de l'enrobé diorite (courbe glissante) et de l'enrobé calcaire (courbe pointillée) à l'état saturé.

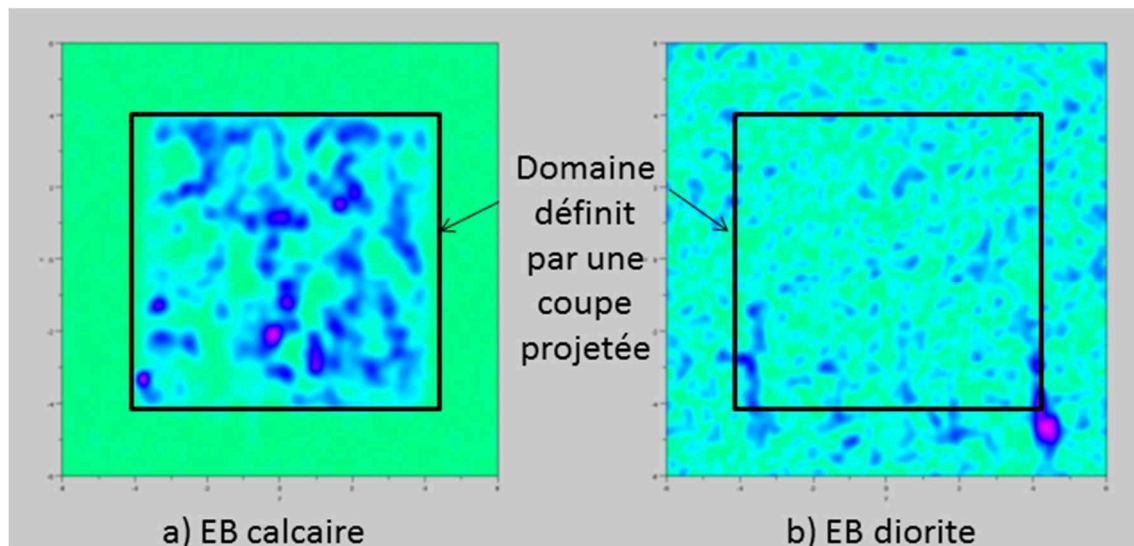


Figure III.14 : Visualisation IRM des coupes verticales de deux échantillons EB calcaire et EB diorite

II.3.3 Epreuve « calcaire » instrumentée

Concernant l'influence de l'instrumentation sur le signal de mesure obtenu par l'IRM, l'objectif est d'évaluer le niveau de bruit émis par une même éprouvette calcaire dans différentes configurations :

- Sans instrumentation (a) ;
- Après avoir équipé cette éprouvette d'une jauge de déformation et 2 sondes de température émis par (b) ;
- Après avoir connectée cette éprouvette au système d'acquisition (Spider8 et PC).

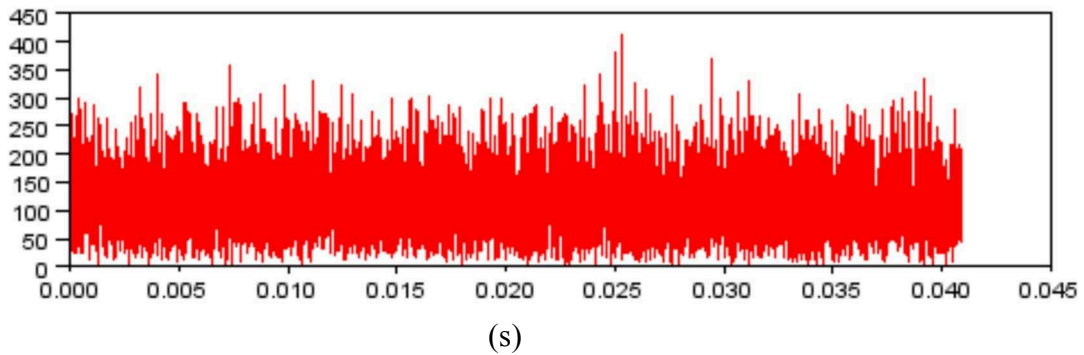
Les résultats de l'évaluation du bruit sont présentés dans l'espace temporel sur la figure III.15 ci-dessous.

Dans le cas de l'éprouvette instrumentée, figure III.15b, le bruit a été multiplié par un facteur 7, du fait de la présence des capteurs, des fils par rapport à l'éprouvette nue, figure III.15a. L'écart type de ce bruit est de 676 (sans unité).

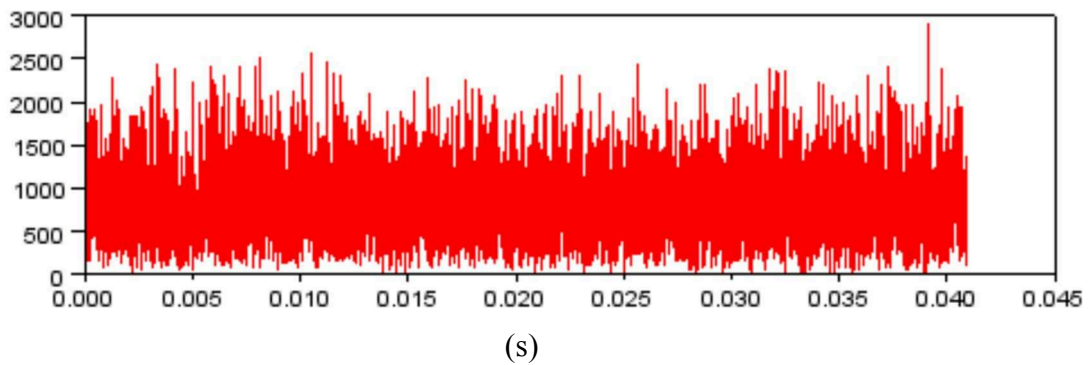
Dans le cas de l'éprouvette instrumentée et connectée à un système d'acquisition et PC, le signal temporel montre des créneaux d'émission de parasites très élevés, certainement dus aux appareils d'acquisition utilisés. Le bruit mesuré est 40 fois supérieure à celui constaté sur l'éprouvette nue, avec un écart type de bruit de 3657 (sans unité).

Ces mesures indiquent que le niveau de bruit augmente dès lors que l'on souhaite ausculter une éprouvette pourvue d'une instrumentation et surtout si cette instrumentation est raccordée à un moyen d'acquisition. La présence de jauges de déformation et de sondes de température

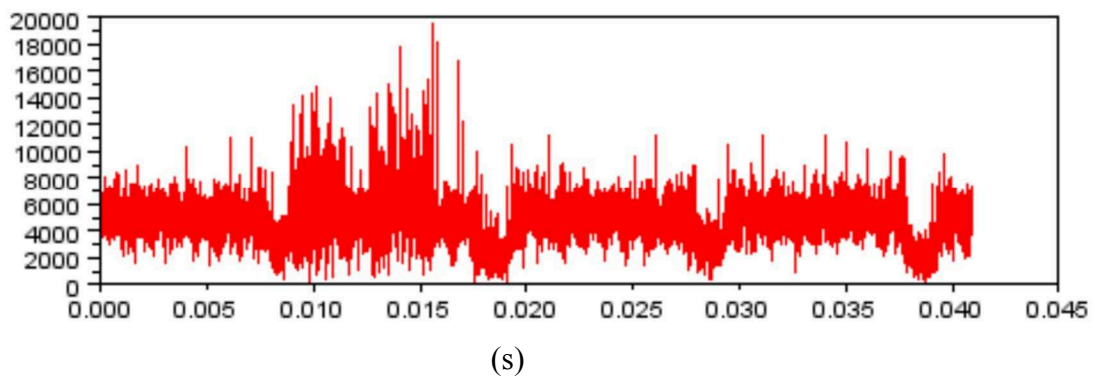
qui perturbent les signaux de mesure du récepteur d'IRM est à proscrire, sauf à trouver des solutions spécifiques de mise en œuvre compatibles au plan électromagnétique avec l'IRM.



(a) Niveau de bruit d'une éprouvette calcaire nue (Ecart type = 92)



(b) Niveau de bruit d'une éprouvette calcaire jaugées et câblées (Ecart type = 676)



(c) Niveau de bruit d'une éprouvette calcaire jaugée et câblée, puis connecté au système Spider HBM + PC (Ecart type = 3657)

Figure III.15: Evaluation du niveau de bruit généré par une éprouvette calcaire instrumentée à l'état sec.

II.3.4 Evolution du front de dégel 1D (Cas A)

Les images sont obtenues avec une résolution de pixel de $2 \times 2 \text{ mm}$. Le temps de chaque mesure varie de 2 à 4 minutes, et les mesures sont répétées sous forme de cycles toutes les 10 à 14 minutes. La durée des cycles dépend principalement du nombre de coupe et/ou de mesures que l'on veut effectuer. La figure III.16 présente un profil des signaux magnétiques en fonction du temps et de la hauteur de l'éprouvette, s'étalant de -4 cm à $+4 \text{ cm}$ de bas en haut, de l'éprouvette C06.

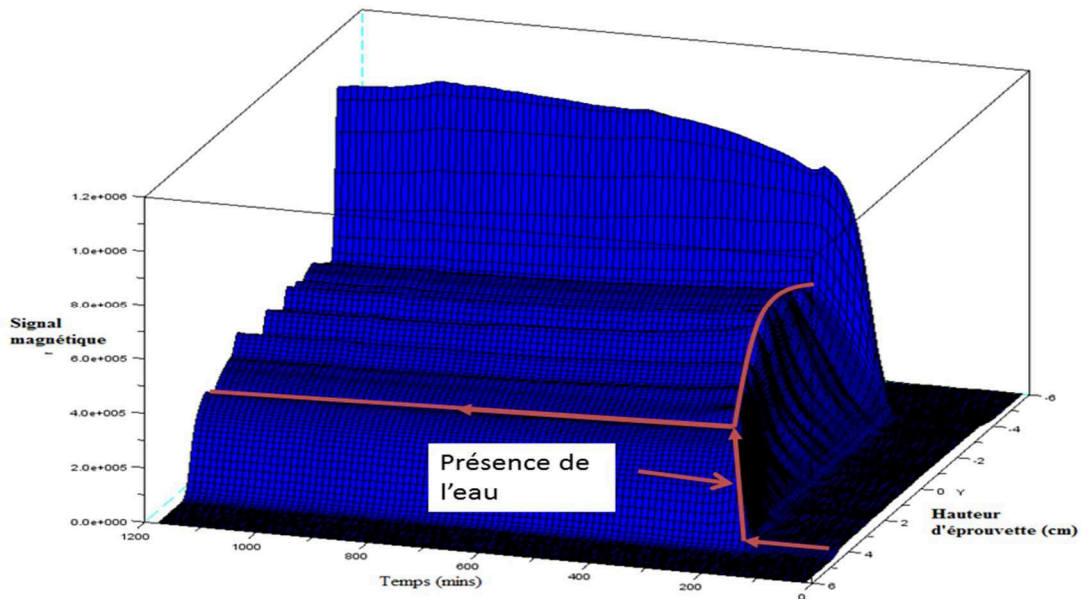


Figure III.16: Profil des signaux magnétiques en fonction du temps (minutes) et de la hauteur d'éprouvette (cm) variant de haut en bas de 4 cm à -4 cm de l'éprouvette C06 lors de dégel.

En regardant l'axe du temps variant de droite à gauche, lorsque $t < 150 \text{ minutes}$, le signal enregistré est négligeable sur toute la hauteur de l'éprouvette. Il signifie que l'eau est encore à l'état solide (glace). Mais dès que $t > 150 \text{ minutes}$, le signal enregistré devient supérieur à 4×10^5 , il correspond au signal récupéré dans une éprouvette calcaire saturée à température ambiante dans la figure III.13. Celui-ci caractérise la présence de l'eau liquide, due au dégel. Le signal à la hauteur $z = -4 \text{ cm}$ correspond au signal émis par l'eau libre dont le signal est deux fois plus important que l'eau porale. Cette quantité d'eau est drainée par l'éprouvette et s'accumule à l'interface de contact avec la mousse.

L'évolution des fronts de dégel des éprouvettes saturées et gelées sont présentées sur les images 2D dans la figure III.17 et figure III.18 ci-dessous. Les images présentées ci-dessous représentent la présence de l'eau volumique contenues dans les coupes d'épaisseur 1 cm . Dans ces images, les points de couleur jaune et verte indiquent la concentration en eau sur la coupe et représentent la présence de l'eau liquide. Lorsque l'eau contenue dans ces deux éprouvettes est totalement dégelée à $t > 230 \text{ minutes}$ correspondant aux images des dernières colonnes des

figures III.17 & 18, on peut remarquer que l'eau a réussi à pénétrer jusqu'au cœur de l'éprouvette de 80mm de diamètre et que sa distribution est très hétérogène.

Concernant l'éprouvette C06 (figure III.17), une seule coupe verticale est mesurée et une image est enregistrée à chaque 10 minutes. La figure III.18 présente une coupe verticale et une coupe horizontale à mi-hauteur de l'éprouvette C03 ($z = 0\text{cm}$). Ces deux éprouvettes sont totalement dégelées après 5h30.

On observe dans les coupes verticales de l'éprouvette C06 (fig. III.17) et C03 (fig. III.18) que les consignes jaunes représentant la présence de l'eau liquide, soit le front de dégel, et apparaissent d'abord en surface haute de l'éprouvette. Au fil du temps, ce front descend progressivement jusqu'à décongélation complète de l'éprouvette.

Dans la figure III.17 de la coupe verticale de l'éprouvette C06, l'image de la progression du front de dégel observée est plus claire. Si on compare, les deux images au temps $t_1 = 300$ minutes où l'éprouvette est complètement dégelée et le temps $t_2 = 900$ minutes, on constate que la densité de la zone jaune diminue nettement. Ceci signifie que l'eau liquide est drainée au sein de l'éprouvette. Lorsque l'eau est complètement dégelée, on trouve sur la coupe de l'éprouvette C06 (figure III.17) de porosité $n = 8,6\%$ que l'échantillon contient plus de l'eau que l'éprouvette C03 (figure III.18) de porosité $n = 6,6\%$. Cependant, l'eau dans la coupe de C06 est bien drainée après 15h.

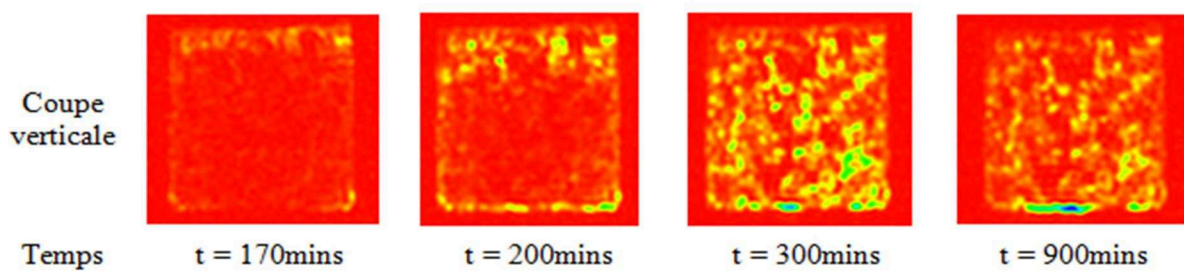


Figure III.17: Evolution du front de dégel au fil du temps dans une coupe verticale de l'éprouvette C06 ($n = 8,6\%$).

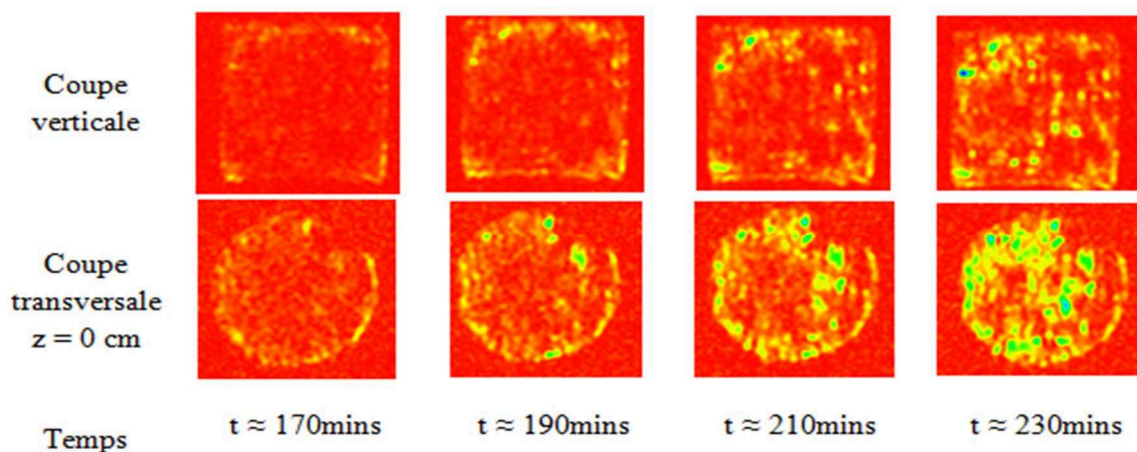


Figure III.18: Evolution du front de dégel en fonction du temps une coupe verticale et une coupe horizontale à mi-hauteur ($z = 0\text{cm}$) de l'éprouvette C03 ($n = 6,6\%$).

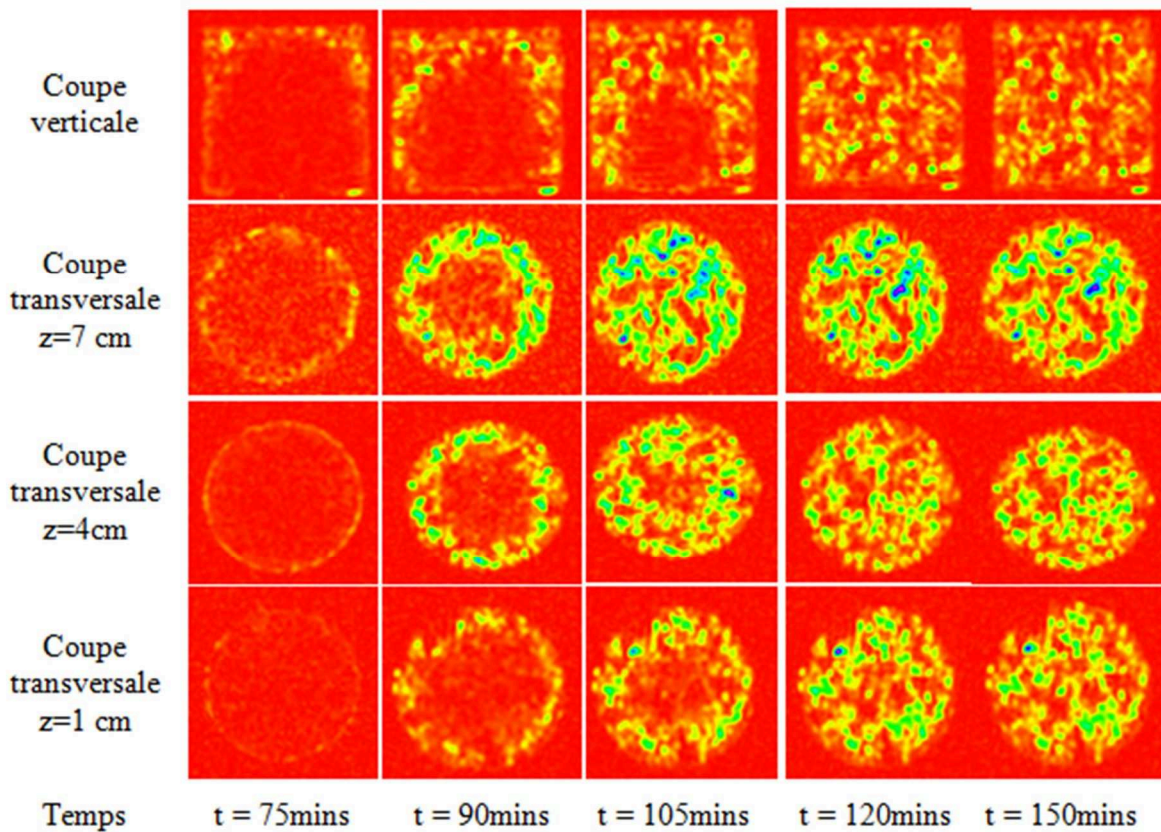


Figure III.19: Evolution du front de dégel en fonction du temps d'une coupe verticale et de trois coupes horizontales à la hauteur $z = 7\text{ cm}$, $z = 4$ et $z = 1\text{ cm}$ de l'éprouvette C06

II.3.5 Evolution du front de gel lors de dégel 3D (Cas B)

La figure III.19 présente les vues des 4 coupes réalisées sur l'éprouvette C06, la première est la coupe verticale, les 3 suivantes, sont des coupes horizontales à trois hauteurs différentes : $z = -3\text{ cm}$, $z = 0\text{ cm}$ et $z = 3\text{ cm}$. Ici, l'éprouvette a été dégelée en 2h30, soit un temps deux fois plus rapide par rapport du cas précédent. Le front de dégel de la coupe verticale ne pénètre pas autant au centre d'éprouvette depuis ses quatre bords. Si on se fie à la coupe verticale, il semble que ce front descend du haut vers le bas pour l'éprouvette non enveloppée d'isolant thermique. Ce phénomène peut être expliqué par les conditions aux bords. Malgré le retrait de l'isolant et une température ambiante de 20°C , on ne retrouve pas un champ de température uniforme autour de l'éprouvette. On retrouve ce phénomène dans les vues de l'évolution du front de dégel, aux trois coupes transversales correspondant aux 3 hauteurs différentes prises simultanément.

Le front de dégel de la coupe plus haute est toujours en avance, par rapport au centre de l'éprouvette. Le centre étant lui aussi en avance par rapport à la coupe du bas.

III. APPLICATION DE L'IRM AU CALCUL DE LA VITESSE DE PROPAGATION DU FRONT DE GEL COMME UNE METHODE NON DESTRUCTIVE

III.1 Calcul la vitesse de propagation du front de dégel par le traitement d'image avec ImageJ

Afin d'évaluer la vitesse du front de dégel, on propose d'utiliser le traitement d'image avec ImageJ. Deux coupes obtenues précédemment ont été choisies : Une coupe verticale de dégel 1D de l'éprouvette C06 présentée dans la figure III.17 et une coupe transversale de dégel 3D à la mi-hauteur $z = 0\text{cm}$ de l'éprouvette C06 présentée dans la figure III.19. Cette coupe en dégel 3D a été choisie afin d'éviter le gradient thermique sur l'épaisseur 1 cm de la coupe projetée.

ImageJ transforme d'abord les images générées par IRM en format binaire, noir et blanc. Puis, le seuillage de 0 à 180 permet d'éliminer les bruits de l'image, il est alors appliqué à toutes les images. Il permet également de séparer deux zones différentes, dont la zone avec la présence de l'eau liquide indiquée sur la figure III.20b, Pour mémoire, le signal magnétique dépend de la température (équation III.2), ce seuillage pourrait être affecté par une imprécision dans les mesures.

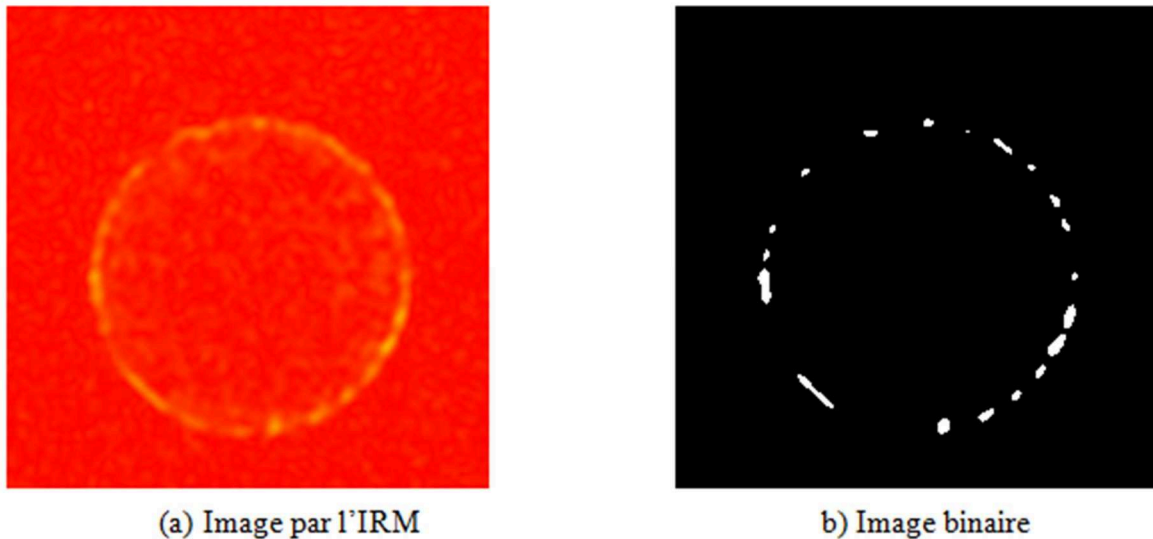


Figure III.20 : Image colorée du front de dégel à gauche par IRM et son image binaire par ImageJ à droite à $t = 75\text{mins}$ d'une coupe transversale au dégel 3D de l'éprouvette C06. La zone blanche représente la présence de l'eau liquide.

La vitesse de propagation du front de dégel est déduite par la position du front de la zone blanche dans chaque coupe étudiée. Afin d'éviter l'effet de bord comme démontré précédent, la position du front de dégel de la coupe verticale (c.f figure III.21) est référée par les points

blancs, correspondant à la présence de l'eau liquide, qui sont près de l'axe axisymétrique. Le traitement d'image est poursuivi jusqu'à ce que l'on ne puisse plus déterminer le sens de propagation du front de dégel. La profondeur de la pénétration du front après le temps t_i sera $\Delta h = h_0 - h_i$.

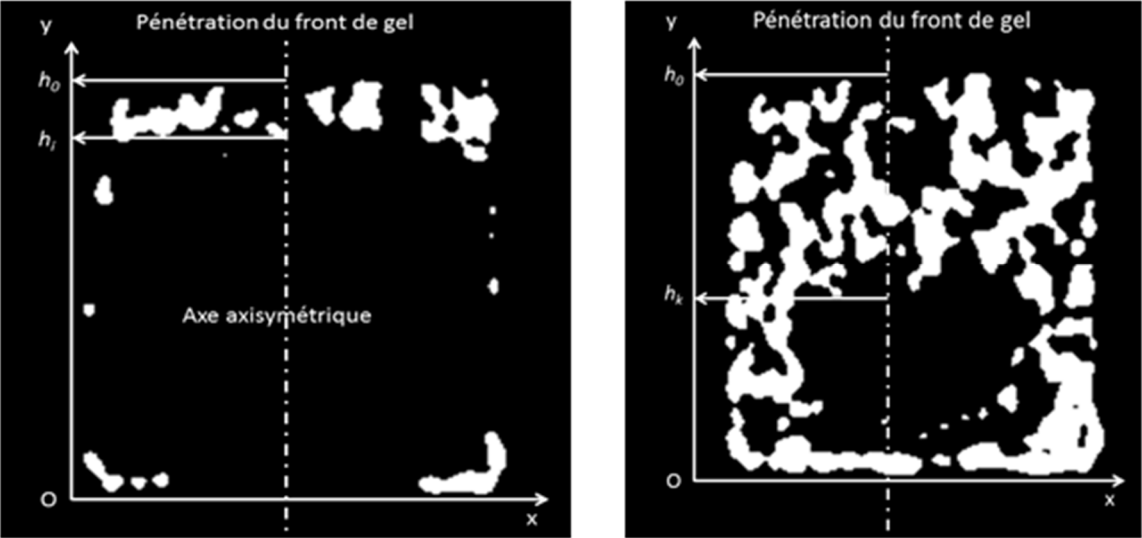


Figure III.21 : Evolution du front de dégel de la coupe verticale de l'éprouvette C06 au dégel 1D à temps $t = 170$ minutes et $t = 240$ minutes

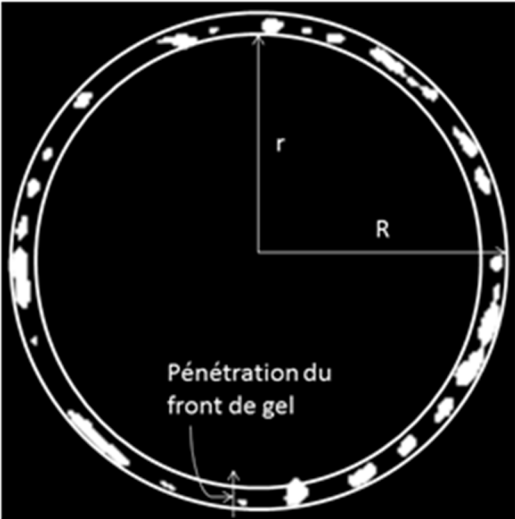


Figure III.22 : Evolution du front de dégel de la coupe transversale de l'éprouvette C06 au dégel 3D à temps $t = 75$ minutes.

Concernant la coupe transversale du dégel 3D, la vitesse du front de dégel correspondant à la diminution du rayon des cercles concentriques « r », ainsi $\Delta r = R - r$.

Le premier cercle de rayon R correspondant temps t_0 est le périmètre de la coupe de l'éprouvette présenté dans la figure III.22. Après chaque instant t_i , le front de dégel progresse vers le centre de l'éprouvette, les taches blanches représentant la présence de l'eau liquide, situées le plus proche du centre de la surface de l'éprouvette, définit un cercle de rayon r_i . La vitesse de propagation du front de dégel des coupes 3D et 1D, est présentée dans la figure III.23 ci-dessous, elle montre la pénétration du front de dégel dans l'éprouvette en fonction du temps. La vitesse mesurée est pratiquement égale dans le cas A et le cas B, cette vitesse est estimée à 3,2 cm/h.

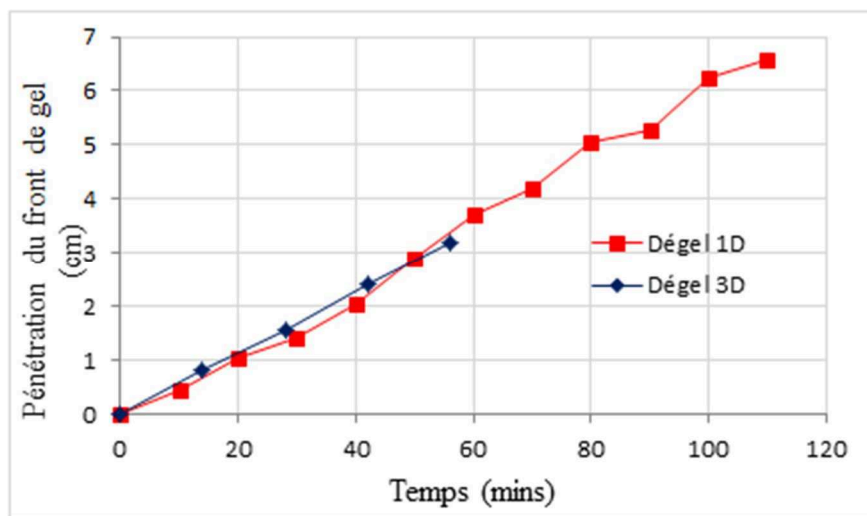


Figure III.23 : Vitesse de propagation du front de gel d'une coupe verticale (dégel 1D) et d'une coupe transversale (dégel 3D).

III.2 Validation par les mesures expérimentales de température

Comme indiqué précédemment, la présence d'une ou plusieurs sondes de température lors d'un essai IRM génère des bruits magnétiques importants. Cependant, la température des éprouvettes peut être mesurée par l'IRM en utilisant des programmes plus complexes et un temps de mesure plus long. On propose de mesurer séparément l'évolution de la température de l'éprouvette par les sondes de température en simulant les conditions aux bords au cours de l'essai d'IRM.

Lors de cette expérimentation, l'éprouvette d'EB « calcaire » C01 de 8cm de diamètre est instrumentée. Cette instrumentation est constituée de deux sondes de température de type pt100, l'une placée à la surface, l'autre sonde est insérée dans un trou percé au centre de l'éprouvette. Dans un second temps, l'éprouvette est saturée d'eau sous vide. Une mesure de la masse avant et après saturation permet de déduire le taux de saturation de l'éprouvette, celui-ci est de l'ordre de 65%. L'éprouvette est ensuite congelée à -28°C pendant 12h. A sa

sortie, elle est exposée à l'air libre, sans être entourée par l'isolation thermique, à la température ambiante de la salle (20°C) pour la décongélation. Les courbes d'évolutions de température au bord et du centre de l'éprouvette sont présentées dans la figure III.24. La vitesse de refroidissement est de l'ordre de 5°C/h. Rappelons, que l'on s'intéresse ici aux températures au voisinage de 0°C, lorsque la glace commence à se transformer en eau liquide.

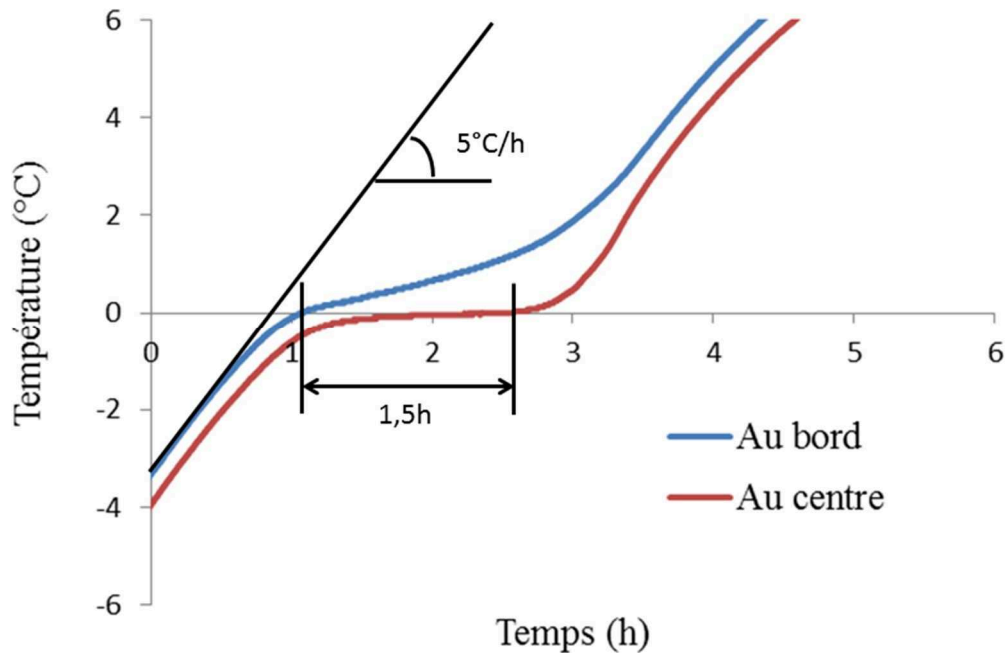


Figure III.24: Zoom au voisinage de 0°C de l'évolution de température au bord et au centre d'éprouvette

On constate que le premier signe du changement de phase de la glace en l'eau liquide apparaît à $t = 1,1h$, la température surfacique est mesurée alors mesurée est de 0°C (courbe bleue). C'est un processus qui consomme de l'énergie. La courbe rouge correspondant à la température mesurée par la sonde placée au centre de l'éprouvette, la température atteint 0°C à $t = 2,6h$. Cela indique que la glace présente dans l'éprouvette s'est complètement transformée en eau liquide après $\Delta t = 1,5h$, cette durée correspond au temps de propagation de l'isotherme 0°C de la surface jusqu'au cœur de l'éprouvette. Autrement dit que le front de dégel parcourt un rayon d'éprouvette $r = 4\text{ cm}$ pendant $1,5h$, soit la vitesse de propagation du front de dégel lors du réchauffement de 5°C/h est de 2,67 cm/h. Cette grandeur est comparable à la vitesse de $3,19 \pm 5\% \text{ cm/h}$ obtenue par la méthode d'IRM.

CONCLUSION

L'appareil IRM est très sollicité et le temps à consacrer à ce type d'essai étant très important, ce chapitre ne vise qu'à étudier la faisabilité de la visualisation de l'évaluation de la propagation du front de dégel dans l'enrobé bitumineux. Les premières mesures ont été menées sur l'enrobé bitumineux classique composé par de granulats « diorite », les signaux magnétiques obtenus, étaient perturbés et caractéristiques de présence de ferrite dans le granulats utilisés. Afin de s'affranchir de toute présence de ferrite, le granulats « diorite » a été remplacé par du calcaire. Les résultats obtenus montrent que l'IRM est une technique très intéressante, sans rayon X, elle permet de localiser la position de l'eau liquide dans l'enrobé bitumineux par image car les molécules d'eau sont très mobiles en comparaison avec des autres constituants (bitume et granulats). Cette technique permet également de suivre l'évolution du front de dégel dans le temps variable des images successivement enregistrées. Les images ainsi obtenues ont ensuite été exploitées afin de déterminer la vitesse de propagation du front de dégel par le traitement d'image réalisé avec le logiciel ImageJ. Une valeur de $3,19 \pm 5\%$ *cm/h* de vitesse de propagation est déterminée pour la coupe verticale ainsi que pour la coupe transversale. Cette valeur a ensuite été comparée avec les résultats expérimentaux d'évolution de température d'une seconde éprouvette calcaire à même conditions de bord. L'éprouvette était équipée de deux sondes de température pt100, l'une à sa surface, l'autre en son centre. Les résultats expérimentaux ont permis de mesurer une vitesse de $2,67$ *cm/h* de pénétration avec l'isotherme 0°C . Une différence d'environ de 13% entre la vitesse de propagation du front de dégel mesurée par les sondes pt100 (également retrouvée dans les calculs par le modèle numérique) avec l'IRM est relevée. Cette différence est probablement due à plusieurs raisons : Les conditions aux bords en température ne sont pas vraiment similaires entre l'IRM et la mesure par pt100, ainsi que le traitement d'image avec ImageJ.

Ce chapitre permet d'en déduire également que seul le granulats « calcaire » est adapté à l'essai d'IRM (ou également RMN) et la présence de granulats « diorite », de jauge d'extensomètre et de sonde de température, de raccordement à un moyen d'acquisition des signaux, perturbe le signal magnétique de l'IRM.

Chapitre IV : Evaluation de l'effet de la chaux hydratée (HL) dans les enrobés bitumineux

INTRODUCTION

Aux États-Unis, dès la fin du 19^{ième} siècle, la chaux hydratée est introduite dans les mélanges bitumineux comme un additif pour lutter contre la sensibilité à l'eau. Un demi-siècle plus tard, en France, Duriez et Arrambide ont recommandé l'utilisation de la chaux hydratée comme une solution pour améliorer l'adhésivité entre le bitume et les granulats [104]. Depuis les premières applications dans les chaussées, d'autres propriétés se sont révélées et ont pu être quantifiées à la fois au laboratoire et sur site. Actuellement, la chaux hydratée (*notée par la suite HL – Hydrated Lime*) est reconnue comme un additif polyvalent pour les enrobés bitumineux et est largement utilisée dans le monde.

Ce chapitre dresse un rappel général sur les avantages apportés par l'utilisation de la chaux hydratée dans les chaussées. On examinera le rôle de cet additif pour accroître la résistance vis-à-vis de l'eau afin de réduire les dégradations dans les matériaux bitumineux (pelade, arrachement, nids de poule, etc.). Par la suite, on se propose d'étendre ici nos recherches sur l'effet de la chaux en prenant en compte les cycles de gel et de dégel. Pour évaluer le rôle de la chaux dans la conservation des propriétés mécaniques, on exploitera l'essai de traction indirecte pour évaluer les propriétés à la rupture et l'essai de module complexe pour sonder les propriétés mécaniques dans les conditions de chargement réversible et non destructives. Dans ces essais, les échantillons sont partiellement saturés et que le taux de saturation a été fixé suffisamment élevé pour reproduire des conditions climatiques très sévères.

I. AVANTAGES DANS L'UTILISATION DE LA CHAUX HYDRATÉE DANS LES ENROBES BITUMINEUX

Il faut considérer la chaux hydratée comme un filler actif dans les enrobés bitumineux. Sa présence contribue à réduire le désenrobage en présence d'eau, à rigidifier le mastic et l'enrobé [105] [104]. Selon le rapport de la National Lime Association [106] paru aux États-Unis, il y a plusieurs méthodes pour rajouter la chaux aux enrobés bitumineux : Injecter la chaux hydratée à l'enrobé bitumineux directement dans le tambour / malaxeur (comme filler), ajouter la chaux hydratée sèche aux granulats secs, ajouter la chaux hydratée sèche aux granulats humides et ajouter un lait de chaux aux granulats. D'après le rapport d'Eula [104], en Europe, la chaux hydratée est essentiellement ajoutée aux enrobés en utilisant comme un filler éventuellement « diluée » par d'autres fines minérales. Sa proportion varie d'un pays à l'autre ; en général entre 1% à 1,5%, sauf en Autriche (jusqu'à 3,5%) ou dans les Pays-Bas avec 2% de chaux hydratée pour améliorer les enrobés drainants très utilisés dans ce pays.

Dans la littérature, on recense les essais les plus utilisés pour évaluer l'effet de la chaux hydratée vis-à-vis à la sensibilité à l'eau et l'effet des cycles de gel/dégel : Ils combinent la mesure d'un essai mécanique (stabilité Marshall, traction indirecte, compression, ...) sur des éprouvettes « à sec » et d'autres conservées dans un environnement « humide ». Diverses méthodes normalisées existent en ce sens, notamment l'essai AASHTO-T283 pour lequel les échantillons sont conservés 3 jours à 40°C. Les études montrent que la chaux hydratée est un des additifs les plus efficaces sur le marché. Par exemple, l'étude de Hao et al [107] a testé différents additifs (chaux hydratée sous forme de lait de chaux ou de filler, le ciment Portland et deux dopes d'adhésivités aminés). La chaux hydratée s'avère être la plus efficace pour limiter la sensibilité des enrobés vis-à-vis de l'eau. L'étude de Kiggundu et al [84] compare les effets de deux additifs : chaux hydratée et polymère (type élastomère Styrène-Butadiène-Styrène). La stabilité Marshall indique que 2% de chaux hydratée a le même effet que 6% de polymère. En regardant la résistance conservée d'enrobés soumis à plusieurs cycles de gel/dégel, ils montrent que la présence de chaux hydratée limite la perte de résistance mieux que le polymère. Les meilleures performances sont obtenues en combinant chaux et polymère. Également, d'autres études américaines confirment que la chaux hydratée est très efficace pour obtenir un minimum de 80% de résistance en traction indirecte (TSR) des enrobés soumis de 1 à 10 cycles de gel/dégel [108] [109]. En France, par les essais d'adhésivité passive suivant la norme *XP T 66-043 Liants hydrocarbonés – Essai d'adhésivité passive des liants anhydres en présence d'eau* et d'ITSR, l'étude de Dony et al [110] montre que l'utilisation de la chaux hydratée augmente jusqu'à 50% l'adhésivité des enrobés soumis aux cycles de gel/dégel et jusqu'à 44% leur résistance à l'issue du 5^{ème} cycle dans l'eau.

La chaux hydratée contribue également à améliorer les propriétés mécaniques en fonction de la température des enrobés bitumineux. L'étude de Witczak et al [111] a constaté que l'addition de 1% à 3% massique de la chaux hydratée a généralement fait augmenter 25% le module complexe E^* . Récemment, l'étude de Sebaaly et al [112] sur les effets comparés de la chaux hydratée et de dope d'adhésivité aminés sur 5 formules d'enrobé provenant de 5 États (Alabama, California, Illinois, S.Carolina, Texas) des États-Unis établit que pour 4 des 5

formules, la durée de vie des enrobés traités avec chaux hydratée est significativement améliorée par rapport à ceux traités au dope ou non traité. Ceci est observé en comparant l'évolution du module complexe E^* à (40°C, 10Hz) d'enrobés dont la porosité est préalablement saturée à 75% d'eau, après avoir été soumis de 0 à 15 cycles de gel/dégel suivant une adaptation de la norme AASHTO T-283. De plus, la chaux hydratée contribue à améliorer la performance en orniérage et en fatigue des enrobés bitumineux pour 4 des 5 formules. D'autres études américaines confirment ces observations [113]. D'ailleurs, l'étude de Sebaaly et al [114] avait déjà montré que la résistance mécanique des enrobés traitée avec de la chaux hydratée est améliorée vis-à-vis des cycles de gel/dégel. Cela avait conduit à estimer que l'utilisation de chaux hydratée conduit à augmenter de 38% la longévité des chaussées au Nevada.

La fissuration par retrait thermique est souvent caractérisée par l'essai de retrait empêché où des éprouvettes sont refroidies continuellement tout en maintenant leur longueur inchangée ; elles subissent alors une mise en tension d'origine thermique qui finit par en provoquer la rupture. Selon le rapport d'Eula [104], reprenant des résultats allemands (tableau IV.2), il apparaît que la température de rupture par fissuration n'est pratiquement pas affectée par la présence de la chaux hydratée.

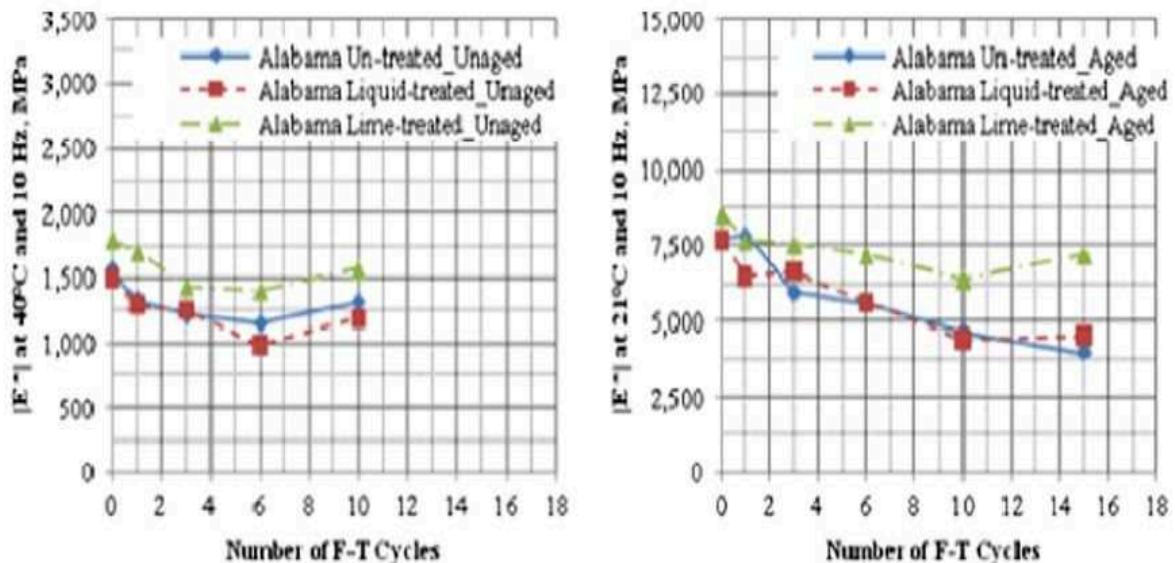


Figure IV. 1 : Evolution du module complexe à (40°C, 10Hz) avec les cycles de gel/dégel des enrobés saturés et conditionnés selon la norme AASHTO T-283 [112].

Source	Matériau	Essai	Nbr de cycle jusqu'à la rupture (x1000)	Classement
Alabama	Non-traité	Orniérage	1020	2
	Traité avec dope	Fatigue	775	3
	Traité avec chaux hydratée	Orniérage	1270	1
California	Non-traité	Fatigue	430	3
	Traité avec dope	Orniérage	620	2
	Traité avec chaux hydratée	Orniérage	915	1
Illinois	Non-traité	Orniérage	2400	1
	Traité avec dope	Orniérage	1100	3
	Traité avec chaux hydratée	Orniérage	1420	2
South. Carolina	Non-traité	Orniérage	240	3
	Traité avec dope	Fatigue	1875	2
	Traité avec chaux hydratée	Fatigue	3400	1
Texas	Non-traité	Orniérage	1170	3
	Traité avec dope	Orniérage	9150	2
	Traité avec chaux hydratée	Orniérage	53000	1

Tableau IV. 1 : Les modes d'endommagement et le classement des sources en utilisant l'essai de fatigue sur le barreau d'enrobé suivant la norme AASHTO T321 (dope = dope d'adhésivité aminé) [112]

Formule d'enrobé	Vitesse de refroidissement [K/h]	Contrainte thermique maximale induite [N/mm ²]	Température de rupture [°C]
SMA 0/8 (TL 7,3% - grade 50/70)	-10	4,3	-24,3
Témoin		4,3	-24,6
SMA 0/8 (TL 7,3% - grade 50/70)	-10	4,3	-24,1
1,6% HL		4,2	-24,5
AC 0/10 (TL 6,2% - grade 70/100)	-10	4,8	-26,6
témoin		4,7	-26,2
AC 0/10 (TL 6,2% - grade 70/100)	-10	4,6	-26,3
1,4% HL		4,5	-26,0

Tableau IV. 2 : Résultats d'essais de retrait empêché tirés d'étude allemandes [104]. (TL : Teneur en liant, HL : chaux hydratée, SMA- Stone Mastic Asphalt ; AC – Enrobé bitumineux)

Dans ce chapitre, deux types d'essai ont été menés, le premier vise à étudier la résistance à la traction indirecte des enrobés saturés et conditionnés à 40°C. Le deuxième essai évalue l'effet de la chaux hydratée sur l'évolution du module complexe des enrobés soumis 40 cycles de gel/dégel.

II. ESSAI DE TRACTION INDIRECTE SEVERISE

Cet essai est inspiré de la norme *NF EN 12697-23 Mélange bitumineux - Méthode d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud – Partie 23 : Détermination de la résistance à la traction indirecte des éprouvettes bitumineuses*. L'objectif de l'essai est d'évaluer l'effet de la présence de 2,5% de chaux hydratée sur la résistance en traction indirecte des enrobés bitumineux ayant subi un conditionnement sévéré de 14 jours dans l'eau à 40°C.

II.1 Préparation des éprouvettes

Deux plaques d'enrobé bitumineux de dimensions 400 × 600 × 150 mm ont été fabriquées et compactées en laboratoire suivant le même protocole. Une première plaque qui sera utilisée comme plaque témoin avec 2,5% de filler calcaire (proportion massique) et une deuxième plaque contenant 2,5% de chaux hydratée (HL) en remplacement du filler calcaire. L'opération de carottage dans les sens horizontal a permis l'obtention de 12 éprouvettes cylindriques de 100 mm de diamètre et 50 mm de la hauteur environ, on obtient donc 4 lots de 3 éprouvettes. La porosité des éprouvettes est déterminée par la méthode géométrique selon la norme *NF EN 12697-29 Mélange bitumineux – Méthode d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud – Partie 29 : Détermination des dimensions des éprouvettes d'enrobés hydrocarboné*. Les détails des caractéristiques des éprouvettes obtenues sont présentés dans le tableau VI.3 ci-dessous :

N° lot	Eprouvette	Porosité (%)	Etat hydrique	Hauteur (mm)	Diamètre (mm)
1	3 éprouvettes témoins	8,1	Sec	51,5	99,7
2	3 éprouvettes témoins	8,4	saturé	50,8	99,7
3	3 éprouvettes avec 2,5% HL	8,7	sec	52,2	99,7
4	3 éprouvettes avec 2,5% HL	8,2	saturé	52,4	99,7

Tableau IV. 3 : Caractéristiques des éprouvettes utilisées pour les essais ITSR

II.2 Protocole de l'essai

Les éprouvettes ainsi obtenues sont conditionnées comme suit :

- Les lots No. 1 et 3 sont placés dans l'enceinte thermique (dans l'air) à une température de $40 \pm 1^\circ\text{C}$ sans hygrométrie imposée pour une durée de 14 jours \pm 2 heures.
- Les lots No. 2 et 4 sont soumis à un protocole de saturation décrit dans *la rubrique II – Méthodologie des essais du chapitre II – Etude expérimental du comportement d'un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau et soumis au gel/dégel*. Ces éprouvettes sont ensuite placées dans un bain à une température de $40 \pm 1^\circ\text{C}$ pour une durée de 14 jours \pm 2 heures.

Ces quatre lots sont enfin placés dans une enceinte thermique à une température de $25 \pm 1^\circ\text{C}$ sans hygrométrie imposée pour une durée de 2 heures \pm 10 minutes. La réalisation des essais de résistance mécanique intervient dans les 2 minutes après la sortie de l'éprouvette de l'enceinte de conservation selon la norme *NF EN 12697-23*.

La résistance mécanique obtenue via l'essai de traction indirecte (ITS) est calculée selon la formule ci-après :

$$ITS = \frac{2P}{\pi DH}$$

où P (kN) est la charge maximale, D et H (mm) sont respectivement le diamètre et la hauteur de l'éprouvette. Le rapport des résistances à la traction indirecte ITSR (%) est la proportion des valeurs ITS des éprouvettes conditionnées dans l'eau par rapport à celles conservées dans l'air.

II.3 Résultats

Les principaux résultats des essais sont reportés sur la figure ci-dessous. On peut comparer l'évolution des propriétés mécaniques à la rupture entre les échantillons à l'état sec, conservés dans l'air et les échantillons conservés dans l'eau à 40°C .

Pour les éprouvettes sèches, on ne constate pas de changement sur la contrainte à la rupture (environ 700 kPa). C'est un résultat attendu car l'effet de la chaux est observable en présence de l'eau.

Le conditionnement par voie humide des éprouvettes témoins affecte la résistance mécanique avec une baisse de 44% (de 712 kPa à 401 kPa). L'incorporation de la chaux hydratée (2,5%) permet de réduire cette baisse à 30% (de 719 kPa à 501 kPa) soit un gain de 32% sur la contrainte. De la même manière, l'incorporation de la chaux hydratée permet également d'améliorer le ratio ITSR pour passer de 56% à 70 % soit un gain de 20% sur le ratio ITSR.

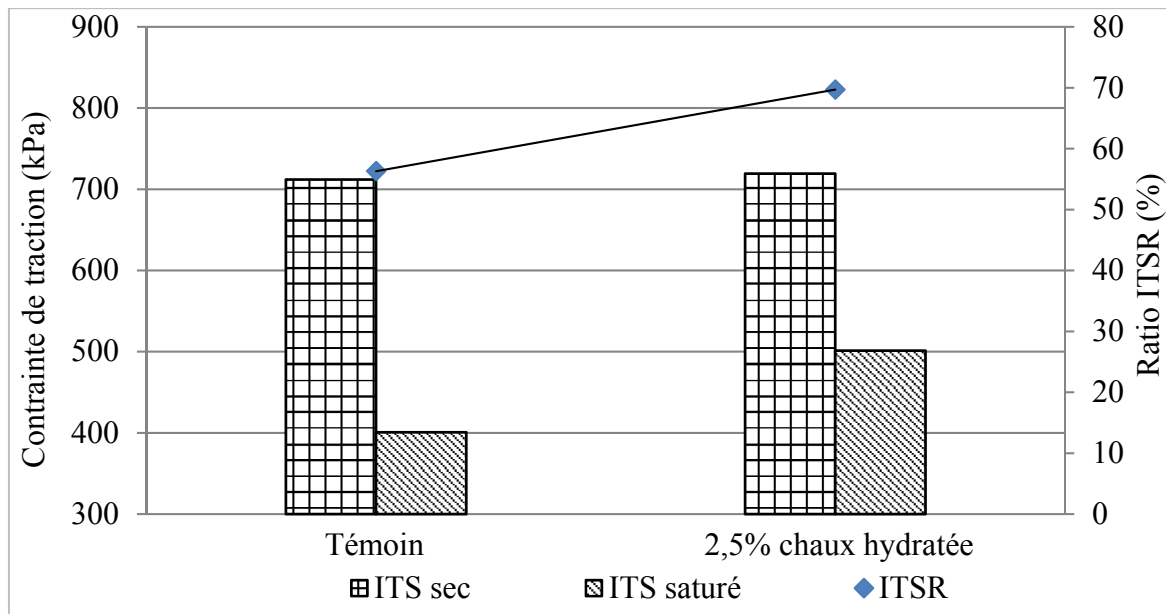


Figure IV. 2 : Effet de la chaux hydratée sur les propriétés à la rupture (essai ITSR) - conditionnement dans l'air et dans l'eau à 40°C pendant 14 jours

III. ESSAI DE MODULE COMPLEXE

L'investigation aux petites déformations avec le module complexe des enrobés bitumineux reste intéressante pour évaluer l'effet de la chaux hydratée dans ces conditions de chargement réversibles. Nous utiliserons également ce type d'essai pour cerner l'évolution du module complexe d'un enrobé ayant subi 40 cycles de gel et de dégel.

III.1 Préparations des éprouvettes

Trois plaques $400 \times 600 \times 150$ mm ont été fabriquées et compactées selon le même protocole : une plaque témoin, une plaque contenant 1,25% de chaux hydratée et une autre plaque avec 2,5% massique de chaux hydratée. La découpe des plaques permet l'obtention de plusieurs éprouvettes trapézoïdales. L'examen de la porosité des échantillons permet de classer les différentes éprouvettes selon deux catégories : les éprouvettes avec une porosité moyenne autour de 6% qui correspond à la porosité moyenne de la plaque entière et les éprouvettes qui présentent une porosité significativement différente. Nous profiterons de ces différences sur les valeurs de porosité pour les intégrer dans la campagne d'essai afin d'étudier l'effet de la porosité sur les propriétés mécaniques :

- Lot 1 (plaque témoin uniquement) : 4 éprouvettes de porosité moyenne (6%) et 2 éprouvettes de porosité bien distincte (7,4% et 5,4% respectivement)
- Lots 2 et 3 (plaque avec chaux hydratée) : 4 éprouvettes de porosité moyenne avec une teneur massique en chaux hydratée de 1,25% et 2,5%.
- Lot 4 se compose de :

- 2 éprouvettes témoins de porosité 7,4% et 5,4% (issu du lot 1)
- 1 éprouvette de 1,25% chaux hydratée de porosité 7,2% (issu du lot 2)
- 1 éprouvette de 2,5% chaux hydratée de porosité 7,2% (issu du lot 3)

Les caractéristiques des éprouvettes figurent dans le tableau ci-dessous.

N° Lot	Echantillons	Porosité (%)	Hauteur (mm)	Grande basse (mm)	Petite basse (mm)	Epaisseur (mm)
1	4 éprouvettes témoins	6,2	250,4	55,9	25,1	25,1
	1 éprouvette témoin	5,4				
	1 éprouvette témoin	7,4				
2	2 éprouvettes avec 1,25% HL	7,0	250,2	55,0	24,6	25,1
3	2 éprouvettes avec 2,5% HL	7,0	250,2	55,0	24,6	25,1
4	1 éprouvette témoin	7,4	250,1	55,8	24,9	25,2
	1 éprouvette témoin	5,4	250,1	55,8	24,9	25,2
	1 éprouvette avec 1,25% HL	7,2	250,1	55,8	24,9	25,2
	1 éprouvette avec 2,5% HL	7,2	250,1	55,8	24,9	25,2

Tableau IV. 4 Caractérisations des éprouvettes utilisées pour les essais de module complexe

III.2 Protocole de l'essai

Cet essai est réalisé suivant la norme *NF EN 12697-26* comme détaillé dans le chapitre II précédent. Les résultats de module complexe des enrobés témoins sont issus des mesures réalisées dans le chapitre II. Ces résultats sont repris ici pour effectuer une étude comparative avec les échantillons traités à la chaux hydratée.

Cette campagne d'essais se déroule de la manière suivante :

- Etape 1 : on réalise les essais de module complexe des lots 1, 2 et 3 pour obtenir les caractéristiques mécaniques à l'état initial en fonction de la présence ou non de chaux hydratée et de la porosité.
- Etape 2 : les éprouvettes du lot 4 sont soumises à une série de 10 cycles de températures dans les conditions sèches. Les paliers de température (de +10°C à -10°C) sont illustrés sur la figure II.7 du chapitre II. Après cette phase de conditionnement par voie sèche, on réalise à nouveau l'essai de module complexe des éprouvettes du lot 4. Ces essais sont identifiés « **10GDsec** »
- Etape 3 : Les éprouvettes du lot 4 sont saturées sous vide selon le protocole défini dans la rubrique II du chapitre II. Les éprouvettes sont préalablement enveloppées individuellement dans un film plastique pour conserver l'eau contenue dans les

échantillons. Puis, les éprouvettes sont soumises à une série de cycles gel et de dégel. A l'issue de cette phase de conditionnement par voie humide, on réalise à nouveau et directement l'essai de module complexe des éprouvettes du lot 4. Ces essais sont identifiés « **10GD4sec+10GDsat** »

- Etape 4 : Les éprouvettes du lot 4 subissent une deuxième saturation sous vide puis enveloppées dans un film plastique. Puis, elles sont soumises à une deuxième série de 40 cycles de gel et de dégel. A l'issue de cette phase de conditionnement par voie humide, on réalise à nouveau et directement l'essai de module complexe des éprouvettes du lot 4. Ces essais sont identifiés « **10GD4sec+10GDsat+40GDsat** ».

La méthodologie développée ici a pour objectif de pouvoir suivre les effets des différentes phases de conditionnement par voie sèche puis par voie humide combinées avec des cycles de gel et de dégel sur les propriétés mécaniques du matériau.

III.3 Résultats

III.3.1 Comparaison des courbes maitresses des trois formules d'enrobé

On présente ci-après les résultats des essais par une comparaison des courbes maitresses pour évaluer l'évolution du module sur une plage de température et de fréquence et nous comparerons également les valeurs du module complexe à (15°C, 10Hz).

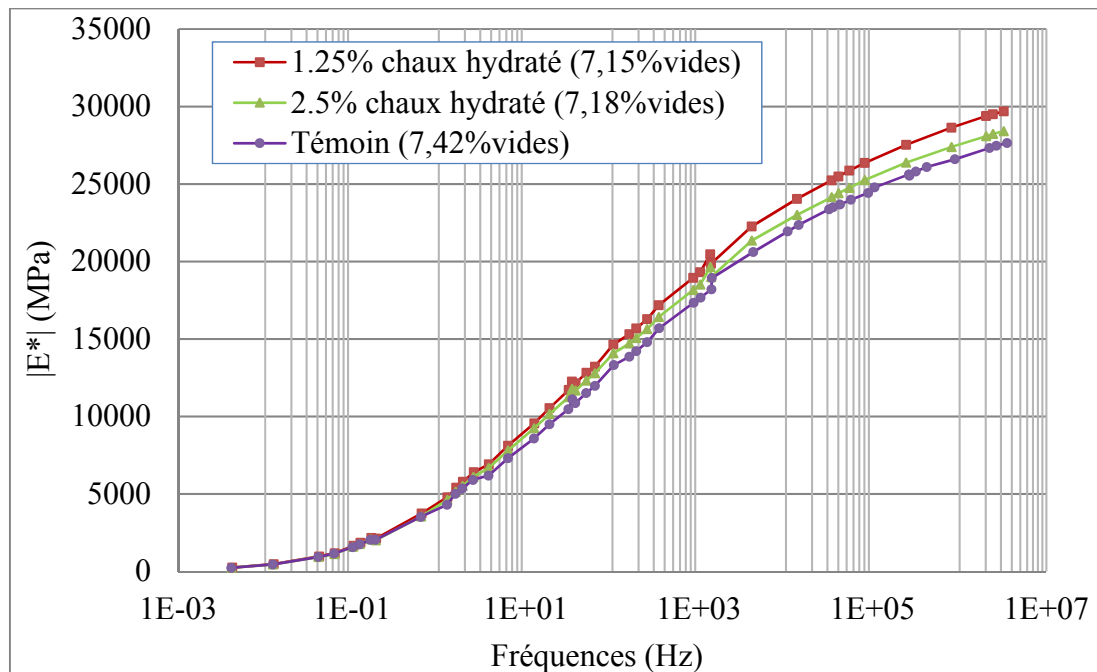


Figure IV. 3 : Effet de la chaux hydratée sur le module complexe – Visualisation des courbes maitresses des échantillons à l'état initial

A l'état initial, les valeurs de module sur la courbe maitresse à basse température et fréquences élevées montrent que la chaux hydratée introduit bien une rigidification du matériau (figure IV.3). La valeur du module $|E^*|$ à (15°C, 10Hz) de l'enrobé contenant 1,25% et 2,5% de chaux hydratée est respectivement égale à 9559MPa et 9246MPa comparativement plus élevée que la valeur du module de l'enrobé témoin avec 8579MPa. L'accroissement du module lié à la présence de la chaux hydratée a également été observé par d'autres travaux dont celle de Witczak [111]. Dans un travail plus récent mené par Pham et al [115] avec différentes teneurs en chaux et en liant, une augmentation marquée du module avait été observée pour les enrobés à 2,5% de chaux par rapport à ceux à 1,25% ou sans chaux. Ici, les courbes maitresses correspondantes aux échantillons traités avec la chaux hydratée sont relativement proches voir superposables. Ceci suggère l'existence d'une teneur optimale en chaux hydratée qui dépend de la formule d'enrobé comme abordé déjà par Lesueur dans une étude récente [116].

Au sein d'une plaque 400x600mm fabriquée en laboratoire, on constate une variabilité sur la porosité d'une éprouvette à l'autre. Même si cette variabilité reste inférieure à 2% sur l'ensemble des éprouvettes prélevées, nous avons voulu examiner l'incidence sur le module puis comparer les effets induits par rapport à la rigidification apportée par la chaux hydratée.

Prenons les éprouvettes témoins qui présentent les porosités maximale (7,4%) et minimale (5,4%) de la plaque 400x600. On trace les courbes maitresses correspondantes sur la figure IV.4. Les deux courbes déterminent le fuseau de variation du module suivant la porosité. Un écart de 1% de porosité représente une différence de 740MPa sur la valeur du module complexe de l'enrobé (15°C, 10Hz). Cette correspondance sera utilisée plus loin pour analyser les évolutions de module complexe avec le conditionnement.

Reportons maintenant les deux courbes maitresses correspondantes aux éprouvettes contenant 1,25% et 2,5% de chaux hydratée. Que constate-t-on ?

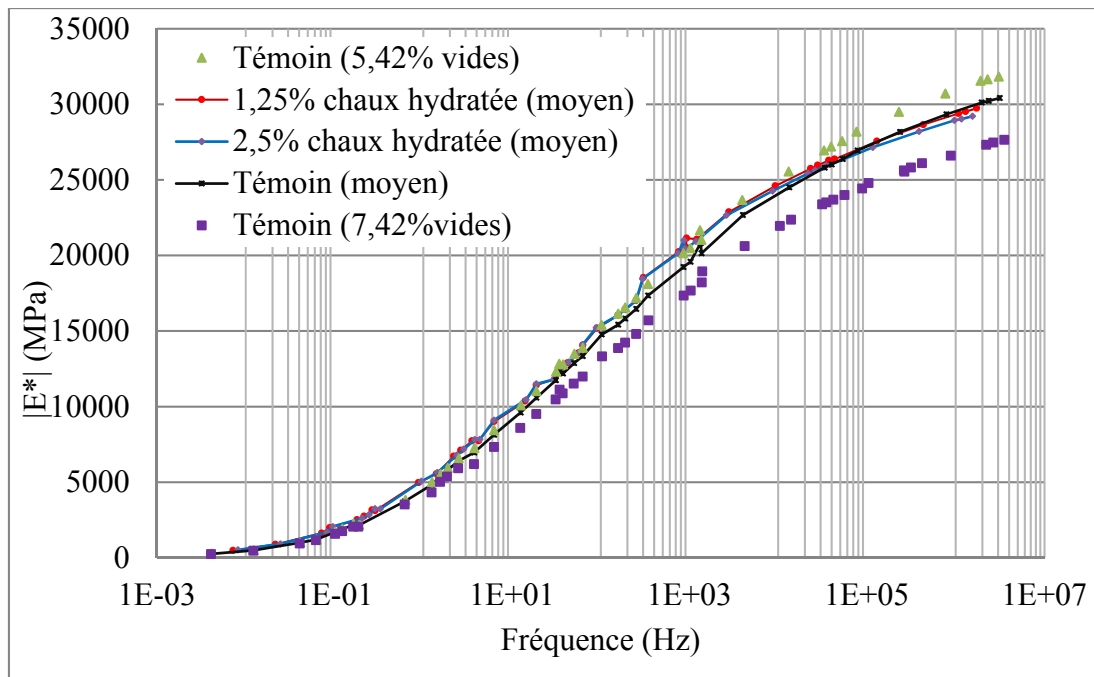


Figure IV. 4 : Evaluation de l'effet de la chaux par rapport à la variabilité de la porosité des éprouvettes témoins provenant de la même plaque.

Les deux courbes maitresses se trouvent à l'intérieur d'un fuseau délimité par les valeurs de module des échantillons de porosité mini et maxi de la plaque 400×600 décrit précédemment. Cet exercice permet de situer l'effet de rigidification apportée par la chaux par rapport à la variabilité de la porosité. Cette observation a été prise en compte dans le paragraphe précédent où l'on compare des échantillons possédant une porosité de 7% environ. Par la suite, on prendra en compte la porosité comme un paramètre clé dans l'étude de l'évolution du module avec les cycles de gel et de dégel.

III.3.2 *Effet des cycles de gel/dégel*

On reporte sur la figure IV.5, les résultats des mesures de la norme du module complexe (15°C , 10Hz) à différentes étapes de conditionnement pour les trois échantillons testés (EB témoin, EB avec 1,25% de chaux et EB avec 2,5% de chaux). Lorsqu'on soumet un échantillon témoin à des cycles de gel et de dégel en présence d'eau, on observe une réduction d'abord limitée du module complexe après 10 cycles suivie d'une réduction significativement plus importante après 40 cycles. En présence de chaux hydratée, le comportement pendant les 10 premiers cycles est peu différent de celui de l'enrobé témoin. En revanche, lorsqu'on fait subir un conditionnement plus sévère avec 40 cycles de gel et de dégel, on constate que les échantillons traités à la chaux hydratée résistent mieux à la diminution de la valeur du module complexe. La formule avec 1,25% est la plus résistante des trois vis-à-vis des cycles de gel et de dégel.

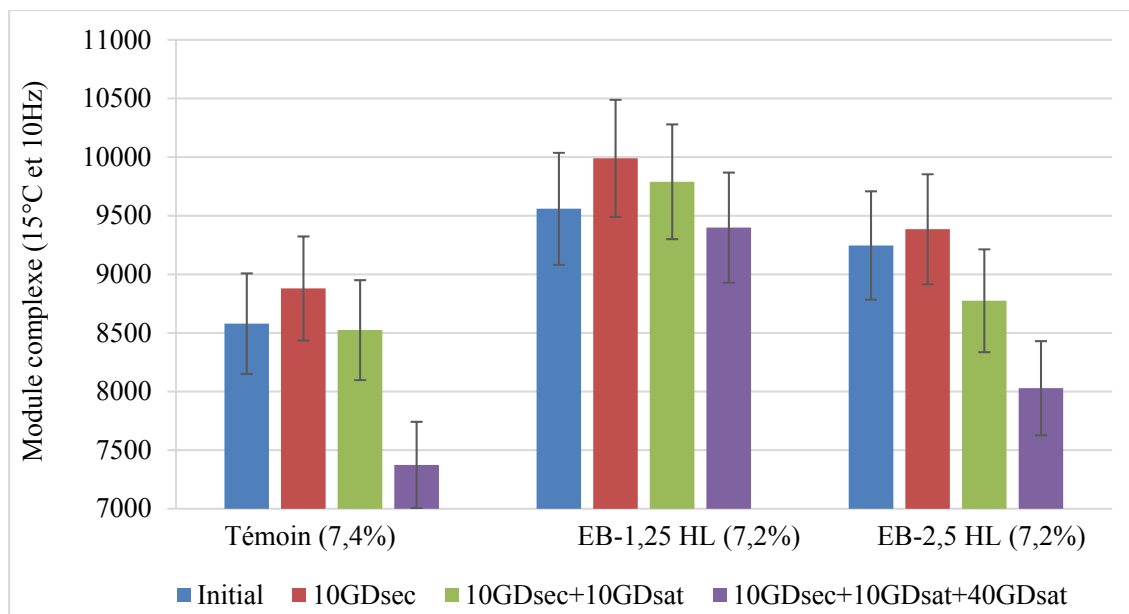


Figure IV. 5 : Evolution du module complexe (15°C et 10Hz) des trois échantillons testés avec les différentes étapes de conditionnement

Après une série de 10 cycles de température (-10°C et +10°C) par voie sèche, le module complexe augmente légèrement sur les échantillons testés. Cette augmentation pourrait s'expliquer par un durcissement physique du bitume [117] [118]. L'addition de 2,5% de chaux hydratée a permis de réduire cette augmentation.

Après un conditionnement par voie humide, les cycles de gel et de dégel inversent la tendance avec une diminution de la valeur du module complexe. Cette diminution est observée sur les trois échantillons testés.

Le conditionnement par voie humide avec 50 cycles cumulés de gel et dégel des éprouvettes témoins affecte le module complexe (15°C, 10Hz) avec une baisse de 14% (de 8579 MPa à 7373 MPa). Si le phénomène d'endommagement est linéaire avec les cycles de gel et de dégel, le module complexe atteindra la moitié de sa valeur initiale après 180 cycles de gel et de dégel. Ce calcul vise à démontrer que ce type de conditionnement endommage considérablement les enrobés bitumineux classiques possédant une porosité initiale de 7%.

L'incorporation de la chaux hydratée (1,25%) permet maintenir quasiment inchangé le module complexe (de 9559 MPa à 9398 MPa). On ne constate pas de différence significative sur la variation du module complexe sur les éprouvettes traitées avec 2,5% de chaux hydratée. Ce résultat rappelle l'importance d'optimiser la quantité de chaux pour assurer une efficacité maximale.

Supposons que le conditionnement avec les cycles de gel et de dégel par voie humide induit un accroissement de la porosité qui traduit un endommagement du matériau. On propose ici de traduire l'évolution du module complexe par la porosité ; un indicateur aussi significatif avec le module du matériau. Nous utiliserons le facteur de conversion donné plus haut à

savoir : 1% de porosité en plus signifie une perte de module de 740 MPa. On suppose que la porosité reste inchangée lorsque le module complexe augmente (étape avec le conditionnement par voie sèche)

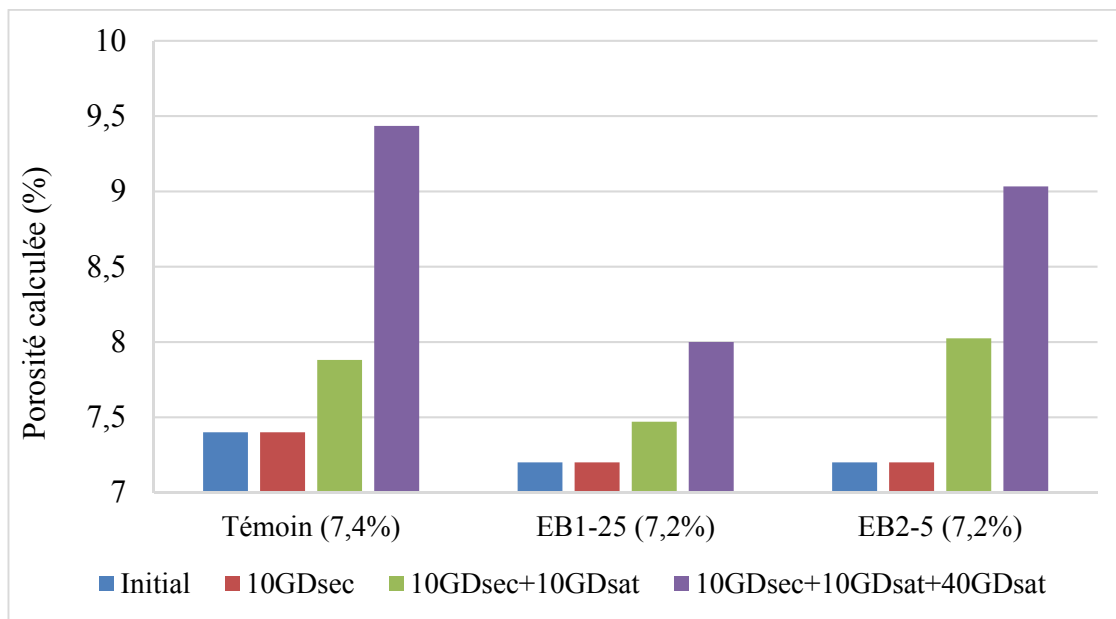


Figure IV. 6 : Evolution de la porosité « calculée » des trois échantillons testés avec les différentes étapes de conditionnement

On relève le même constat que précédemment. Après 40 cycles de gel et de dégel, l'endommagement subi par l'enrobé témoin traduit une fragilité du matériau classique vis-à-vis des cycles de gel et de dégel par voie humide. Il faut considérer ici qu'un accroissement de 2,5% de la porosité initiale est très important. Avec les matériaux traités avec de la chaux hydratée, l'analyse des résultats montre que la teneur optimale (1,25% HL) est bénéfique encore une fois. En effet, on limite l'accroissement à 1% la porosité initiale avec 40 cycles de gel et de dégel. Une teneur de chaux hydratée de 2,5% engendre un accroissement de 2% ne donne pas le même effet attendu qu'avec le matériau traité avec la teneur optimale.

En reprenant le même protocole de conditionnement suggéré dans cette thèse, les essais devront être reproduit sur d'autres formules d'enrobé bitumineux pour pouvoir confirmer la tendance et quantifier plus finement la baisse des propriétés mécaniques. Le recours à la tomographie aux rayons X sera utile pour quantifier directement l'accroissement de la porosité dans un échantillon d'enrobé bitumineux.

III.3.3 Evolution du taux de saturation avec le conditionnement par voie humide

Dans les paragraphes précédents, nous avons vu que les propriétés mécaniques aux petites déformations et à la rupture évoluent avec les différentes étapes de conditionnement par voie humide. La diminution du module complexe peut traduire un changement de la structure interne du matériau.

Examinons l'évolution du degré de saturation qui peut révéler également un changement structurel dans les échantillons. Un accroissement de la porosité ouverte pourrait se traduire par une augmentation du taux de saturation. Les résultats des mesures sont présentés ci-dessous dans le tableau IV.5.

Pour donner un ordre de grandeur : après 40 cycles de gel/dégel en présence d'eau, on note une augmentation globale de 10% du taux de saturation sur les échantillons trapézoïdales utilisés pour les essais de module complexe.

Avec les éprouvettes cylindriques utilisées pour les essais ITSr : le taux de saturation est de 61% pour les enrobés témoins et 57% les enrobés traités avec 2,5% de chaux hydratée. Après 14 jours à 40°C dans l'eau, ces valeurs évoluent et atteignent 73% pour les enrobés témoins et 69% pour les enrobés traités avec 2,5% de chaux hydratée. Cette augmentation générale de l'ordre de 20% peut être expliquée, soit par l'évolution du volume de vides accessible à l'eau, soit par l'adsorption de l'eau dans l'enrobé ou les deux phénomènes d'une manière concomitante.

Le tableau suivant montre qu'il n'y a guère de différence entre les enrobés témoins et les enrobés traités avec la chaux hydratée. Selon la variation du taux de saturation, il semble que l'effet de l'eau tiède à 40°C pendant 14 jours soit aussi sévère que l'effet de 40 cycles de gel/dégel de +10°C à -10°C.

Type d'éprouvette	Procédure de conditionnement	Matériau (% porosité)	S _r moyen avant conditionnement (%)	S _r moyen après conditionnement (%)	ΔS _r /S _{r0} (%)
Trapézoïdale (module complexe)	40 cycles GD de +10°C à -10°C	EB Témoin (7%)	72,5	86,5	19
		EB 1,25% HL (7%)	80,6	88,6	9
		EB 2,5% HL (7%)	66,6	77,6	16
Cylindrique (ITSr)	40°C pendant 14 jours	EB Témoin (8%)	61,4	72,9	19
		EB 2,5% HL (8%)	57,2	68,8	20

Tableau IV. 5 : Evolution du taux de saturation S_r des éprouvettes avant et après conditionnement par voie humide

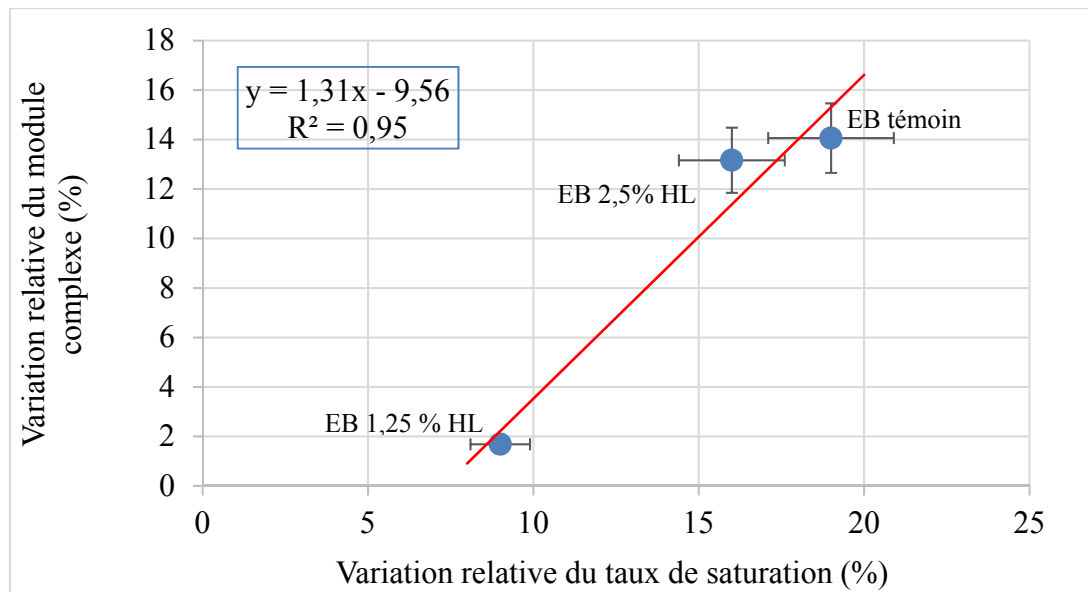


Figure IV. 7 : Relation entre la variation du taux de saturation et la variation du module complexe après 40 cycles de gel et de dégel

Quelle que soit la procédure de conditionnement, le taux de saturation pour l'EB témoin augmente de 19%. L'ajout d'une quantité optimale de chaux hydratée (1,25%) permet de diviser par deux l'augmentation du taux de saturation pour passer à 9%. Les résultats obtenus avec l'essai de module complexe corroborent la réduction constatée sur la variation du taux de saturation (figure IV.7).

Avec l'ajout d'une quantité plus importante de chaux hydratée (2,5%) dans les échantillons éprouvette cylindrique et trapézoïdale, on ne constate pas de différence significative sur la variation du taux de saturation. On montre encore une fois l'importance d'optimiser la quantité de chaux pour assurer une efficacité maximale.

CONCLUSION

La chaux hydratée (HL) est depuis longtemps utilisée comme un additif dans le but d'améliorer la tenue à l'eau et de ralentir le vieillissement du bitume. Les études antérieures ont montré que son efficacité dépend non seulement du processus de fabrication mais également de la quantité utilisée. Face aux problèmes de dégradation hivernales avec des cycles de gel et dégel en présence d'eau, on se propose d'examiner l'effet de la chaux hydratée sur la durabilité des enrobés bitumineux dans ces conditions particulières. Pour cela, trois types d'essai ont été utilisés dans ce travail d'investigation. Nous examinons les propriétés mécaniques à petite déformation avec l'essai de module complexe et les propriétés à la rupture avec l'essai de résistance à la traction indirecte (ITSR) et l'essai de retrait-gonflement empêché. Nous avons proposé trois niveaux de conditionnement (10GDsec, 10GDsec+10GDsat et 10GDsec+10GDsat+40GDsat). Un échantillon témoin et deux échantillons traités à la chaux hydratée avec deux teneurs imposées (1,25% et 2,5%) sont

utilisés pour les besoins de l'étude. Après 50 cycles de gel et de dégel cumulés, l'endommagement subi par l'enrobé témoin traduit une fragilité mécanique du matériau non traité vis-à-vis des cycles de gel et de dégel par voie humide. On constate que le module complexe de l'EB témoin diminue de 14% (variation relative)

Si le phénomène d'endommagement est linéaire avec les cycles de gel et de dégel, le module complexe atteindra la moitié de sa valeur initiale après seulement 180 cycles de gel et de dégel. Ce calcul vise à démontrer que ce type de conditionnement endommage considérablement les enrobés bitumineux classiques possédant une porosité initiale de 7%.

On relève un accroissement de 2,5% de porosité calculée. Avec les matériaux traités avec de la chaux hydratée, l'analyse des résultats montre que la teneur optimale (1,25% HL) est bénéfique. En effet, on limite l'accroissement à 1% la porosité initiale avec 40 cycles de gel et de dégel et le module reste quasiment inchangé. Une teneur de chaux hydratée de 2,5% engendre un accroissement de 2% ne donne pas le même effet attendu qu'avec le matériau traité avec la teneur optimale.

On observe également que l'ajout de chaux hydratée améliore la tenue à l'eau selon un conditionnement différent mais aussi sévère avec 40°C dans l'eau durant 14 jours. Le ratio ITSR passe de 56,3% (EB témoin) à un ratio de 69,7% lorsque le matériau est traité avec 2,5% de chaux hydratée.

Quelle que soit la procédure de conditionnement (tiède à 40°C ou cycles de gel/dégel), le taux de saturation pour l'EB témoin augmente de 19%. L'ajout d'une quantité optimale de chaux hydratée (1,25%) permet de diviser par deux l'augmentation du taux de saturation pour passer à 9%. Les résultats obtenus avec l'essai de module complexe corroborent avec la réduction constatée sur la variation du taux de saturation.

Chapitre V : Développement d'une loi constitutive dédiée au comportement des enrobés partiellement saturés au gel.

INTRODUCTION

Nous avons présenté dans le chapitre II les deux types d'essais CTFS et TSRST effectués sur enrobé sec ou partiellement saturé, soumis au gel/dégel. Les résultats obtenus montrent l'effet significatif du changement de phase liquide/solide de l'eau interstitielle sur les réponses en déformation et en contrainte des enrobés partiellement saturés.

Ce chapitre porte sur le développement d'une loi de comportement permettant de rendre compte de ces observations. Le point de départ commun aux enrobés bitumineux (EB) sec et partiellement saturé repose sur le modèle thermo-viscoélastique de Huet. On rappelle donc dans un premier temps la loi de convolution 1D entre contrainte et déformation issue de ce modèle, à température constante. Celle-ci est transposée au cas tensoriel en considérant que le coefficient de Poisson est constant puis prolongée au cas d'une température variable sur la base d'une variable de « temps équivalent », fonction de l'historique de température. La dilatation thermique est également prise en compte. Dans le cas d'un enrobé saturé, une déformation additionnelle de gonflement est définie pour rendre compte de l'effet du changement de phase de l'eau en glace. Les éventuelles autres modifications de comportement du matériau dues à l'eau gelée (ex. augmentation de module par « rigidification des pores ») ne sont pas prises en compte. Cette loi est discrétisée en temps et implémentée dans un code de calcul Visual Basic (VBA) et utilisé dans ce chapitre pour modéliser les essais CTFS et TSRST supposés homogènes.

I. MODELISATION 1D DU COMPORTEMENT VISCOELASTIQUE LINEAIRE DES ENROBES BITUMINEUX

Il existe deux formalismes principaux de description d'un comportement viscoélastique : l'un repose sur l'introduction de variables internes, le second sur l'introduction des fonctions de fluage ou relaxation. Les deux ont pour but de rendre compte de l'incidence de l'histoire passée du matériau sur sa réponse présente et sont équivalents en théorie, si l'on permet aux variables internes d'être en nombre infini.

Nous utilisons par la suite le formalisme par fonction de fluage.

I.1 Description par fonction de fluage ou de relaxation

I.1.1 *Fonction de fluage*

Dans le cas d'un matériau non vieillissant et soumis à une contrainte quelconque $\sigma(t)$, le principe de superposition de Boltzmann conduit à la relation :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t F(t - \tau) \frac{d\sigma}{d\tau}(\tau) d\tau = F(t) \otimes \dot{\sigma}(t) \quad (\text{V. 1})$$

où $F(t)$ est la fonction de fluage (isotherme), définie comme la réponse en fonction du temps de la déformation $\varepsilon(t)$ du matériau sous l'action d'une contrainte maintenue constante (figures V.1a et V.1b). L'opérateur \otimes désigne la convolution entre deux fonctions (ou plus précisément entre deux distributions).

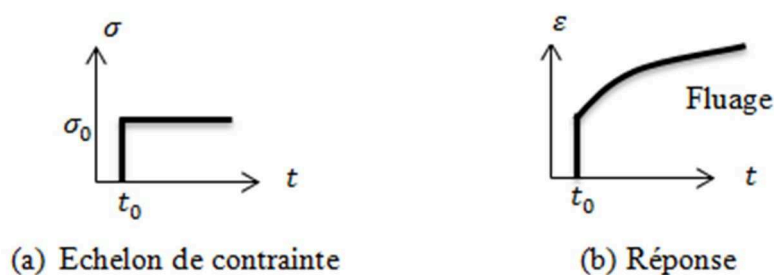


Figure V. 1 : Essai de fluage

I.1.2 *Fonction de relaxation*

De même, le principe de superposition permet d'écrire la loi de convolution pour une histoire de déformation quelconque sous la forme :

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau}(\tau) d\tau = R(t) \otimes \dot{\varepsilon}(t) \quad (\text{V. 2})$$

où $R(t)$ est la fonction de relaxation (isotherme), reliant la variation de contrainte à un échelon de déformation (fig.V.2).

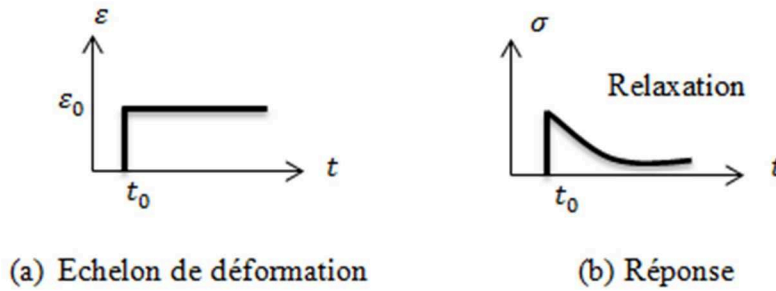


Figure V. 2 : Essai de relaxation

I.2 Description dans le domaine fréquentiel : Module complexe

Sous la charge sinusoïdale $\sigma(t) = Re(\sigma_0 e^{i\omega t})$, la réponse en déformation d'un corps viscoélastique qui est déphasé sera : $\varepsilon(t) = Re(\varepsilon_0 e^{i\omega t - \varphi})$. Le principe de correspondance permet de déduire directement la solution du problème viscoélastique de celle élastique en remplaçant le module élastique E par le module complexe homologue $E^*(\omega)$.

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi} \quad (V. 3)$$

L'algèbre des transformations fréquentielle/temporelle permet de relier le module complexe à la fonction de fluage par la relation :

$$E^*(\omega) = LC^{-1} \left(\frac{1}{FLC(i\omega)} \right) \quad (V. 4)$$

Où LC désigne la transformée de Laplace-Carson.

I.3 Le principe d'équivalence temps-température

Le principe d'équivalence temps-température (PETT) permet de préciser la dépendance à la température des fonctions de fluage et de relaxation d'un grand nombre de matériaux viscoélastiques. Il s'applique notamment avec une bonne précision au cas des enrobés bitumineux. Dans le domaine fréquentiel, le PETT stipule qu'une variation température a le même effet qu'une certaine variation de signe inverse de la fréquence de sollicitation f . Autrement dit il revient à postuler l'existence d'une fonction de la température $a(T)$ et d'une fonction \tilde{E}^* telles que :

$$E^*(\omega, T) = \tilde{E}^*(\omega a(T)) \quad (V. 5)$$

Avec $a(T)$ = fonction réelle positive décroissante avec la température et \tilde{E}^* = fonction complexe de la « pulsation équivalente » $\omega a(T)$. Ceci implique notamment que deux courbes

$|E^*(\omega, T_1)|$ et $|E^*(\omega, T_2)|$ (ou $\varphi(\omega, T_1)$, $\varphi(\omega, T_2)$) tracées en fonction de $\log(\omega)$ pour deux températures T_1 , T_2 différentes se superposent à la translation près : $\Delta \log(\omega) = -\log(a(T_2)) + \log(a(T_1)) = -\Delta \log(a(T))$ (cf. figure V.3). Pour cette raison $a(T)$ est appelé le facteur de translation. Cette propriété est utilisée en pratique pour déterminer la fonction $a(T)$ par morceaux à partir des différentes isothermes « partielles » de module complexe mesurées en laboratoire (cf. chapitre II).

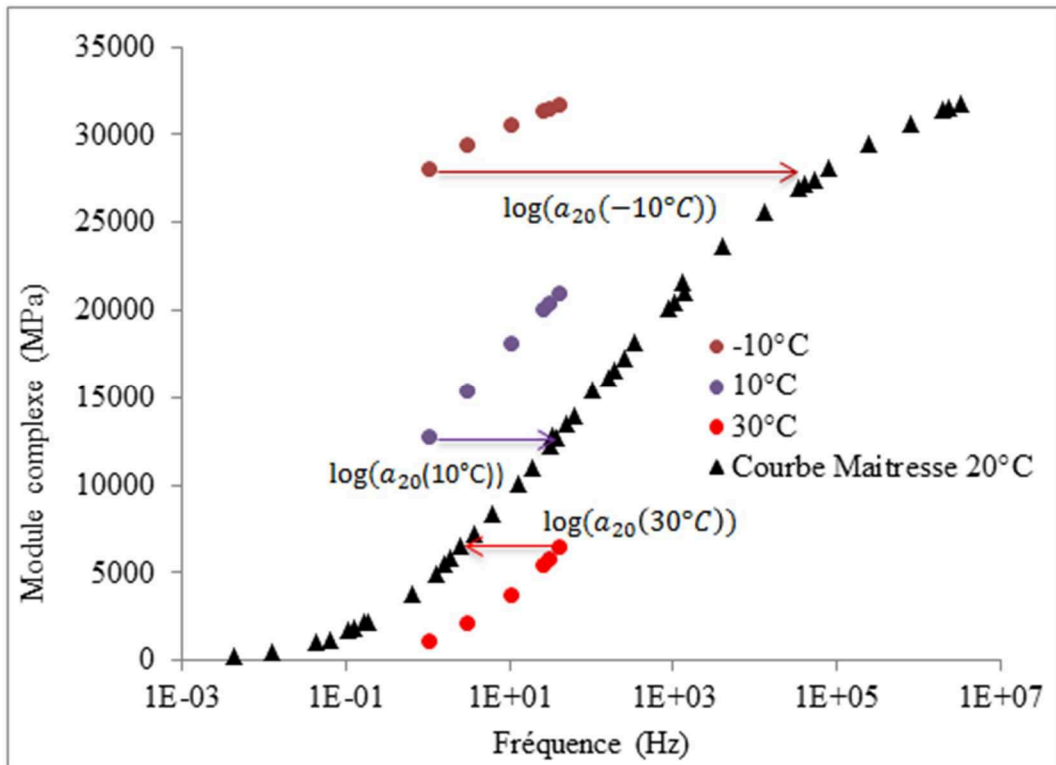


Figure V. 3 : Exemple d'isothermes et de courbe maitresse à température de référence $T_R = 20^\circ\text{C}$ de l'enrobé BBSG utilisé au chapitre II

Pour cela, on cale en général la forme de la courbe $E^*(\omega, T_R)$ pour une certaine valeur de température T_R dite température de référence et l'on détermine directement la fonction de translation relative notée a_{T_R} telle que :

$$a_{T_R}(T) = \frac{a(T)}{a(T_R)} \quad (\text{V. 6})$$

Notons en effet qu'à partir de cette définition, on a :

$$E^*(\omega, T) = \tilde{E}^*(\omega a_{T_R}(T) a(T_R)) = E^*(\omega a_{T_R}, T_R) \quad (\text{V. 7})$$

D'où en notant que $\log(a_{T_R}(T_R)) = 0$ et que $\Delta \log(a(T)) = \log(a_{T_R}(T))$:

$$\log(a_{T_R}(T)) = -\Delta \log(\omega) \quad (\text{V. 8})$$

où $\Delta \log(\omega)$ est la translation en fréquence des deux courbes $|E^*(\omega, T_R)|$, $|E^*(\omega, T)|$ (ou $\varphi(\omega, T_R)$, $\varphi(\omega, T)$).

La fonction $a_{T_R}(T)$ est souvent approximée au final par la loi de type WLF ou par la loi d'Arrhenius. La loi WLF établie expérimentalement et initialement pour les polymères par William, Landel et Ferry s'écrit :

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(T-T_R)}{C_2+T-T_R} \quad (\text{V. 9})$$

où C_1 et C_2 sont des constantes caractéristiques du matériau étudié et T_R la température prise en référence. On vérifie que celle-ci satisfait la condition $\log(a_{T_R}(T_R)) = 0$.

La loi d'Arrhénius s'écrit :

$$\log(a_T) = \frac{\delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right) \quad (\text{V. 10})$$

où δH est l'énergie apparente d'activation caractérisant le matériau et $R=8,314 \text{ J}\cdot\text{mol}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ la constante des gaz parfaits.

Sur la plage de température concernée par la suite, on utilise également l'approximation quadratique dont les coefficients A_0, A_1, A_2 sont calés à partir des résultats expérimentaux de l'essai de module complexe :

$$\log(a) = A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2 \quad (\text{V. 11.})$$

Avec θ est la température en °C.

Dans le domaine temporel, le PETT revient de façon équivalente à supposer les fonctions de fluage et de relaxation comme globalement dépendante de la variable $t/a(T)$. Autrement dit :

$$F(t, T) = \tilde{F} \left(\frac{t}{a(T)} \right) \quad (\text{V. 12})$$

$$R(t, T) = \tilde{R} \left(\frac{t}{a(T)} \right) \quad (\text{V. 13})$$

I.4 Modèle de Huet

Ce modèle a été développé initialement par Huet [119] pour décrire le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. Il permet de bien reproduire les courbes de modules complexes issues des essais de laboratoire. Ce modèle appartient à la catégorie des modèles décrits par la fonction de fluage même si celle-ci peut être représentée par un modèle rhéologique composé d'un ressort de module E_∞ et de deux amortisseurs paraboliques

d'exposants k et h (c.f figure V.4). Mais les déformations de ces amortisseurs ne constituent pas de véritables variables internes dans la mesure où leur connaissance à l'instant t est insuffisante pour déterminer l'état de contrainte au même instant. Le passage à des variables internes nécessiterait de s'appuyer sur la décomposition spectrale en éléments linéaires des fonctions de fluage ou de relaxation.

Le modèle satisfait par ailleurs le PETT. La fonction de fluage de Huet $J_H(t, \theta)$ peut alors s'écrire pour $t > 0$:

$$J_H(t, \theta) = \hat{J}_H\left(\frac{t}{a(\theta)}\right) \quad (\text{V.14})$$

avec
$$\hat{J}_H(u) = \frac{1}{E_\infty} \left(1 + \frac{u^h}{\Gamma(h+1)} + \delta \frac{u^k}{\Gamma(k+1)} \right) \quad (\text{V.15})$$

où $\Gamma(\cdot)$ représente la fonction gamma et δ est le poids de l'amortisseur d'exposant k . Le facteur de translation temps-température $a(\theta)$ est généralement pris sous la forme de l'équation V.11. Les fonctions de fluage J_H et \hat{J}_H sont considérées nulles pour $t < 0$. Elles présentent donc un saut en $t = 0$ de valeur $1/E_\infty$ associé au ressort du modèle rhéologique.

Dans le domaine fréquentiel ce modèle conduit à l'expression suivante du module complexe :

$$E^*(\omega, \theta) = \frac{E_\infty}{1 + \delta(i\omega a(\theta))^{-k} + (i\omega a(\theta))^{-h}} \quad (\text{V.16})$$

Où $i^2 = -1$ est le nombre complexe.

Les paramètres de ce modèle sont identifiés à partir des données expérimentales d'essais de module complexe représentées dans le plan de Cole-Cole et l'espace de Black.

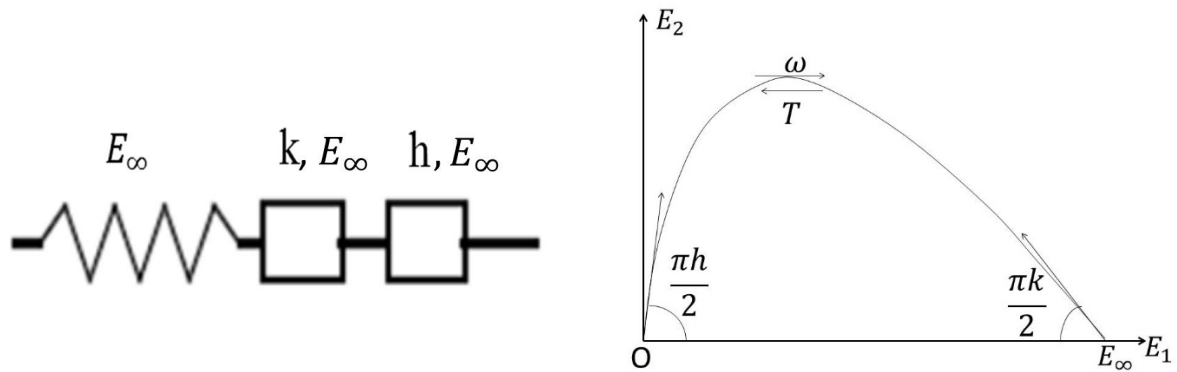


Figure V. 4 : Modèle Huet et la caractérisation des paramètres dans le plan Cole-Cole [119]

Le modèle de Huet est parfois complété par un ressort de faible rigidité mis en parallèle pour rendre compte du comportement des enrobés à faible fréquence ou haute température (modèle de Huet-Sayegh). Nous nous limiterons toutefois ici au modèle de Huet compte tenu du domaine des basses températures considéré dans ce travail.

II. LOI DE COMPORTEMENT VISCOELASTIQUE POUR EB : CAS ISOTHERME

Sur la base des éléments présentés ci-dessus, nous nous proposons de prendre comme point de départ au développement d'un modèle de comportement au gel des EB partiellement saturés la loi de convolution 1D reliant dans le cas isotherme σ et ε à travers la loi de fluage de Huet. Soit :

$$\varepsilon(t) = J_H(t, \theta) \otimes \dot{\sigma}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} J_H(t - \tau, \theta) \frac{d}{dt} \sigma(\tau) d\tau = \int_0^t J_H(t - \tau, \theta) \frac{d}{dt} \sigma(\tau) d\tau \quad (\text{V. 17})$$

Pour un matériau isotrope, une telle loi peut être étendue au cas tridimensionnel, en considérant de façon générale les composantes déviatorique et volumique des tenseurs de déformation $\boldsymbol{\varepsilon}$ et de contrainte $\boldsymbol{\sigma}$ et en les reliant deux à deux par des fonctions de fluage *a priori* distinctes. Cependant, en supposant ces deux composantes reliées entre elles par un « coefficient de Poisson » ν réel et constant, on est conduit à la relation suivante semblable à la loi de Hooke :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\varepsilon}(t) &= J_H(t, \theta) \otimes [(1 + \nu)\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t) - \nu \text{tr}(\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t)) \mathbf{I}] \\ &= \int_0^t J_H(t - \tau, \theta) \frac{d}{dt} [(1 + \nu)\dot{\boldsymbol{\sigma}}(\tau) - \nu \text{tr}(\dot{\boldsymbol{\sigma}}(\tau)) \mathbf{I}] d\tau \end{aligned} \quad (\text{V. 18})$$

où \mathbf{I} est le tenseur d'identité d'ordre 2.

Nous adoptons ce choix par la suite.

III. DEVELOPPEMENT D'UNE LOI DE COMPORTEMENT THERMO-VISCOELASTIQUE POUR EB SATURÉ SOUMIS AU GEL

Intéressons-nous dans un premier temps à la description du comportement thermo-viscoélastique d'un enrobé sec. Nous compléterons plus loin le modèle pour un EB saturé.

Comme déjà vu, les enrobés bitumineux ont des propriétés viscoélastiques fortement sensibles aux variations de température qui se répercutent, entre autres, sur la fonction de fluage. Ces variations provoquent par ailleurs un effet de contraction/dilatation thermique.

Un modèle doit donc prendre en compte ces deux effets. Commençons par regarder la loi de comportement, à température variable, d'un matériau viscoélastique satisfaisant au PETT en négligeant l'effet de dilatation thermique. Le modèle (simple) de Kelvin-Voigt permet en premier lieu d'introduire la notion de temps équivalent.

III.1 Notion de temps équivalent pour le modèle de Kelvin-Voigt satisfaisant au PETT

Remarquons que pour un tel élément (Figure V.5), le PETT revient à prendre la viscosité sous la forme $\eta(\theta) = Ea(\theta)$, où $a(\theta)$ est la fonction de translation en température du matériau. En effet, pour tout historique de température, la loi de comportement 1D s'écrit :

$$\sigma = E\varepsilon + \eta\dot{\varepsilon} = E(\varepsilon + a(\theta)\dot{\varepsilon}) \quad (\text{V. 19})$$

à laquelle correspond, à température constante, la fonction de fluage :

$$J(t, \theta) = \frac{H(t)}{E} \left[1 - e^{-\frac{t}{a(\theta)}} \right] \quad (\text{V. 20})$$

qui est bien de la forme $\hat{J}_H\left(\frac{t}{a(\theta)}\right)$ avec $H(t)$ est la fonction Heaviside.

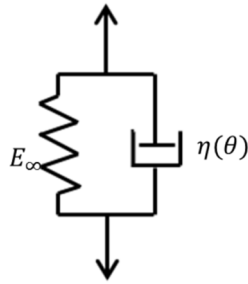


Figure V.5 : Modèle de Kelvin-Voigt à viscosité fonction de la température

Dans le cas d'une température variable en fonction du temps, l'équation V.19 peut alors être ramenée au cas d'un élément de Kelvin-Voigt à viscosité constante, à condition d'introduire la fonction :

$$\tilde{t}_e(\tau) = \int_0^\tau \frac{du}{a(\theta(u))} \quad (\text{V. 21})$$

et de remplacer les variables t, τ par t_e, τ_e avec $t_e = \tilde{t}_e(t)$, $\tau_e = \tilde{t}_e(\tau)$. En effet, l'équation V.19 peut se réécrire sous la forme :

$$\sigma(t) = E \left(\varepsilon(t) + \frac{d\varepsilon(t)}{a(\theta(t))dt} \right) = E \left(\tilde{\varepsilon}(t_e) + \frac{d\tilde{\varepsilon}(t_e)}{dt_e} \right) = \tilde{\sigma}(t_e) \quad (\text{V. 22})$$

avec les correspondances $\tilde{\sigma}(t_e) = \sigma(\hat{t}(t_e))$ et $\tilde{\varepsilon}(t_e) = \varepsilon(\hat{t}(t_e))$ où \hat{t} est la fonction réciproque de \tilde{t}_e (nota : $t = \hat{t}(t_e)$ et $\tau = \hat{t}(\tau_e)$).

La résolution du problème à température variable pour l'élément de Kelvin-Voigt se ramène donc au cas d'une température constante, à condition d'exprimer toutes les variables en fonction de t_e .

En particulier, la relation de convolution $\varepsilon = J \otimes \dot{\sigma}$ devient :

$$\tilde{\varepsilon} = \tilde{J}(t_e) \otimes \frac{d\tilde{\sigma}(t_e)}{dt_e} \quad (\text{V. 23})$$

soit encore

$$\tilde{\varepsilon}(t_e) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{J}(t_e - \tau_e) \frac{d\tilde{\sigma}(\tau_e)}{d\tau_e} d\tau_e$$

En effectuant alors le changement de variable : $\tau = \hat{t}(\tau_e)$, on a :

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{J}(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau)) \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \frac{d\hat{t}(\tau_e)}{d\tau_e} \frac{d\tau}{\frac{d\hat{t}(\tau_e)}{d\tau_e}}$$

Soit :

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{J}(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau)) \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (\text{V. 24})$$

Vérifions directement à titre d'exemple cette dernière relation sur le cas d'un échelon de contrainte $\sigma = H(t)$. L'expression ci-dessus donne alors :

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) &= \int_{-\infty}^{\infty} \frac{H(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau))}{E} (1 - \exp(-(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau)))) \delta(\tau) d\tau \\ &= \frac{H(\tilde{t}_e(t))}{E} (1 - \exp(-\tilde{t}_e(t))) = \tilde{J}(\tilde{t}_e(t)) \end{aligned}$$

Soit

$$\varepsilon(t) = \frac{H(t)}{E} \left(1 - \exp\left(-\int_0^t \frac{du}{a(\theta(u))}\right) \right)$$

Nous avons bien :

$$\begin{aligned} E \left(\varepsilon(t) + a(\theta(t)) \dot{\varepsilon}(t) \right) &= H(t) \left(1 - \exp\left(-\int_0^t \frac{du}{a(\theta(u))}\right) \right) + \\ a(\theta(t)) \exp\left(-\int_0^t \frac{du}{a(\theta(u))}\right) \frac{1}{a(\theta(t))} &= H(t) \end{aligned}$$

Nous retenons pour la suite l'équation V.24 que nous récrivons plus simplement :

$$\varepsilon(t) = \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{J}(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau)) \dot{\sigma}(\tau) d\tau = \tilde{J} \boxtimes \dot{\sigma} \quad (\text{V. 25})$$

où l'opérateur \boxtimes (qui n'est pas l'opérateur de convolution usuel) sous-entend que $\dot{\sigma}$ est la dérivée de la contrainte par rapport au temps physique et \tilde{J} est la fonction de fluage pour $a(\theta) = 1$ calculée ici pour $\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau) = \int_{\tau}^t \frac{du}{a(\theta(u))}$.

III.2 Généralisation du temps équivalent au modèle de Huet

La notion de temps équivalent s'étend naturellement à tout matériau viscoélastique linéaire (mais à loi de fluage non nécessairement linéaire en temps), en considérant la décomposition de sa loi de comportement en spectre (éventuellement continu) de fluage, composé d'éléments de Kelvin-Voigt de type précédent ayant tous la même dépendance $a(\theta)$ de leur viscosité à la température. En particulier pour la fonction de Huet, on obtient sous forme tensorielle :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) = \tilde{J}_H \boxtimes [(1 + \nu)\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t) - \nu \text{tr}(\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t)) \mathbf{I}] \quad (\text{V. 26})$$

III.3 Prise en compte d'une déformation thermique

Nous modélisons classiquement la déformation thermique pure (en l'absence de contrainte) par le terme isotrope suivant, proportionnel à la variation de température $\Delta\theta(t) = \theta(t) - \theta_0$ prise par rapport à la valeur de référence θ_0 :

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{th}(\theta) = \alpha \Delta\theta \mathbf{I} \quad (\text{V. 27})$$

α est le coefficient de contraction/dilatation thermique, supposé constant dont l'ordre de grandeur pour les EB est de $25 \mu\text{def} / ^\circ\text{C}$ pour les températures considérées. On obtient ainsi pour les EB sec la loi de comportement ci-dessous, associée au modèle rhéologique de la Figure V.6 :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) = \tilde{J}_H \boxtimes [(1 + \nu)\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t) - \nu \text{tr}(\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t)) \mathbf{I}] + \alpha \Delta\theta(t) \mathbf{I} \quad (\text{V. 28})$$

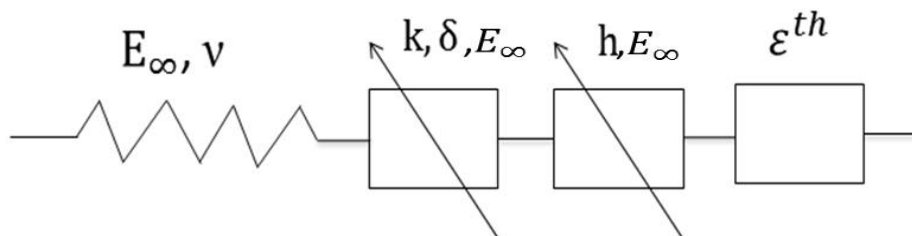


Figure V.6 : Modèle de Huet avec un élément représentant la déformation thermique

III.4 EB saturé : prise en compte d'une déformation de gonflement due au gel

En sus des effets thermo-viscoélastiques, on a vu que les enrobés saturés soumis au gel sont également sujets à une déformation de gonflement due au changement de phase liquide/solide de l'eau interstitielle.

Sur la base des résultats expérimentaux issus de l'essai de gel/dégel à déformation libre (renvoi chapitre II), on se propose ici de modéliser cet effet par l'ajout dans la loi constitutive (eq. V.28) d'un tenseur isotrope de déformation positive $\boldsymbol{\varepsilon}_f$ donné par la fonction hyperbolique :

$$\boldsymbol{\varepsilon}_f(\theta, S_w) = \varepsilon_f(\theta, S_w) \mathbf{I} = \varepsilon_{f0}(S_w) \frac{1 - \tanh\left[\frac{m(\theta - \theta_f)}{2}\right]}{2} \mathbf{I} \quad (\text{V. 29})$$

Où θ est la température du matériau, θ_f la température de fusion/solidification de l'eau interstitielle dans l'EB, ε_{f0} l'amplitude maximale de gonflement dépendant du taux de saturation S_w du matériau. La fonction $\varepsilon_f(\theta)$ est représentée sur la Figure V.7 pour différentes valeurs du paramètre réel positif m et S_w donné. Cette courbe rend compte de façon continue et plus ou moins abrupte, en fonction de m , d'un changement de phase s'opérant autour de la température θ_f .

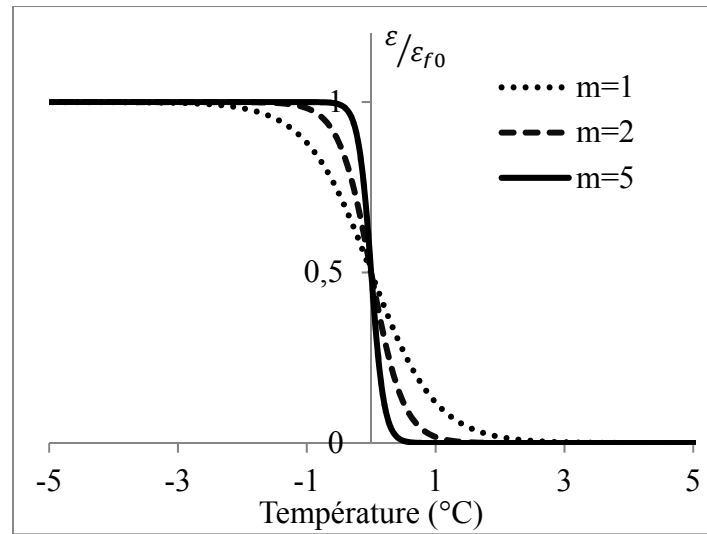


Figure V. 7 : Déformation de gonflement en fonction de la température pour différentes valeurs de m à $\theta_f = 0^\circ\text{C}$.

Au final, la loi de comportement considérée pour la modélisation de la réponse thermomécanique des EB partiellement saturés en eau s'écrit :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t, S_w) = \tilde{J}_H \boxtimes [(1 + \nu)\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t) - \nu \text{tr}(\dot{\boldsymbol{\sigma}}(t)) \mathbf{I}] + \alpha \Delta\theta(t) \mathbf{I} + \varepsilon_f(\theta(t), S_w) \mathbf{I} \quad (\text{V. 30})$$

Elle peut être schématisée par le modèle rhéologique de la figure V.8 :

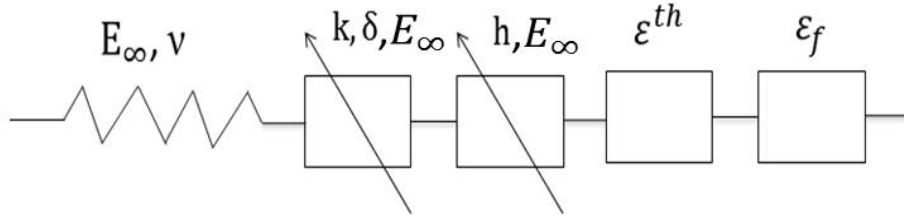


Figure V. 8 : Modèle rhéologique pour l'enrobé saturé

Une propriété mathématique de la composante ε_f de ce modèle est d'être basée sur une fonction univoque de la température qui conduit donc pour une température donnée aux mêmes amplitudes de déformation de gonflement au gel ou au dégel (passage au-dessous ou au-dessus de θ_f). Ce modèle ne permet donc pas de rendre compte d'un effet « d'hystérésis » entre refroidissement et réchauffement autour du point de solidification comme discuté au chapitre II et observé sur les résultats d'essais CTFS. Toutefois dans la suite de cette thèse, on ne s'intéresse qu'aux conséquences des phases de gel dont on montrera (chapitre VII) qu'elles sont sans doute les plus néfastes pour les structures de chaussée soumises à des cycles de gel/dégel ; cela permet de ne s'intéresser qu'à la seule branche de température décroissante des cycles d'hystérésis et donc de tenter d'approximer celle-ci par une simple fonction $\varepsilon_f(\theta)$.

IV. TRAITEMENT NUMERIQUE DE LA LOI DE COMPORTEMENT

Les intégrales en temps figurant dans les équations V.18 et V.30 montrent que le tenseur de déformation à un instant t donné dépend de tout l'historique de contrainte et température depuis l'instant initial jusqu'à t . De façon duale, le tenseur de contrainte dépend de l'historique de déformation et température.

Dans le cas général, la résolution de ces équations de comportement nécessite un traitement numérique s'appuyant sur la discrétisation temporelle des différentes grandeurs. On détaille dans la suite la loi de passage entre $\varepsilon(t)$ et $\sigma(t)$ en supposant connues les valeurs de ces quantités à tous les pas de temps précédents, soit en tant que données ou déjà calculées. On commence par examiner le cas à température constante.

IV.1 Discrétisation de la loi de comportement à température constante

La température étant supposée constante ici, on ne considère que l'équation de convolution :

$$\varepsilon(t) = J_H(t, \theta) \otimes [(1 + \nu)\dot{\sigma}(t) - \nu \operatorname{tr}(\dot{\sigma}(t)) \mathbf{I}]$$

On omet par ailleurs le paramètre θ dans les équations suivantes. Introduisons la discrétisation $t_0 = 0, t_1 = \Delta t_1, \dots, t_i = t_{i-1} + \Delta t_i, \dots, t_n = t_{n-1} + \Delta t_n = t$ de l'intervalle $[0, t]$. Alors :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) = \sum_{i=1}^n \int_{t_{i-1}}^{t_i} J_H(t - \tau) [(1 + \nu)\dot{\boldsymbol{\sigma}}(\tau) - \nu \operatorname{tr}(\dot{\boldsymbol{\sigma}}(\tau)) \mathbf{I}] d\tau$$

En approximant en tout temps τ de l'intervalle courant $[t_i, t_{i+1}]$, la dérivée temporelle du tenseur de contrainte par la différence finie $\dot{\boldsymbol{\sigma}}(\tau) \approx \frac{\boldsymbol{\sigma}(t_i) - \boldsymbol{\sigma}(t_{i-1})}{\Delta t_i} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}}{\Delta t_i}$ on obtient :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) \approx \sum_{i=1}^n \int_{t_{i-1}}^{t_i} J_H(t - \tau) d\tau \frac{(1+\nu)(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) - \nu \operatorname{tr}(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}}{\Delta t_i} \quad (\text{V. 31})$$

Il est à noter que l'approximation précédente exclut la présence de sauts de contrainte, y compris à l'instant $t = 0$, dans les historiques de sollicitation considérés. On imposera ainsi par la suite des fonctions de chargement continues et dérivables à travers le choix de conditions limites appropriées (même si la prise en compte de discontinuités ne pose pas de grandes difficultés).

En approximant pour chaque pas de temps l'intégrale de la fonction du fluage par la méthode des trapèzes, on obtient :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) \approx \sum_{i=1}^n \frac{J_H(t-t_i) + J_H(t-t_{i-1})}{2} \Delta t_i \times \frac{(1+\nu)[\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}] - \nu \operatorname{tr}(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}}{\Delta t_i}$$

Soit

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) \approx \sum_{i=1}^n \frac{J_H(t-t_i) + J_H(t-t_{i-1})}{2} [(1 + \nu)[\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}] - \nu \operatorname{tr}(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}] \quad (\text{V. 32})$$

Afin de simplifier les expressions suivantes, on introduit le tenseur $\bar{\boldsymbol{\chi}}$ suivant, fonction de l'ensemble des contraintes déjà calculé et donc connu de $t_0 = 0$ à t_{n-1} :

$$\begin{aligned} \bar{\boldsymbol{\chi}}_n &= \bar{J}_{Hn} [(1 + \nu) \boldsymbol{\sigma}_{n-1} - \nu \operatorname{tr}(\boldsymbol{\sigma}_{n-1}) \mathbf{I}] \\ &- \sum_{i=1}^{n-1} \bar{J}_{Hi} [(1 + \nu) \boldsymbol{\sigma}_i - \nu \operatorname{tr} \boldsymbol{\sigma}_i \mathbf{I}] - [(1 + \nu) \boldsymbol{\sigma}_{i-1} - \nu \operatorname{tr} \boldsymbol{\sigma}_{i-1} \mathbf{I}] \end{aligned} \quad (\text{V. 33})$$

où :

$$\bar{J}_{Hi} = \frac{J_H(t-t_i) + J_H(t-t_{i-1})}{2} \quad (\text{V. 34})$$

L'équation (V. 32) s'écrit à présent :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) = \bar{J}_{Hn} [(1 + \nu) \boldsymbol{\sigma}(t) - \nu \operatorname{tr}(\boldsymbol{\sigma}(t)) \mathbf{I}] - \bar{\boldsymbol{\chi}}_n \quad (\text{V. 35})$$

dont la forme s'apparente à une loi de Hooke de module $1/\bar{J}_{Hn}$ et de coefficient de Poisson ν avec déformations initiales $(-\bar{\boldsymbol{\chi}}_n)$. L'équation (V.35) peut être inversée pour exprimer la contrainte à l'instant t en fonction de la déformation au même instant.

En remarquant que :

$$\operatorname{tr} \boldsymbol{\sigma}(t) = \frac{1}{(1-2\nu)\bar{J}_{Hn}} [\operatorname{tr}(\boldsymbol{\varepsilon}(t)) + \operatorname{tr}(\bar{\boldsymbol{\chi}}_n)] \quad (\text{V. 36})$$

l'inversion de l'équation (V.35) s'écrit :

$$\boldsymbol{\sigma}(t) = \frac{1}{(1+\nu)\bar{J}_{Hn}} [\boldsymbol{\varepsilon}(t) + \bar{\boldsymbol{\chi}}_n] + \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)\bar{J}_{Hn}} [tr(\boldsymbol{\varepsilon}(t)) + tr(\bar{\boldsymbol{\chi}}_n)] \mathbf{I} \quad (\text{V. 37})$$

ou encore :

$$\boldsymbol{\sigma}(t) = 2\bar{\mu}_n \boldsymbol{\varepsilon}(t) + \bar{\lambda}_n tr(\boldsymbol{\varepsilon}(t)) \mathbf{I} + 2\bar{\mu}_n \bar{\boldsymbol{\chi}}_n + \bar{\lambda}_n tr(\bar{\boldsymbol{\chi}}_n) \mathbf{I} \quad (\text{V. 38})$$

avec :

$$\bar{\lambda}_n = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)\bar{J}_{Hn}} \text{ et } \bar{\mu}_n = \frac{1}{2(1+\nu)\bar{J}_{Hn}} \quad (\text{V. 39})$$

IV.2 Discrétisation de la loi de comportement à température variable

On s'intéresse ici à la loi de comportement donnée par l'équation V.30. La discrétisation de cette loi est opérée de même manière que le cas à température constante, en tenant compte toutefois du temps équivalent dans le calcul de la fonction du fluage et des termes de déformation thermique et de gonflement.

En utilisant la discrétisation temporelle précédente sur $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$, on a :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) \approx \sum_{i=1}^n \int_{t_{i-1}}^{t_i} \bar{J}_H(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(\tau)) d\tau \frac{(1+\nu)(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) - \nu tr(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}}{\Delta t_i} + \alpha \Delta\theta(t) \mathbf{I} + \varepsilon_f(\theta(t), S_w) \mathbf{I}$$

Soit par utilisation de la méthode des trapèzes :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) \approx \sum_{i=1}^n \Delta t_i \bar{J}_{Hi} \frac{(1+\nu)(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) - \nu tr(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}}{\Delta t_i} + \alpha \Delta\theta(t) \mathbf{I} + \varepsilon_f(\theta(t), S_w) \mathbf{I}$$

Soit encore :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) \approx \sum_{i=1}^n \bar{J}_{Hi} ((1+\nu)(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) - \nu tr(\boldsymbol{\sigma}_i - \boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}) + \alpha \Delta\theta(t) \mathbf{I} + \varepsilon_f(\theta(t), S_w) \mathbf{I} \quad (\text{V. 40})$$

avec :

$$\bar{J}_{Hi} = \frac{J_H(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(t_i)) + J_H(\tilde{t}_e(t) - \tilde{t}_e(t_{i-1}))}{2} \quad (\text{V. 41})$$

Les valeurs du temps équivalent peuvent également être calculées par la méthode des trapèzes :

$$\tilde{t}_e(t_j) = \int_0^{t_j} \frac{d\tau}{a(\theta(\tau))} = \sum_{k=1}^{k=j} \frac{\Delta t_k}{2} \left[\frac{1}{a(\theta(t_k))} + \frac{1}{a(\theta(t_{k-1}))} \right] \quad (\text{V. 42})$$

Comme précédemment, on peut introduire le tenseur $\bar{\bar{\chi}}_n$ défini par :

$$\begin{aligned} \bar{\bar{\chi}}_n &= \bar{J}_{H_n} [(1+v) \boldsymbol{\sigma}_{n-1} - v \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}_{n-1}) \mathbf{I}] \\ &- \sum_{i=1}^{n-1} \bar{J}_{H_i} [(1+v) \boldsymbol{\sigma}_i - v \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}_i) \mathbf{I}] - [(1+v) \boldsymbol{\sigma}_{i-1} - v \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}_{i-1}) \mathbf{I}] \end{aligned} \quad (\text{V. 43})$$

L'équation (V. 43) s'écrit à présent :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) = \bar{J}_{H_n} [(1+v) \boldsymbol{\sigma}(t) - v \text{tr}(\boldsymbol{\sigma}(t)) \mathbf{I}] - \bar{\bar{\chi}}_n + [\alpha \Delta\theta(t) + \varepsilon_f(\theta(t), S_w)] \mathbf{I} \quad (\text{V. 44})$$

On retrouve une équation de type loi de Hooke avec déformation initiale d'expression : $-\bar{\bar{\chi}}_n + [\alpha \Delta\theta(t) + \varepsilon_f(\theta(t), S_w)] \mathbf{I}$ qui rassemble les termes liés à l'historique de contrainte et aux déformations thermique et de gonflement.

Cette équation peut être inversée sous la forme :

$$\boldsymbol{\sigma}(t) = 2\bar{\bar{\mu}}_n \boldsymbol{\varepsilon}(t) + \bar{\bar{\lambda}}_n \text{tr}(\boldsymbol{\varepsilon}(t)) \mathbf{I} + \bar{\bar{\mathbf{Y}}}_n \quad (\text{V. 45})$$

avec

$$\bar{\bar{\mathbf{Y}}}_n = 2\bar{\bar{\mu}}_n \bar{\bar{\chi}}_n + \bar{\bar{\lambda}}_n \text{tr}(\bar{\bar{\chi}}_n) \mathbf{I} - (3\bar{\bar{\lambda}}_n + 2\bar{\bar{\mu}}_n) (\alpha \Delta\theta(t) + \varepsilon_f(\theta(t), S_w)) \mathbf{I} \quad (\text{V. 46})$$

où

$$\bar{\bar{\lambda}}_n = \frac{v}{(1-2v)(1+v)\bar{J}_{H_n}} \quad \text{et} \quad \bar{\bar{\mu}}_n = \frac{1}{2(1+v)\bar{J}_{H_n}} \quad (\text{V. 47})$$

L'équation (V.25) s'apparente à une loi de type Hooke avec contraintes initiales d'expression $\bar{\bar{\mathbf{Y}}}_n$.

La loi de comportement tensorielle ainsi obtenue est implémentée dans un premier temps dans un programme Visual Basic (VBA) dans le but de modéliser les essais de laboratoire présentés en chapitre II, en les supposant homogènes. Elle est ensuite intégrée dans un code de calcul aux éléments finis en partant de l'équation (V.45) dans le cadre d'une approche en déplacement (environnement FreeFem++), afin de simuler des situations non homogènes en contrainte/déformation et température.

IV.3 Implémentation de la loi de comportement (programme VBA)

La figure V.9 détaille l'algorithme utilisé pour calculer l'ensemble des composantes inconnues des tenseurs de déformation et de contrainte en fonction de leurs composantes connues. On suppose à ce stade que la variation de température en fonction du temps est une donnée du problème. Le programme ainsi développé est utilisé dans les sections suivantes pour modéliser les essais CTFS et TSRST réalisés sur EB sec et saturé.

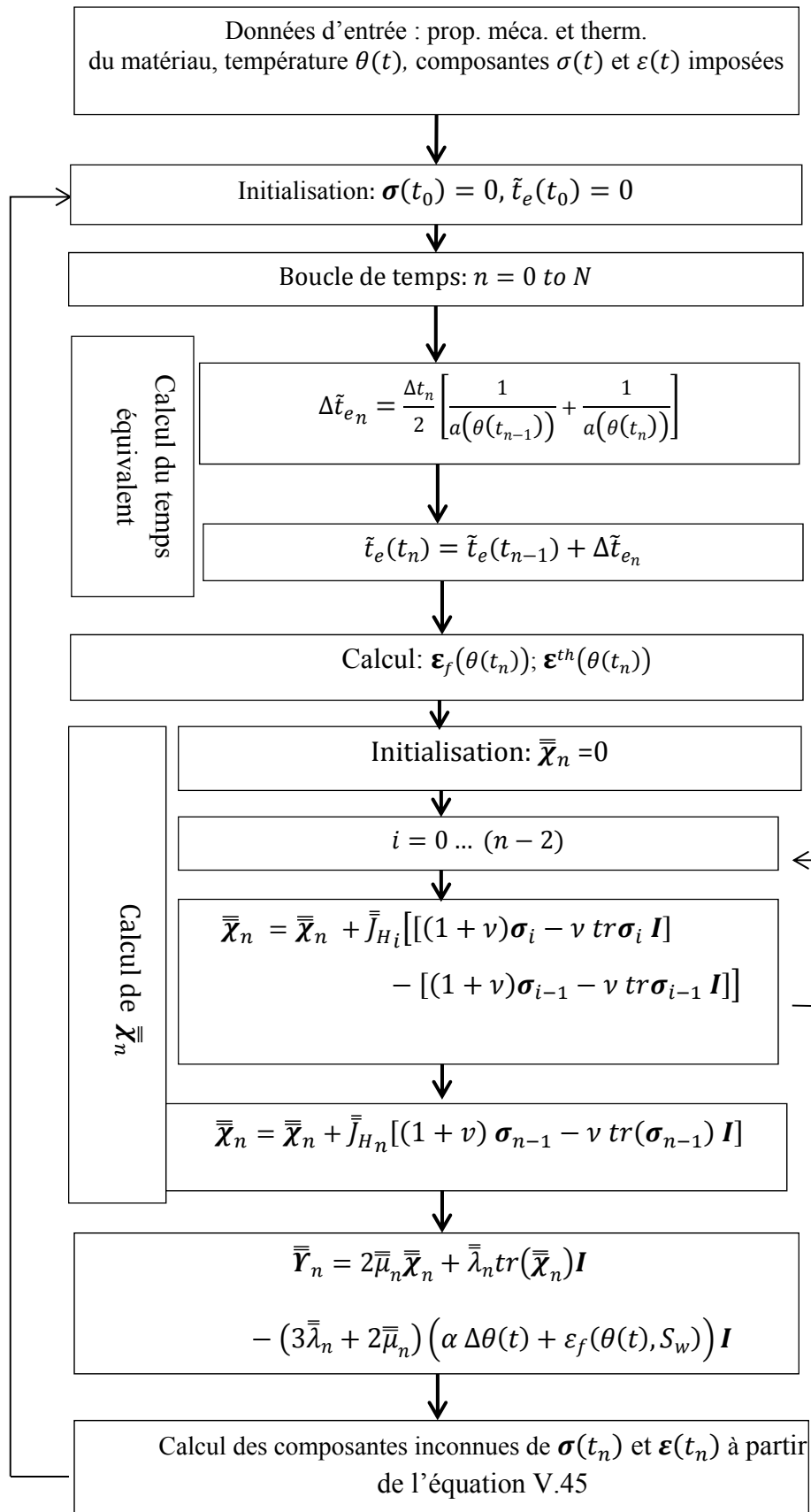


Figure V. 9 : Algorithme d'implémentation de la loi de comportement à température variable

IV.4 Modélisation des essais CTFS et TSRST supposés homogènes

Les relations contraintes/déformations établies ci-avant sont ici utilisées pour simuler les réponses transitoires des éprouvettes d'enrobé bitumineux, testées au cours des essais CTFS et TSRST. On suppose que les champs de température, de déformation et de contrainte sont homogènes au sein des éprouvettes sur la durée de l'essai. On rappelle au préalable les principaux résultats des essais CTFS et TSRST.

IV.4.1 Principaux résultats des essais CTFS et TSRST

Ces deux essais de laboratoire ont été réalisés dans le but d'étudier le comportement au gel/dégel des EB partiellement saturés en eau.

L'essai CTFS a permis de mesurer les déformations d'une éprouvette instrumentée, soumise à des cycles de température variant entre 10°C et -10°C (c.f figure V.10), en condition de contrainte libre. L'essai TSRST de retrait empêché a été effectué en maintenant la déformation axiale de l'éprouvette nulle lors d'une rampe de température de pente négative $-10^{\circ}\text{C}/h$ jusqu'à la rupture. Pour les éprouvettes saturées, les essais CTFS et TSRST sont réalisés successivement

Les résultats typiques de ces deux essais sont rappelés ci-dessous pour les éprouvettes sèches et humides.

Le résultat notoire de l'essai CTFS pour l'échantillon saturé est le « saut » de déformation positive observé lors du changement de phase liquide/solide de l'eau interstitielle, qui se traduit après stabilisation de la température à -10°C par un différentiel de déformation significatif avec l'EB sec (Figure V.10b). Cet écart de déformation de l'ordre de $200 \mu def$ détermine pour notre modèle la valeur de l'amplitude maximale de la déformation de gonflement, $\varepsilon_{f0}(S_w)$. Par ailleurs, la valeur de θ_f peut être estimée par la valeur de température à partir laquelle les deux courbes de déformation de l'EB sec et saturé se séparent, légèrement supérieure ici à -5°C .

L'essai TSRST montre quant à lui l'effet différentiel entre EB sec et saturé de la déformation de gonflement sur la contrainte axiale, à déformation (totale) empêchée (figure V.11).

La reproduction de ces effets par le modèle, en supposant dans un premier temps les essais homogènes, constitue l'enjeu des simulations à suivre.

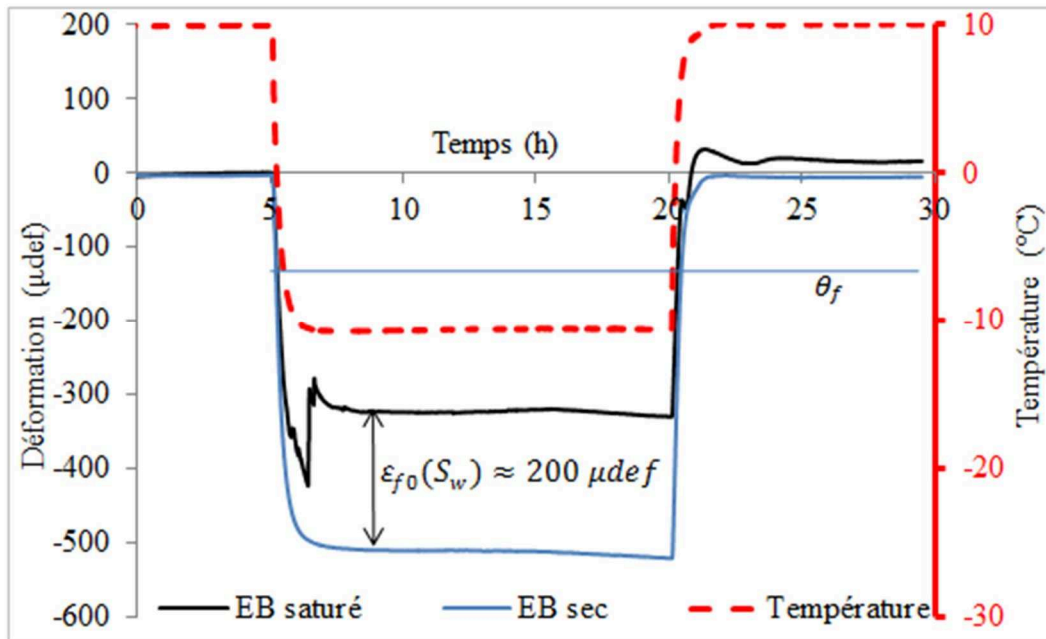


Figure V. 10. Résultats expérimentaux de l'essai CTFS pour l'éprouvette cylindrique $\varnothing 50 \times 160\text{mm}$ de porosité 7%: Evolution des déformations axiales mesurées pour les EB sec et partiellement saturé ($S_r=73\%$ après l'égouttage)

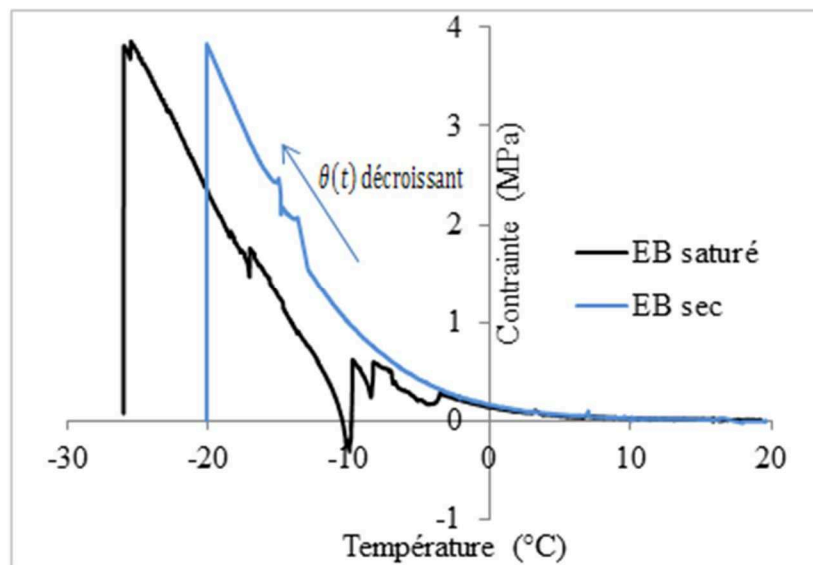


Figure V. 11 : Résultats typiques d'essais TSRST ($-10^\circ\text{C}/h$) : évolution de la contrainte axiale vs la température pour les EB sec et partiellement saturé

IV.4.2 Paramètres matériau pour les simulations

Les propriétés viscoélastiques de l'EB testé ont été caractérisées à partir des essais de modules complexes réalisés sur éprouvettes sèches. Le logiciel Viscoanalyse [120] a permis d'obtenir les paramètres de la fonction du fluage du modèle de Huet. Ces valeurs sont données dans le tableau V.1. Le coefficient de Poisson est supposé constant. Ce tableau contient également la valeur du coefficient de dilatation thermique et un premier jeu de paramètres de la fonction ε_f qui permet, comme on le verra dans la section suivante, de caler la simulation des essais CTFS et TSRST.

Paramètres du modèle de Huet	Coefficient de dilatation thermique	Coefficients caractérisant la déformation de gonflement au gel
$E_\infty = 34862 \text{ MPa}; h = 0,57;$ $k = 0,21; \delta = 1,96;$ $A_0 = 2,828; A_1 = -0,344;$ $A_2 = 0,00165$ $\nu = 0,28$	$\alpha = 25$ $(\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C})$	$\varepsilon_{f0} = 150 \text{ ou } 200 \mu\text{def}; m = 5$ $\theta_f = -7 \text{ }^\circ\text{C}$ pour CTFS $\theta_f = -10 \text{ }^\circ\text{C}$ pour TSRST

Tableau V. 1: Propriétés thermiques et viscoélastiques de l'EB testé

IV.4.3 Modélisation de l'essai CTFS supposé homogène

Compte tenu des conditions limites de l'essai et de l'hypothèse d'homogénéité, le tenseur de contrainte est nul à tout instant : $\sigma(t) = 0$. La loi de comportement s'écrit simplement dans ce cas (cf eq. V.44) :

$$\boldsymbol{\varepsilon}(t) = [\alpha \Delta\theta(t) + \varepsilon_f(\theta(t), S_w)]\mathbf{I}$$

Le tenseur de déformation est donc isotrope et s'écrit en coordonnées cylindriques : $\varepsilon_{rr}(t) = \varepsilon_{\theta\theta}(t) = \varepsilon_{zz}(t) = \alpha \Delta\theta(t) + \varepsilon_f(\theta(t), S_w)$ et $\varepsilon_{rz}(t) = \varepsilon_{r\theta}(t) = \varepsilon_{\theta z}(t) = 0$.

La Figure V.12 montre la comparaison entre les résultats d'essais et les résultats numériques obtenus pour l'EB sec et saturé en considérant le jeu de données du tableau V.1 et la courbe de température mesurée à la surface de l'EB (figure V.10a). On observe un bon accord entre ces courbes, avec en particulier une bonne restitution de la déformation au moment du changement de phase de l'eau interstitielle de l'EB saturé.

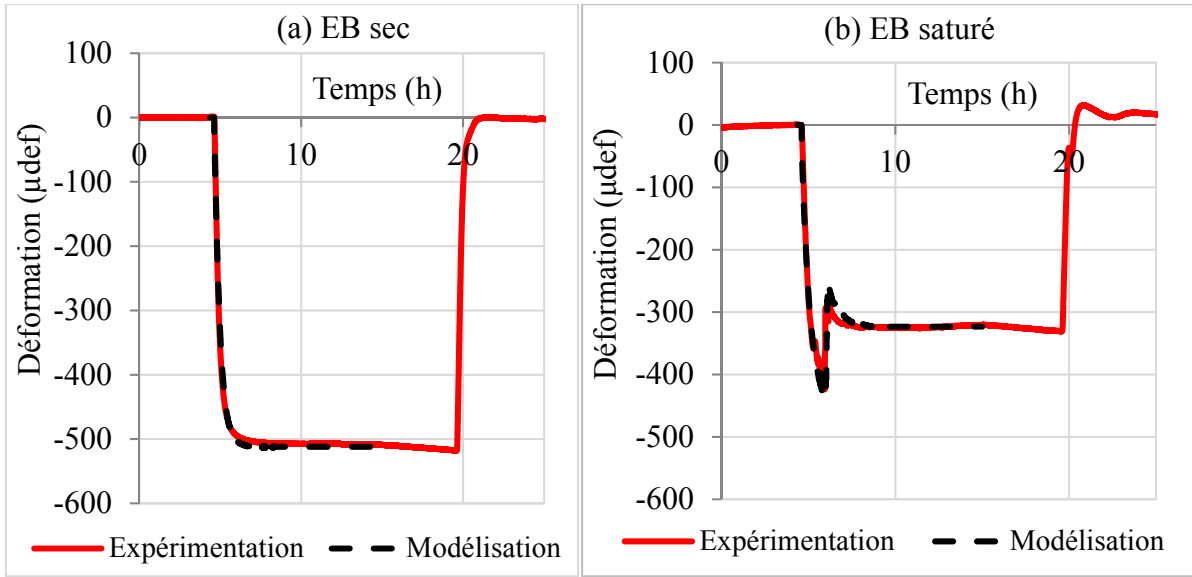


Figure V. 12: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux obtenus pour l'essai CTFS : (a) EB sec ; (b) EB saturé.

IV.4.4 Modélisation de l'essai TSRST supposé homogène

Compte tenu des conditions limites de cet essai, la loi de comportement (équation V.44) s'écrit :

$$\sigma_{zz}(t) = \frac{\bar{\chi}_{zzn} - \alpha \Delta\theta(t) - \varepsilon_f(\theta(t), S_w)}{\bar{J}_{Hn}}$$

$$\text{avec } \bar{\chi}_{zzn} = \bar{J}_{Hn} \sigma_{zzn-1} - \sum_{i=1}^{n-1} \bar{J}_{Hi} (\sigma_{zzi} - \sigma_{zzi-1})$$

ce qui permet de calculer de façon incrémentale la contrainte axiale se développant au cours de l'essai. Les déformations radiales et ortho-radiales valent quant à elles :

$$\varepsilon_{rr}(t) = \varepsilon_{\theta\theta}(t) = (1 + \nu)(\alpha \Delta\theta(t) + \varepsilon_f(\theta(t), S_w))$$

qui serait également l'expression obtenue en élasticité. Les autres composantes des tenseurs de déformation et de contrainte sont nulles.

La figure V.13a présente les courbes expérimentales de déformation de l'essai CTFS obtenues préalablement à l'essai TSRST pour le même échantillon sec puis saturé. La différence de déformation obtenue entre les états sec et saturé permet de fixer la valeur de ε_{f0} à $150\mu def$. La simulation numérique de ces essais effectuée comme décrit précédemment se montre globalement satisfaisante sachant toutefois qu'expérimentalement le gel semble s'être produit en deux fois, ce qui n'est pas prévu par le modèle.

La figure V.13b présente les courbes expérimentales de la contrainte générée au cours de l'essai TSRST en fonction de la température (décroissante) et les modélisations associées pour les cas sec et saturé. Il est à noter que l'essai se termine par une rupture de l'échantillon mais que cet aspect n'est pas pris en compte dans la loi de comportement développée.

Dans le cas sec, la simulation numérique rend compte des résultats d'essais avec une bonne précision ce qui valide à la fois la procédure de détermination des propriétés matériaux et la pertinence du modèle de Huet et du concept de temps équivalent.

Dans le cas saturé, la comparaison modèle/essai est également satisfaisante dans son ensemble. Elle rend notamment bien compte du « saut » de contrainte négatif $\Delta\sigma$ se produisant au moment du gel dont l'amplitude ($\Delta\sigma \approx -1 \text{ MPa}$) découle de la valeur ε_{f0} ($150 \mu\text{def}$) identifiée sur l'essai CTFS. Il est intéressant de remarquer que le ratio $\frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_{f0}} \approx 6600 \text{ MPa}$ est assez voisin de la norme du module complexe du matériau ($\approx 7600 \text{ MPa}$) pris à -8°C et pour une fréquence équivalente de $1/1h$ (temps estimé de formation du gel à partir de la figure V.13b).

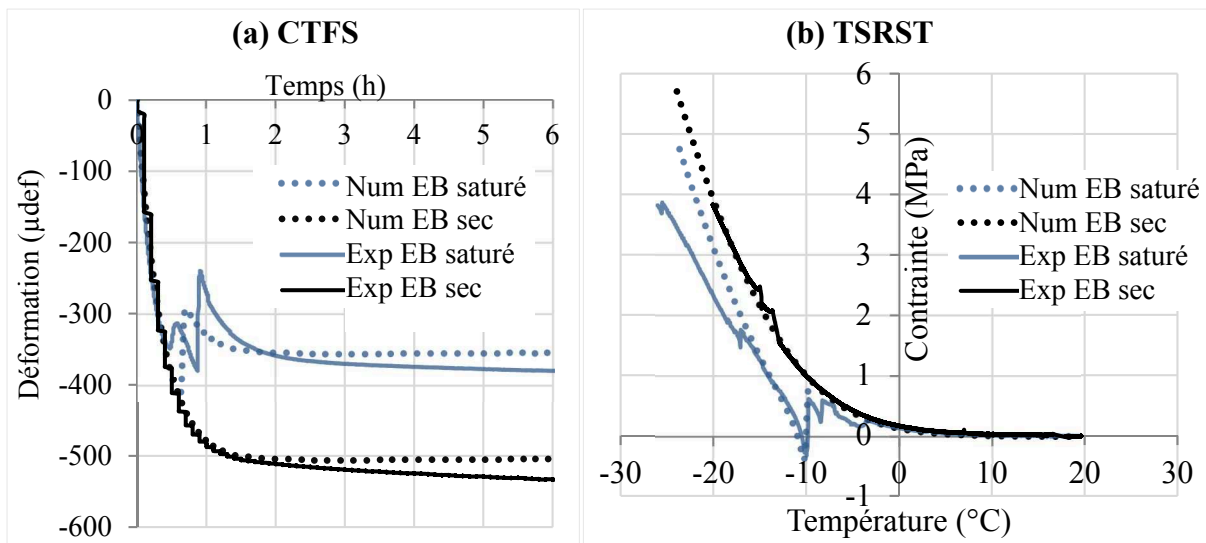


Figure V. 13: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour les cas sec et saturé : (a) déformation axiale pour l'essai CTFS et (b) contrainte axiale pour l'essai TSRST pour la même éprouvette.

CONCLUSION

En s'inspirant des résultats d'essais du chapitre II, une loi de comportement tensorielle dédiée aux EB partiellement saturés en eau et soumis au gel a été développée. Cette loi prend en compte les caractéristiques suivantes des EB saturés : thermo-viscoélasticité (modèle de Huet) à température variable, contraction/dilatation thermique et effet de gonflement représentant le changement de phase liquide/glace de l'eau interstitielle pour des températures négatives. L'implémentation de cette loi basée sur une discrétisation temporelle des évolutions de contraintes et déformations a été réalisée dans un programme numérique (Visual Basic). Elle permet pour des composantes données de ces tenseurs de calculer les composantes inconnues. Nous l'avons appliquée dans ce chapitre à la simulation des essais CTFS et TSRST en supposant ceux-ci homogènes et pendant la phase de descente en température. Le modèle développé permet de retrouver un bon accord avec les courbes expérimentales de ces deux types d'essai notamment au moment de la transformation de l'eau interstitielle en glace. La déformation de gonflement ε_f observée dans l'essai CTFS et le saut de contrainte négatif observé dans l'essai TSRST sont ainsi quantifiés et expliqués au travers d'une loi de comportement unique.

Dans le chapitre suivant nous décrivons l'implémentation de cette loi au sein d'un programme aux éléments finis qui couple thermique et mécanique. Celui-ci sera ensuite utilisé pour modéliser des situations hétérogènes et tenter d'apporter une explication à la formation subite de nids de poule sous certaines conditions hivernales.

Chapitre VI : Développement et premières applications d'un code aux éléments finis (EF) incorporant la loi de comportement proposée et intégrant l'équation de la chaleur avec saut de Stefan

INTRODUCTION

Ce chapitre s'intéresse à la résolution des problèmes aux limites transitoires de l'équation de la chaleur avec changement de phase et des équations mécaniques incorporant la loi de comportement développée au chapitre précédent.

Nous adoptons une démarche progressive basée sur le développement de trois programmes aux éléments finis. Le premier résout le problème mécanique seul à champ de température donné. Le second résout le problème thermique seul, non linéaire du fait de la présence d'un front de gel. Le troisième réalise le couplage entre les deux premiers programmes.

Ces développements sont effectués sous l'environnement FreeFem++ [121] qui nécessite essentiellement pour le développeur la mise sous forme variationnelle du problème à traiter et la mise en place des boucles temporelles et itératives. Celles-ci sont introduites sous forme de scripts dans lesquels les aspects de discrétisation sont implicitement pris en charge par les fonctions internes à l'environnement.

Le premier script (no.1) est validé sur la base de la modélisation transitoire de l'essai de module complexe. On vérifie également pour un champ de température homogène donné (fonction du temps), il permet de retrouver les résultats des essais CTFS et TSRST et des simulations du chapitre V, obtenus à partir de la loi de comportement seule.

Le script no.2 est appliqué à la modélisation thermique des essais IRM du chapitre III.

Le script no.3 est utilisé dans ce chapitre pour simuler à nouveau les essais CTFS et TSRST mais en prenant en compte cette fois le champ de température comme une inconnue déterminée à partir de l'équation de la chaleur et des conditions limites thermiques de ces essais.

I. IMPLEMENTATION EF DE LA LOI DE COMPORTEMENT A TEMPERATURE DONNEE

Dans cette section, on s'intéresse à l'implémentation dans un code aux éléments finis (FreeFem++) de la loi de comportement développée au chapitre précédent en considérant les hypothèses suivantes : calcul dans le domaine temporel avec prise en compte de la thermo-viscoélasticité (temps équivalent + dilatation thermique) et de la déformation de gonflement contenues dans la loi de comportement, structure 2D (déformations ou contraintes planes, domaine axisymétrique), champ de température donné $\theta(x_1, x_2, t)$. On établit dans un premier temps, la formulation variationnelle du problème mécanique sur laquelle repose la discrétisation EF. On donne ensuite quelques indications sur l'implémentation de celle-ci dans FreeFem++. La simulation des essais de module complexe, CTFS et TSRST permet de valider le module EF développé (script no.1).

I.1 Formule variationnelle du problème mécanique

Notons Ω le domaine d'étude considéré et $\partial\Omega_{u_i}, \partial\Omega_{T_i}$ les frontières de Ω à déplacements et efforts imposés pour chacune des composantes d'espace i . On ne considère dans la suite sur $\partial\Omega_{u_i}$ que des conditions limites (CL) à déplacement imposé nul, soit $u_i = 0$. On se donne le champ de température, fonction du temps, $\theta(x_1, x_2, t)$ au sein de Ω . On choisit par ailleurs des conditions initiales en déplacement et contrainte nuls.

On introduit \mathcal{U} l'ensemble des champs de déplacement cinématiquement admissibles à zéro :

$$\mathcal{U} = \{ \underline{\hat{u}} = \{ \hat{u}_i \} \mid \hat{u}_i \in H^1(\Omega) ; \hat{u}_i = 0 \text{ sur } \partial\Omega_{u_i} \}$$

où $H^1(\Omega)$ est l'espace de Sobolev usuel.

On introduit également la discrétisation temporelle à pas constant : $t^{(0)} = 0, t^{(1)} = \Delta t, \dots, t^{(n)} = n\Delta t, \dots, t^{(N)} = N\Delta t = T$.

Intéressons-nous au calcul du champ de déplacement $\underline{u}^{(n)}$ au temps $t^{(n)}$ en supposant les solutions aux instants précédents $\underline{u}^{(0)}, \underline{u}^{(1)}, \dots, \underline{u}^{(n-1)}$ déjà calculées et conservées.

Appliquons pour cela le principe des travaux virtuels au temps $t^{(n)}$ sous les hypothèses de petites perturbations et d'évolution quasi-statique (sans forces d'inerties). Le problème revient à trouver $\underline{u}^{(n)} \in \mathcal{U}$ tel que :

$$\int_{\Omega} \boldsymbol{\sigma}(\underline{u}^{(n)}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{\hat{u}}) d\Omega - \int_{\cup \partial\Omega_{T_i}} T_i^{(n)} \hat{u}_i d\Gamma = 0 \quad \forall \underline{\hat{u}} \in \mathcal{U} \quad (\text{VI. 1})$$

Où:

- $\boldsymbol{\varepsilon}(\hat{\underline{u}})$ est le tenseur de déformation associé à $\hat{\underline{u}}$, défini par $\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2}(\nabla \underline{u} + \nabla^T \underline{u})$ où ∇ symbolise le gradient et ∇^T est l'opérateur de transposé du gradient.
- $T_i^{(n)}$ sont les composantes données du vecteur contrainte $\underline{T}^{(n)} = \boldsymbol{\sigma}(\underline{u}^{(n)}) \cdot \underline{n}$, avec \underline{n} le vecteur normal unitaire extérieur à $\partial\Omega_{Ti}$.
- $\boldsymbol{\sigma}(\underline{u}^{(n)})$ est le tenseur de contrainte relié en tout point au tenseur de déformation $\boldsymbol{\varepsilon}^{(n)} = \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{u}^{(n)})$ à travers la loi de comportement discrétisée dans les équations V-40&45 du chapitre V.

En substituant cette loi de comportement dans l'équation VI.1, le problème à résoudre devient :

Trouver $\underline{u}^{(n)} \in \mathcal{U}$ tel que :

$$\int_{\Omega} [2\bar{\mu}_n \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{u}^{(n)}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\hat{\underline{u}}) + \bar{\lambda}_n \operatorname{div}(\underline{u}^{(n)}) \operatorname{div}(\hat{\underline{u}})] d\Omega + \int_{\Omega} \bar{\mathbf{Y}}_n : \boldsymbol{\varepsilon}(\hat{\underline{u}}) d\Omega - \int_{\cup \partial\Omega_{Ti}} T_i^{(n)} \hat{u}_i d\Gamma = 0 \quad \forall \hat{\underline{u}} \in \mathcal{U} \quad (\text{VI. 2})$$

Où $\bar{\mathbf{Y}}_n$ est le tenseur donné par l'équation V-46 calculé à partir des valeurs connues $\boldsymbol{\sigma}^{(0)}, \boldsymbol{\sigma}^{(1)}, \dots, \boldsymbol{\sigma}^{(n-1)}$. La résolution du problème VI.2 est effectuée pour des valeurs de la fonction de fluage évaluée en tout point en fonction du temps équivalent calculé à partir des valeurs du champ de température $\theta(x_1, x_2, t^{(0)}), \dots, \theta(x_1, x_2, t^{(n)})$.

La résolution EF du problème VI.2 passe classiquement par la définition d'un maillage de Ω , la définition des espaces d'interpolation au niveau élémentaire, la discrétisation de la fonctionnelle VI.2 et par la résolution du système linéaire qui en découle.

Une fois le champ de déplacement $\underline{u}^{(n)}$ calculé, la loi de comportement V-45 écrite à l'instant $t^{(n)}$ permet de déduire le champ $\boldsymbol{\sigma}^{(n)}$ et de passer à l'incrément de temps suivant.

L'algorithme de calcul est détaillé dans la figure VI.1

Dans le cadre de cette thèse, l'implémentation de cet algorithme est effectuée dans l'environnement FreeFem++ qui prend en charge toute la partie discrétisation du problème à partir de la forme continue de la fonctionnelle à résoudre (équation VI.2) : interpolation des champs, calculs des matrices élémentaires, assemblage, résolution du système linéaire.

La programmation dans FreeFem++ consiste donc à introduire à l'intérieur d'un script les instructions de génération de maillage (géométrie de Ω , construction d'éléments triangulaires à partir de densités de maillage), à choisir l'espace d'interpolation (espace P2 des polynômes de Legendre d'ordre 2 dans ce qui suit), à mettre en place la boucle incrémentale sur le temps, à calculer incrémentalement le champ de temps équivalent, à mettre en place la boucle de convolution imbriquée pour le calcul de $\bar{\mathbf{Y}}_n$, à introduire l'expression continue de la fonctionnelle à résoudre, à calculer les champs de déformation et contrainte à l'instant $t^{(n)}$ et

à prévoir les sorties des champs mécaniques à chaque pas de temps. Nous utilisons le logiciel ParaView [122] pour le post-traitement des résultats.

Lors de l'exécution du programme, on observe comme attendu une augmentation du temps de calcul avec le numéro de pas de temps, liée à l'opération de convolution. Néanmoins, nous n'avons pas jugé utile de travailler sur l'accélération de ces calculs qui restent somme toute de durée raisonnable dans les applications traitées ci-après.

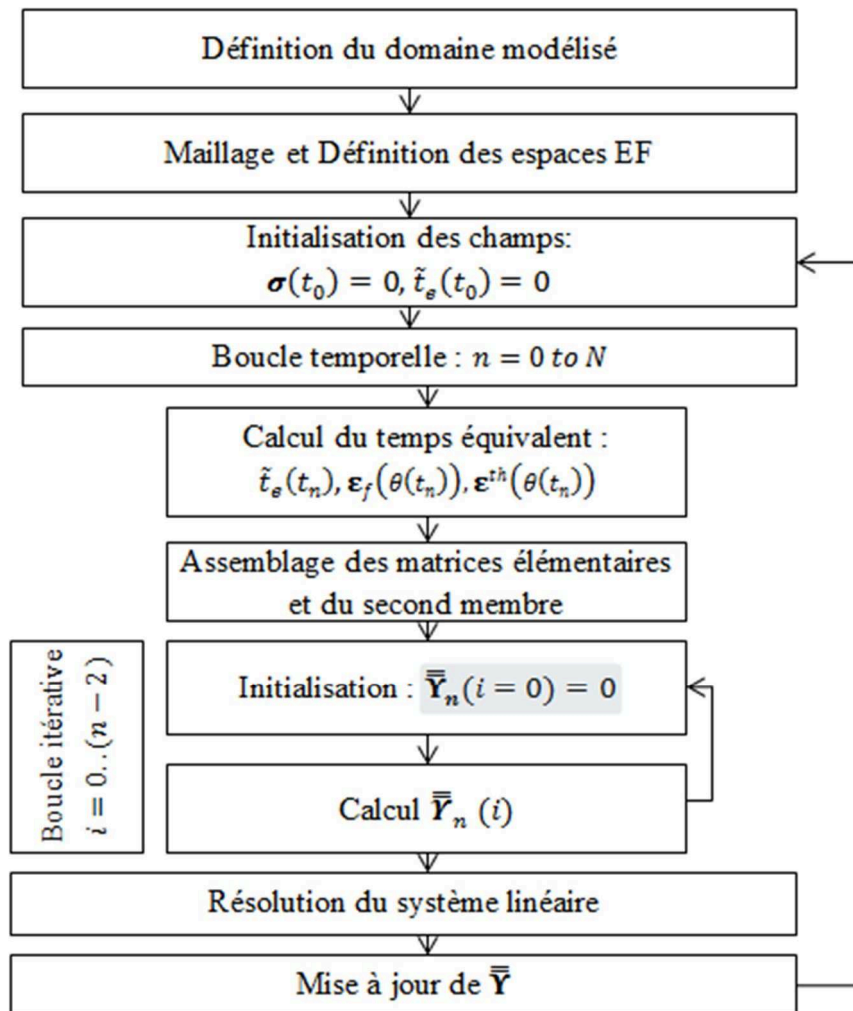


Figure VI.1 : Algorithme de calcul

I.2 Application à la modélisation temporelle de l'essai de module complexe

Une première validation (purement numérique) du script développé a été effectuée à partir de la modélisation transitoire de l'essai de module complexe sur éprouvette trapézoïdale pour un matériau répondant au modèle de Huet. L'objectif est de retrouver à partir de simulations effectuées dans le domaine temporel à force sinusoïdale imposée $F(t)$, les valeurs théoriques de modules complexes (norme et angle de phase) pour différentes valeurs de température et fréquence de sollicitation.

La figure VI.2 montre le maillage de l'éprouvette utilisé dans les calculs. La grande base est encastrée et la force sinusoïdale est appliquée en tête.

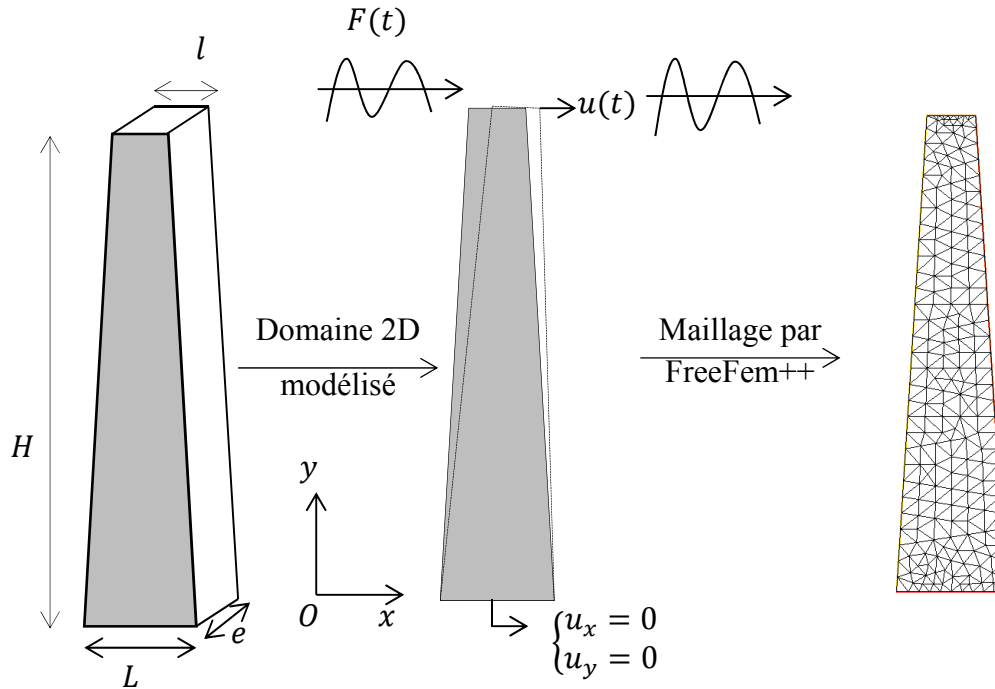


Figure VI. 2 : Maillage d'ordre P2 généré par FreeFem++ (faire figurer effort et déplacement horizontal en tête, CL, dimensions de l'éprouvette avec les notations utilisées par la suite)

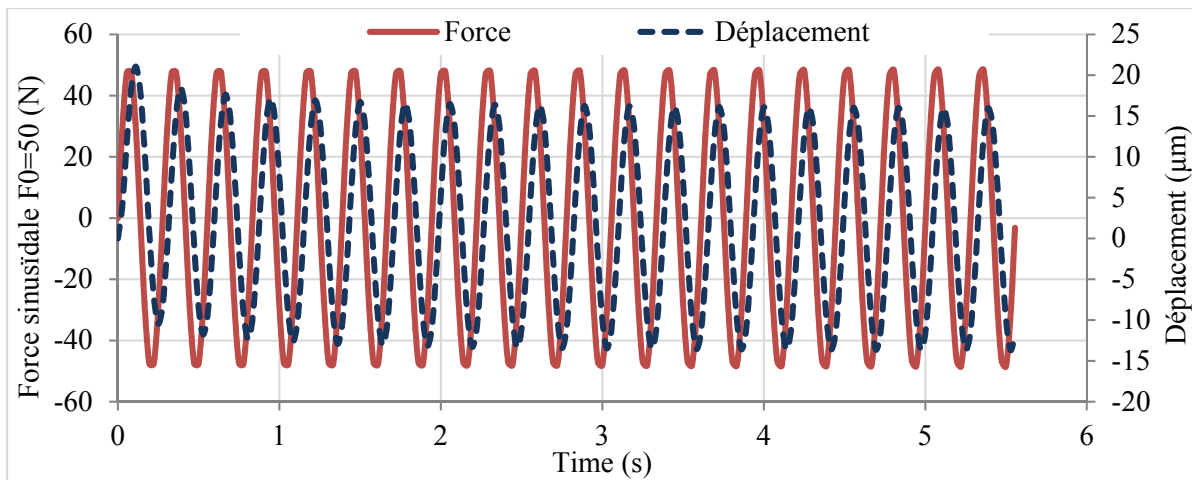
Les paramètres retenus pour le modèle de Huet sont ceux du Tableau V.1 (BBSG 35/50) du chapitre V. La figure VI.3 présente un exemple de résultat pour une force d'amplitude 50N, de fréquence 4Hz et une température de 15°C. Le déplacement horizontal calculé en tête d'éprouvette (en bleu sur la courbe, échelle de droite) montre une phase transitoire sur quelques cycles qui se stabilise sous forme de cycles également sinusoïdaux mais déphasés par rapport à l'effort imposé. Ceci permet de calculer un module complexe moyennant le coefficient de forme k traduisant le passage de la rigidité de l'éprouvette trapézoïdale au module de rigidité du matériau. Celui-ci est donné analytiquement par :

$$k = \frac{12H^3}{e(L-l)^3} \left[\left(2 - \frac{l}{2L}\right) \frac{l}{L} - \frac{3}{2} - \ln \frac{l}{L} \right] \quad (\text{VI. 3})$$

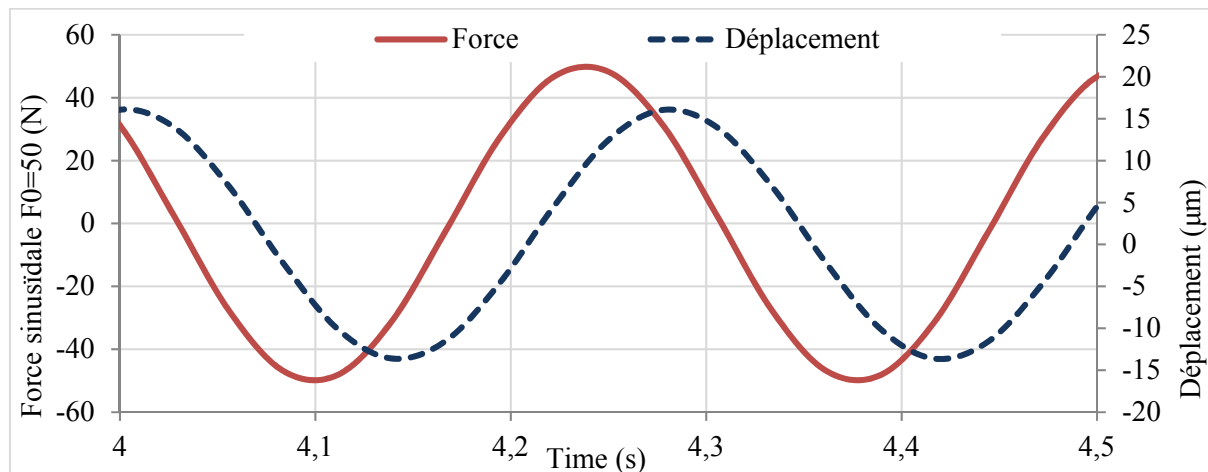
On en déduit ainsi pour la norme du module complexe :

$$|E^*| = k \frac{|F^*|}{|u^*|} = k \frac{(F_{max} - F_{min})}{(u_{max} - u_{min})} \quad (\text{VI. 4})$$

où les indices max et min se réfèrent aux valeurs extrémales des courbes de force et déplacement des cycles stabilisés.



(a) Evolution des forces imposées et des déplacements imposés



(b) Zoom sur 30 secondes où le déplacement est stabilisé

Figure VI. 3 : Evolution du déplacement en tête calculé pour une force imposée sinusoïdale de fréquence 4 Hz et d'amplitude 50N (Température = 15°C)

Ce résultat peut alors être comparé avec celui donné par l'expression du module complexe de Huet :

$$E^* = \frac{E_\infty}{1 + \delta(\omega a(\theta))^{-k} + (i\omega a(\theta))^{-h}} \quad (\text{VI. 5})$$

La figure VI.4.a présente ainsi cette comparaison pour un ensemble théorique de fréquences s'étendant de 10^{-3} à 10^5 Hz et une température de 15°C. On vérifie la bonne concordance entre les deux modes de calcul. Plus largement, la comparaison peut être réalisée dans le plan

Cole-Cole (figure VI.4.b) qui met également en jeu l'angle de phase du module complexe. Ces résultats valident l'implémentation dans le cas d'une température homogène et constante.

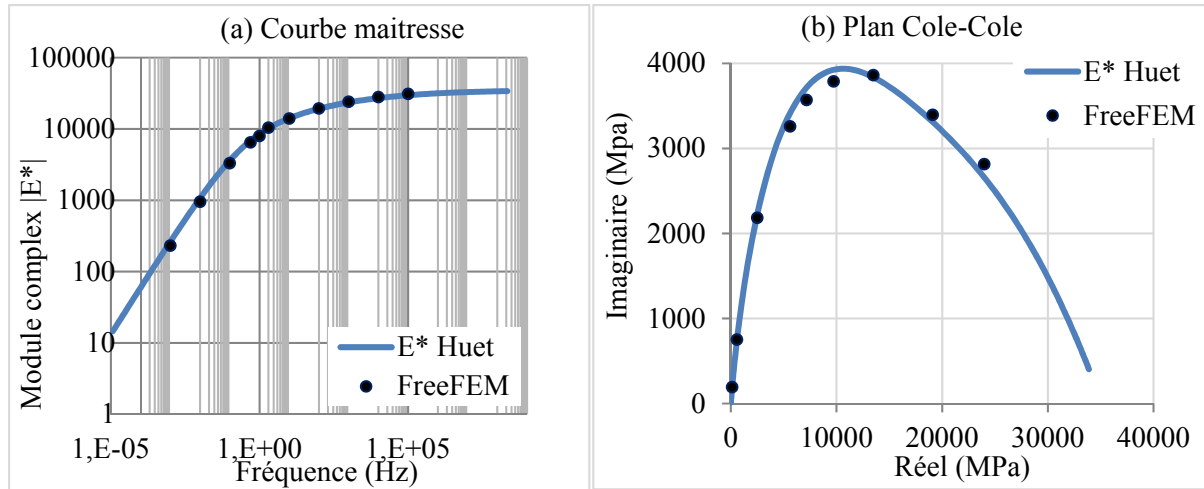


Figure VI. 4: Comparaison des deux méthodes de calcul (directe et transitoire) du module complexe : (a) norme du module complexe en fonction de la fréquence; (b) plan Cole-Cole

I.3 Modélisation des essais CTFS et TSRST pour un champ $\theta(t)$ homogène

La modélisation de ces essais en condition homogène doit permettre de valider l'implémentation du code EF dans le cas d'un champ de température variable en temps, par comparaison avec les résultats du code VBA du chapitre précédent.

Les calculs sont effectués en coordonnées axisymétriques (O, r, z, θ) avec les propriétés viscoélastiques et thermiques du tableau V.1 du chapitre V et pour des champs $\theta(r, z, \theta, t) = \theta(t)$ où $\theta(t)$ sont les historiques de température des essais CTFS et TSRST considérées au chapitre V et retracées sur la figure VI.5. L'élément de volume élémentaire $d\Omega$ de la fonctionnelle est introduit dans le script FreeFem++ sous la forme $2\pi r dr dz$ et l'élément de surface élémentaire $d\Gamma$ sous la forme $2\pi r dr$ pour une normale suivant z et $2\pi r dz$ pour une normale suivant r .

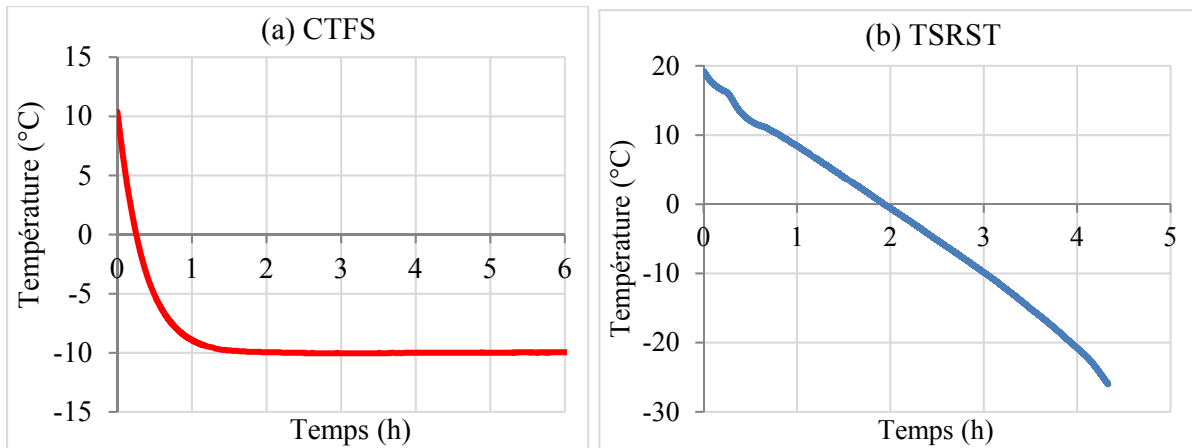


Figure VI. 5: Historiques de température pour les essais CTFS et TSRST

I.3.1 Conditions limites

La figure VI.6 présente le maillage utilisé de frontière $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2 \cup \Gamma_3 \cup \Gamma_4$ ainsi que les conditions limites prises pour simuler l'essai CTFS homogène, à savoir :

$$\begin{aligned} u_z = 0, \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_1 \\ \sigma_{rr} = \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_2 \\ \sigma_{zz} = \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_3 \\ u_r = 0, \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_4 \end{aligned}$$

Les conditions limites considérées ici pour l'essai TSRST (figure VI.7) sont :

$$\begin{aligned} u_z = 0, \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_1 \\ \sigma_{rr} = \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_2 \\ u_z = 0, \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_3 \\ u_r = 0, \sigma_{rz} = 0 \text{ sur } \Gamma_4 \end{aligned}$$

Ces dernières ne vérifient pas strictement les conditions de collage de l'éprouvette à ses extrémités mais permettent d'avoir des champs homogènes.

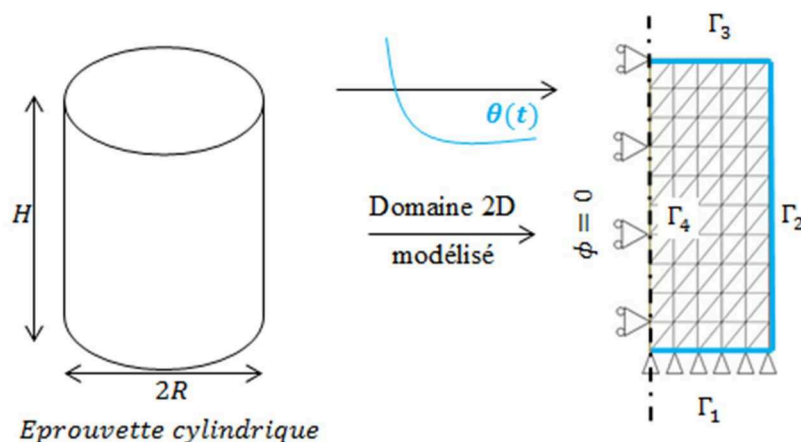


Figure VI. 6: Modélisation du domaine axisymétrique et conditions limites de l'essai CTFS

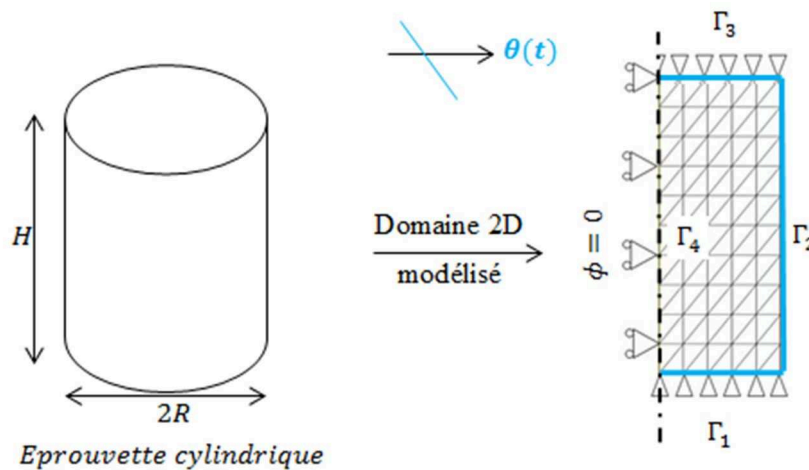


Figure VI. 7: Conditions limites de l'essai TSRST

I.3.2 Résultats des simulations

L'homogénéité des champs recherchée est bien retrouvée dans les calculs où chaque élément fini fournit la même réponse. Les résultats en termes de déformation pour l'essai CTFS et de contrainte pour l'essai TSRST sont présentés sur la figure VI.8 et comparés à ceux du programme VBA (chapitre V) intégrant la loi de comportement. On constate pour les deux essais la superposition des courbes numériques dans les cas sec et saturé ce qui fournit une nouvelle validation du script FreeFem++ (script no.1).

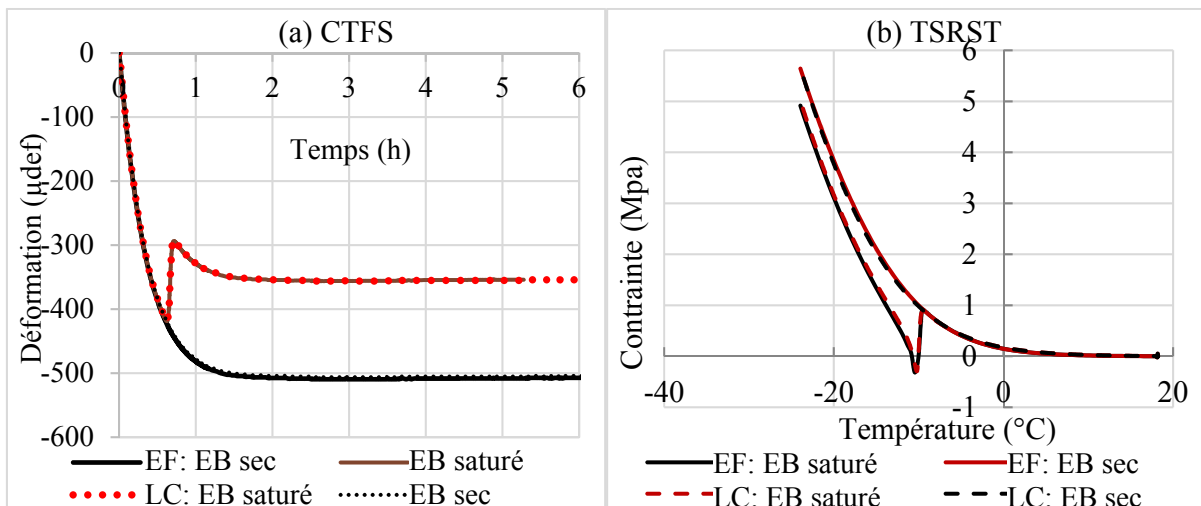


Figure VI. 8: Comparaison entre les résultats du modèle EF à température homogène avec ceux issus du code VBA (LC) du chapitre V pour l'essai CTFS et TSRST

II. PROBLEME THERMIQUE

On traite isolément dans cette partie le problème de diffusion de chaleur dans les enrobés saturés avec changement de phase qui sera couplé plus loin au script no.1. Pour cela on s'appuie sur le modèle de « saut de Stefan » qui détermine la vitesse d'un front de gel. On lui associe une méthode de régularisation du saut d'enthalpie au moment du changement de phase. La formulation variationnelle obtenue couplant diffusion de chaleur et saut de Stefan est implémentée dans un nouveau script FreeFem++ (script no.2) pour un calcul aux EF.

II.1 Rappel du problème de Stefan

Considérons le domaine poreux $\Omega \in \mathbb{R}^3$ contenant une masse m_w d'eau interstitielle par unité de volume. On suppose que le changement de phase s'opère brutalement au passage de la température de fusion θ_f , possiblement inférieure à 0°C . On ne considère donc pas ici la possibilité d'une surfusion de l'eau interstitielle qui pourrait conduire à une température de solidification inférieure à θ_f . On note $L_w = m_w L_g$ la chaleur latente libérée au sein d'un volume unitaire par effet de gel ; $L_g = 334000 \text{ Ws/kg}$ est la chaleur latente massique de l'eau.

A un temps t donné ($0 < t < T$), le domaine Ω est supposé divisé en deux parties par le front de gel de surface $\Gamma(t)$: la partie gelée $\Omega_s(t)$ pour laquelle $\theta < \theta_f$ et la partie non gelée $\Omega_L(t)$ où $\theta > \theta_f$. Sur chacun de ces domaines le champ de température θ est gouverné par l'équation usuelle de diffusion de chaleur :

$$C_{v\alpha} \frac{\partial \theta}{\partial t} - \nabla \cdot [k_\alpha \nabla \theta] = 0 \quad \text{sur } \Omega_\alpha, \alpha = S \text{ ou } L \quad (\text{VI. 6})$$

où $C_{v\alpha}$ et k_α sont les capacité calorifique volumique et conductivité thermique supposée isotrope de la phase α . Sur le front de gel $\Gamma(t)$, la conservation d'énergie conduit à la condition du saut de Stefan [123] :

$$k_L \nabla \theta_L \cdot n - k_S \nabla \theta_S \cdot n = L_w v \quad \text{sur } \Gamma \quad (\text{VI. 7})$$

où v est la valeur algébrique de la vitesse du front de gel suivant le vecteur normal unitaire n à $\Gamma(t)$ indépendamment du choix de son orientation. Nous considérons toutefois celui-ci orienté par la suite de $\Omega_S(t)$ à $\Omega_L(t)$.

II.2 Régularisation du problème

Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature [123] [124] [125] [126] afin de résoudre le problème thermique avec saut de Stefan. On utilise ici la méthode de régularisation de la fonction « énergie interne » $u(\theta)$ en repartant du premier principe de la thermodynamique avec loi de Fourier :

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \nabla \cdot (-k(\theta)\nabla\theta) = 0 \quad \text{sur } \Omega \times [0, T] \quad (\text{VI. 8})$$

et en observant que l'ensemble des équations précédentes répond à cette équation au sens des distributions, à condition de poser :

$$u(\theta) = \begin{cases} C_{vL}(\theta - \theta_f) + L_w & \text{pour } \theta > \theta_f \\ C_{vS}(\theta - \theta_f) & \text{pour } \theta < \theta_f \end{cases} \quad (\text{VI. 9})$$

$$k(\theta) = \begin{cases} k_L & \text{pour } \theta > \theta_f \\ k_S & \text{pour } \theta < \theta_f \end{cases} \quad (\text{VI. 10})$$

Dans le but de traiter ce problème par éléments finis (FE), la fonction d'énergie interne $u(\theta)$ non dérivable est régularisée par la fonction continue dérivable $\hat{u}(\theta)$, définie comme suit :

$$\begin{cases} \hat{u}(\theta) = C_{vL}(\theta - \theta_f) + L_w & \text{pour } \theta > \theta_{f+} \\ \hat{u}(\theta) = a\theta^3 + b\theta^2 + c\theta + d & \text{pour } \theta_{f-} < \theta < \theta_{f+} \\ \hat{u}(\theta) = C_{vS}(\theta - \theta_f) & \text{pour } \theta < \theta_{f-} \end{cases} \quad (\text{VI. 11})$$

où $[\theta_{f-}, \theta_{f+}]$ est un petit intervalle autour de θ_f , et a, b, c, d les quatre constantes ci-dessous permettant de vérifier $\hat{u}(\theta) \in C^1$ (fig. VI.9).

$$\begin{cases} a = \frac{2L_w + (C_{vL} - C_{vS})(\theta_{f-} + \theta_{f+} - 2\theta_f)}{(\theta_{f-} - \theta_{f+})^3} \\ b = \frac{(C_{vL} - C_{vS})}{2(\theta_{f+} - \theta_{f-})} - \frac{3}{2}a(\theta_{f+} + \theta_{f-}) \\ c = C_{vL} - \frac{(C_{vL} - C_{vS})}{(\theta_{f+} - \theta_{f-})}\theta_{f+} + 3a\theta_{f+}\theta_{f-} \\ d = C_{vS}(\theta_{f-} - \theta_f) - a\theta_{f-}^3 - b\theta_{f-}^2 - c\theta_{f-} \end{cases} \quad (\text{VI. 12})$$

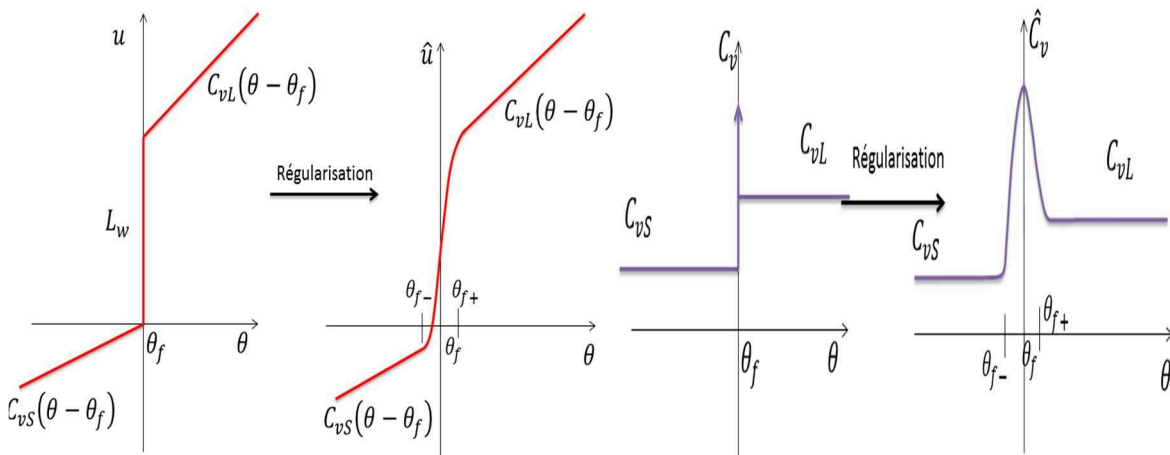


Figure VI. 9: Courbes des fonctions $u(\theta)$, $\hat{u}(\theta)$ à gauche et ses dérivés $C_v(\theta)$, $\hat{C}_v(\theta)$ à droite

Compte tenu de la méthode de résolution basée sur la formulation faible de l'équation de la chaleur il n'est pas utile en revanche de régulariser la fonction de conductivité thermique qui sera évaluée après discrétisation en fonction de la température obtenue en chaque point d'intégration des éléments.

L'équation VI.8 peut alors être approximée par :

$$\frac{\partial \hat{u}}{\partial t} + \nabla \cdot \vec{q} = 0 \quad \text{sur } \Omega \times [0, T] \quad (\text{VI. 13})$$

Soit

$$\hat{C}_v(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial t} + \nabla \cdot (k_i(\theta) \nabla \theta) = 0 \quad \text{sur } \Omega \times [0, T] \quad (\text{VI. 14})$$

où $\hat{C}_v(\theta) = \frac{d\hat{u}}{d\theta}$ est donné par:

$$\hat{C}_v(\theta) = \begin{cases} C_{vL} & \text{pour } \theta > \theta_{f+} \\ 3a\theta^2 + 2b\theta + c & \text{pour } \theta_{f-} < \theta < \theta_{f+} \\ C_{vS} & \text{pour } \theta < \theta_{f-} \end{cases} \quad (\text{VI. 15})$$

II.3 Formulation variationnelle et discrétisation par éléments finis

Soit $\partial\Omega_D$ et $\partial\Omega_N$ les frontières (supposées fixes) aux conditions limites de type Dirichlet et Neumann du domaine Ω :

$$\theta = \bar{\theta}(t) \quad \text{sur } \partial\Omega_D \times [0, T] \quad (\text{VI. 16})$$

et
$$k(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial n} = 0 \quad \text{sur } \partial\Omega_N \times [0, T] \quad (\text{VI. 17})$$

et soit θ_0 la condition initiale telle que :

$$\theta(t = 0) = \theta_0 \quad \text{sur } \Omega$$

La formulation faible du problème après intégration par parties conduit à chercher, à un instant t quelconque, $\theta(t) \in H^1(\Omega)$ avec $\theta(t = 0) = \theta_0$ sur Ω et $\theta(t) = \bar{\theta}(t)$ sur $\partial\Omega_D$ telle que :

$$\int_{\Omega} \hat{C}_v(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial t} \hat{\theta} \, d\Omega + \int_{\Omega} k(\theta) \nabla \theta \cdot \nabla \hat{\theta} \, d\Omega = 0 \quad \forall \hat{\theta} \in \Theta \quad (\text{VI. 18})$$

où $\Theta = \{ \hat{\theta}, \hat{\theta} \in H^1(\Omega); \text{ avec } \hat{\theta} = 0 \text{ sur } \partial\Omega_D \}$

En écrivant l'équation VI.18 à l'instant t_n et en utilisant la méthode Euler pour la discrétisation de la dérivée temporelle $\frac{\partial \theta}{\partial t}(t_n) \approx \frac{\theta_n - \theta_{n-1}}{\Delta t}$, où $\Delta t = t_n - t_{n-1}$, on obtient la forme variationnelle implicite en θ_n suivante :

$$\int_{\Omega} \hat{C}_v(\theta_n) \frac{\theta_n}{\Delta t} \hat{\theta} d\Omega + \int_{\Omega} k(\theta_n) \nabla \theta_n \nabla \hat{\theta} d\Omega - \int_{\Omega} \hat{C}_v(\theta_n) \frac{\theta_{n-1}}{\Delta t} \hat{\theta} d\Omega = 0 \quad \forall \hat{\theta} \in \Theta \quad (\text{VI. 19})$$

qui permet de calculer le champ de température $\{\theta_n\}$ au temps t_n en supposant le champ de température $\{\theta_{n-1}\}$ connu. Cette équation non linéaire en θ_n peut être résolue par la méthode de point fixe :

$$\int_{\Omega} \hat{C}_v(\theta_n^{iter-1}) \frac{\theta_n^{iter}}{\Delta t} \hat{\theta} d\Omega + \int_{\Omega} k(\theta_n^{iter-1}) \nabla \theta_n^{iter} \nabla \hat{\theta} d\Omega - \int_{\Omega} \hat{C}_v(\theta_n^{iter-1}) \frac{\theta_{n-1}}{\Delta t} \hat{\theta} d\Omega = 0 \quad \forall \hat{\theta} \in \Theta \quad (\text{VI. 20})$$

Où θ_n^{iter} désigne le champ de température calculé à l'itération $iter$ avec $\theta_n^0 = \theta_{n-1}$. Cette dernière formulation est résolue par éléments finis à l'aide d'un second script FreeFem++ (script no.2). On obtient ainsi une suite de champs $\{\theta_n\}$ définie à partir des valeurs nodales de θ_n associées au maillage du domaine Ω .

L'algorithme de calcul du problème thermique est présenté sur la figure VI.10. Il est composé d'une boucle en temps et d'une boucle itérative interne relative à la méthode de point fixe.

Nous avons validé dans un premier temps ce script à partir d'une solution analytique unidimensionnelle d'un problème de propagation de front de gel dans un barreau (*Annexe J de la norme NF P98-086 Dimensionnement structurel des chaussées routières - Application aux chaussées neuves*).

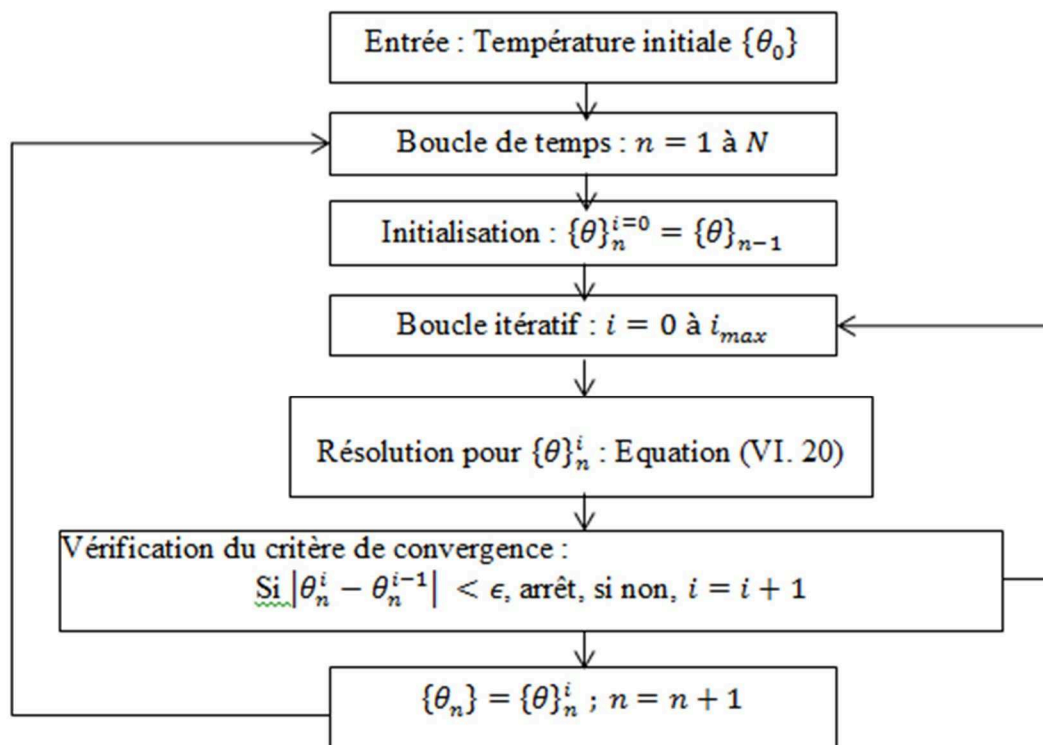


Figure VI. 10: Algorithme de résolution du problème thermique transitoire

II.4 Modélisation du benchmark de l'annexe J de la norme NF P98-086

La solution analytique de cette annexe rend compte de la propagation de front de gel dans un barreau de longueur L avec les conditions initiale et limites en température de la figure VI.11 qui ont été construites de telle sorte à assurer une vitesse constante v_f du front de gel.

La capacité calorifique volumique c et la conductivité thermique k sont prises constantes et similaires pour les parties gelées et non-gelée.

La résolution analytique de l'équation de Fourier avec saut de Stefan conduit dans ces conditions à la solution analytique :

$$\theta(x, t) = \frac{Lw}{c} \left(H(x - x_f(t)) - 2 \right) \left(e^{-\frac{v_f c}{k}(x - x_f(t))} - 1 \right) \quad (\text{VI. 21})$$

où $x_f(t) = x_f^0 + V_f t$ la position du front de gel à l'instant t (x_f^0 étant sa position initiale) et H est la distribution de Heaviside :

$$\begin{cases} H = 0, & \text{pour } x < x_f(t) & \text{sur la partie gelée} \\ H = 1, & \text{pour } x \geq x_f(t) & \text{sur la partie non gelée} \end{cases}$$

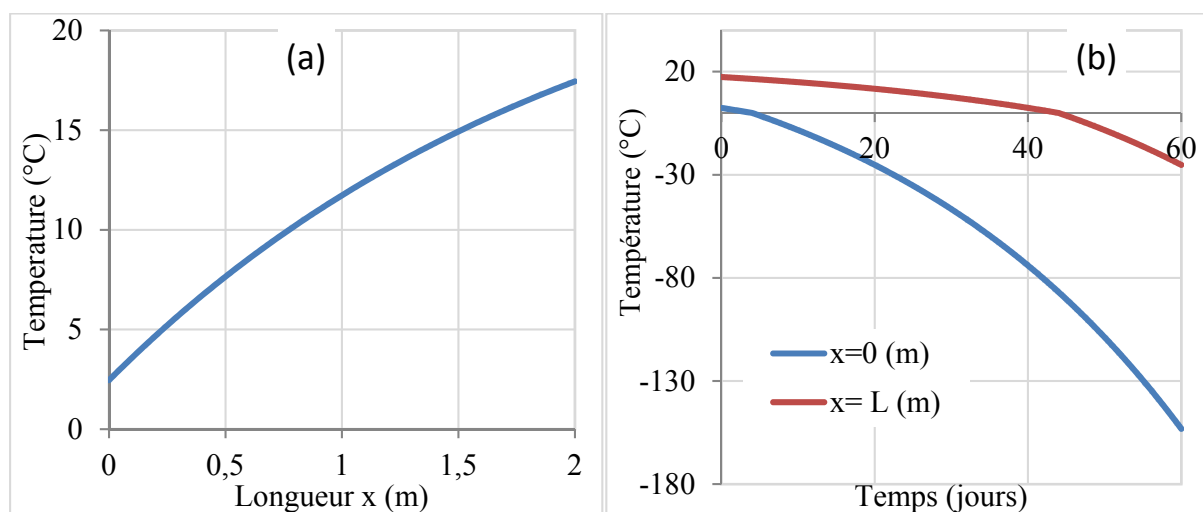


Figure VI. 11: (a) Température initiale et (b) conditions limites en température du benchmark

A titre d'exemple, l'évolution de température en fonction du temps du point situé en $x = L/2$ est donnée par :

$$\begin{cases} \theta(L/2, t) = \frac{Lw}{c} \left(1 - e^{-\frac{v_f^2 c}{k}(t_{L/2} - t)} \right) & \text{pour } 0 \leq t \leq t_{L/2} \\ \theta(L/2, t) = -2 \frac{Lw}{c} \left(e^{\frac{v_f^2 c}{k}(t - t_{L/2})} - 1 \right) & \text{pour } t_{L/2} \leq t \leq T \end{cases} \quad (\text{VI. 22})$$

où $t_{L/2} = \frac{L-x_f^0}{v_f}$ est l'instant pour lequel le front de gel arrive au point $x=L/2$.

Afin de valider numériquement le modèle EF développé, on introduit les valeurs suivantes des paramètres : $L = 2m$; $c = 2.508kJ/°C/m^3$; $k = 3W/C/m$; $x_f^0 = -0,2 m$; avec la vitesse $v_f = 0,05 m/jour$ pendant $T = 60 jours$.

Les calculs sont effectués pour un maillage 2D ($L \times h$) à éléments triangulaires d'ordre 2. Pour se ramener au problème 1D, les CL sur les bords $y = 0$, $y = h$ sont imposées à flux nul alors que les CL en $x = 0$, $x = L$ sont imposées suivant les fonctions de la figure VI.12. L'initialisation est faite suivant la fonction en x de la figure VI.12.

Les calculs traduisent bien une répartition 1D indépendante de y du champ de température (cf. Figure VI.12a).

La comparaison des évolutions de température en $x = L/2$ entre le calcul FreeFem++ et l'approche analytique est présentée sur la figure VI.12b. On vérifie que les deux courbes sont superposées. La rupture de pente observée au 24^{ème} jour correspond au passage du front de gel en ce point.

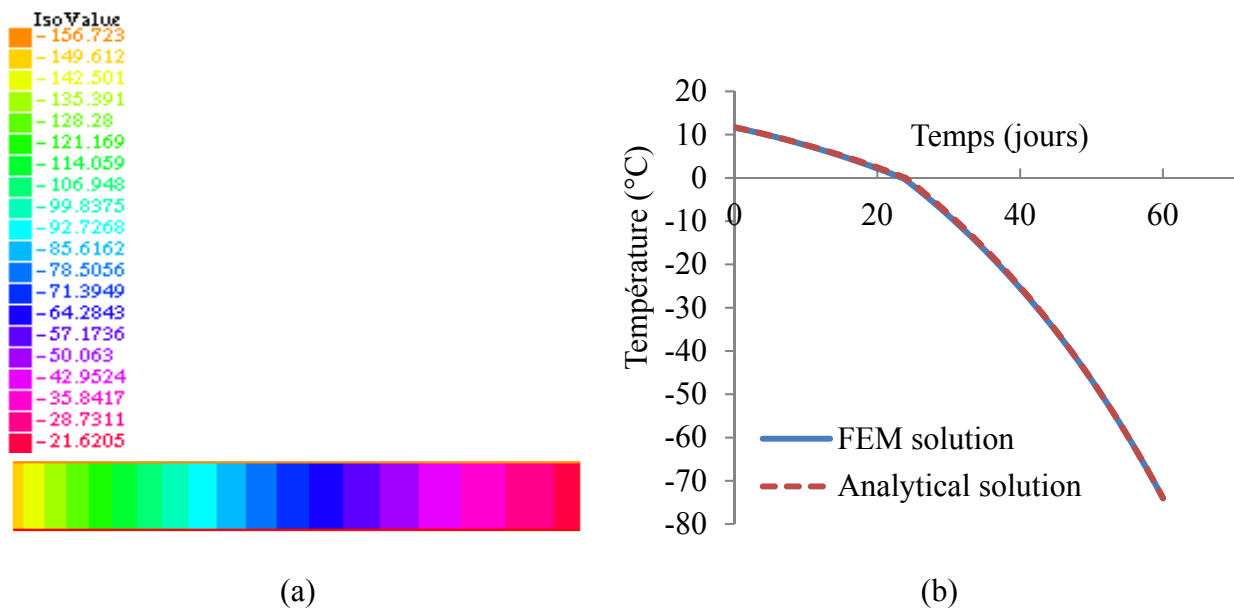


Figure VI. 12: (a) Carte de température du barreau calculée par FreeFem++ à $t=60$ jours, (b) Comparaison de l'évolution de température calculée par Freefem++ avec la solution analytique

II.5 Application à la simulation thermique des essais IRM

Une première application pratique du script no.2 a porté sur la modélisation thermique des essais IRM. La modélisation est effectuée à partir d'un maillage axisymétrique des

échantillons IRM cylindriques ($\phi 8\text{cm} \times 8\text{cm}$) supposés partiellement saturés et initialement gelés. La température initiale dans le calcul est prise homogène et égale à -5°C . Les conditions limites sont de type flux nul et/ou température imposée, celle-ci étant prise égale à la valeur mesurée $\bar{\theta}(t)$ en surface de l'échantillon témoin (cf. chapitre III). Les essais avec isolation thermique des surfaces latérale et inférieure (dégel 1D) sont simulés avec des conditions adiabatiques le long de ces surfaces (Figure VI.13). Pour les essais sans isolation thermique (dégel 3D), la température $\bar{\theta}(t)$ est imposée sur tout le contour (Figure VI.13). La température de changement de phase de glace en l'eau liquide θ_f est considérée égale à 0°C au vu des données expérimentales. L'ensemble des valeurs numériques des paramètres du modèle sont rassemblés dans le tableau VI.1.

Matériau	Conductivité thermique k ($\text{W}/\text{K}/\text{m}$)	Capacité de chaleur spécifique C ($\text{W} \cdot \text{s}/\text{K}/\text{kg}$)	Densité massique ρ (kg/m^3)	Capacité de chaleur volumique ($\text{W} \cdot \text{s}/\text{K}/\text{m}^3$)
Eau	$k_w=0.61$	$C_w=4180$	$\rho_w=1000$	
Glace	$k_g=2.44$	$C_g=2090$	$\rho_g=918$	
EB	$k_{EB}=1.1$	$C_{EB}=836$	$\rho_{EB}=2350$	
Partie gelée	$m_w = n \times S_r \times \rho_w$			$\rho_{EB}C_{EB} + S_r n C_g \rho_g$
Partie non gelée	$n = 8\%$ est la porosité et $S_r = 60\%$ est de degré de saturation			avec $k = 2,1$
				$\rho_{EB}C_{EB} + S_r n C_w \rho_w$
				avec $k = 2$

Tableau VI. 1: Propriétés thermiques de l'eau, de la glace, de l'enrobé bitumineux et des parties gelées et non gelées.

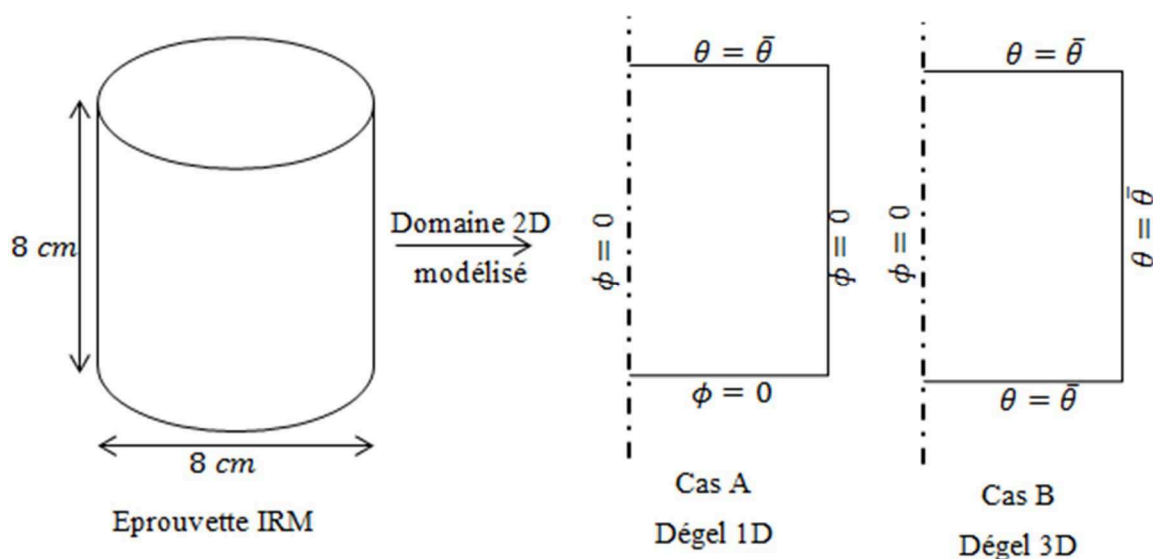


Figure VI. 13: Conditions aux limites pour les deux types d'essai IRM

Les résultats sont présentés sur la figure VI.14 sous forme de cartes d'isovaleurs (logiciel Paraview) à différents instants pour lesquels les températures sont proches de θ_f (hormis condition initiale) de façon à mettre en évidence l'évolution du front de dégel et de calculer sa vitesse.

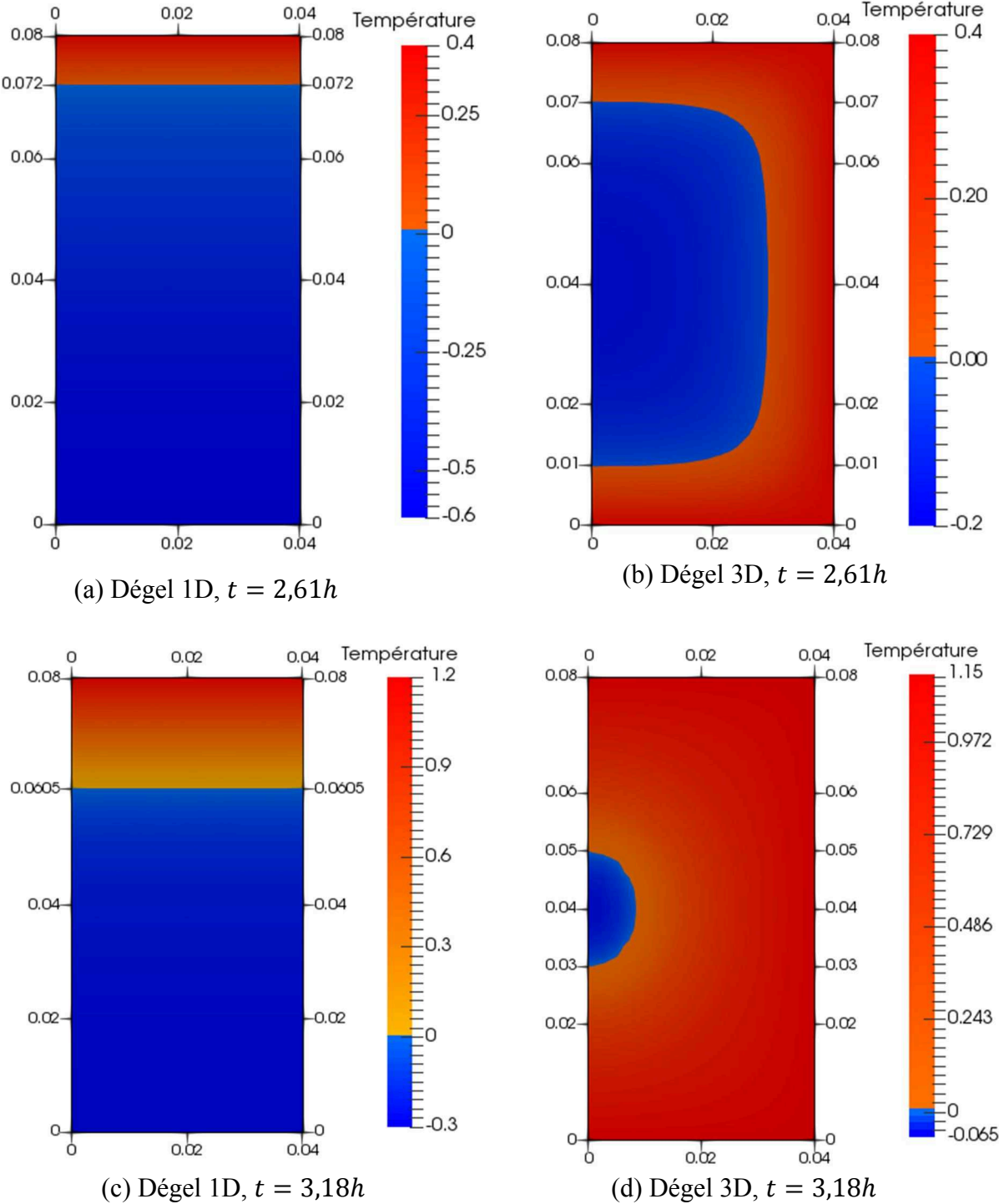


Figure VI. 14: Evolutions calculées de la température au cours du dégel pour les conditions de dégel 1D (à gauche) et 3D (à droite). La position du front de dégel est repérable par l'isovaleur 0°C.

Les positions successives du front de dégel en $r = 0$ sont présentées sur la figure VI.15 en fonction du temps. On en déduit une vitesse de propagation du front de dégel de l'ordre de $2,8 \text{ cm/h}$, comparable aux vitesses estimées aussi bien à partir des sondes de température que des images IRM.

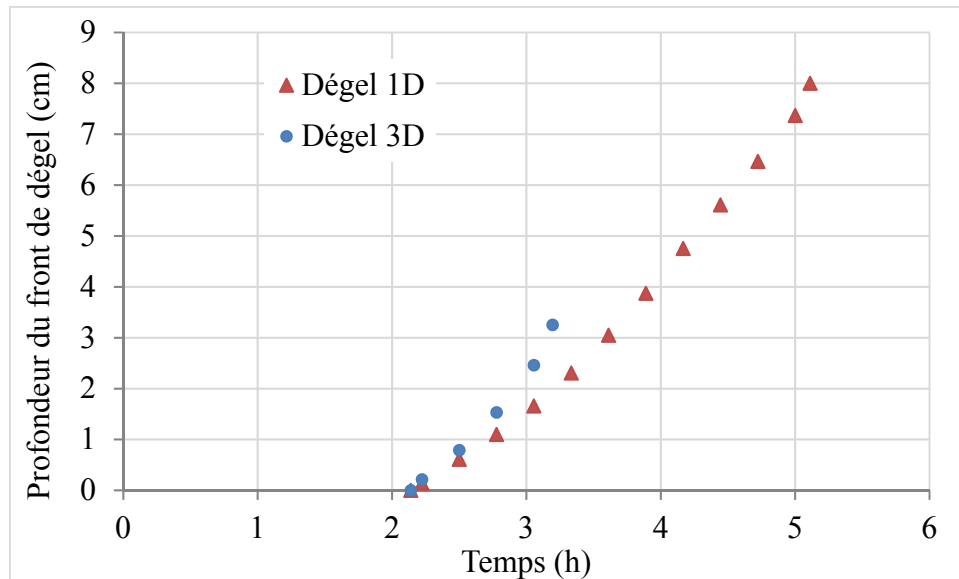


Figure VI. 15: Positions du front de dégel estimées à partir des résultats de calcul, en fonction du temps, pour les cas de dégel 1D et 3D

III. COUPLAGE DES PROBLEMES THERMIQUE ET MECANIQUE

Afin d'obtenir une modélisation complète du problème où les inconnues portent à la fois sur le champ de température et les champs mécaniques, nous avons développé un troisième script FreeFem++ effectuant le couplage entre l'équation de la chaleur (avec saut de Stefan) et l'équilibre mécanique de la structure intégrant la loi de comportement proposée.

III.1 Algorithme de résolution semi-couplé

En négligeant l'impact de la dissipation visqueuse implicitement associée à la loi de comportement sur le champ de température, on obtient en fait un problème semi-couplé pour lequel on peut résoudre dans un premier temps le problème thermique indépendamment du problème mécanique, puis dans un second temps forcer le problème mécanique avec les champs de température déjà calculés aux différents pas de temps. C'est la démarche retenue ici et introduite dans le script FreeFem++ no.3, schématisé sur la figure VI.16.

Celui-ci repose sur une unique boucle en temps dans laquelle à chaque pas de temps on calcule la température comme décrit dans le script no.2 puis les champs mécaniques comme décrit dans le script no.1. Les champs obtenus à chaque instant sont enregistrés pour post-traitement ultérieur avec Paraview.

Le champ de température est d'abord trouvé puis utilisée comme une donnée d'entrée pour le problème mécanique. Actuellement, du fait que l'on suppose que la température n'affecte pas aux variables mécaniques, le processus de calcul est seulement semi-couplé.

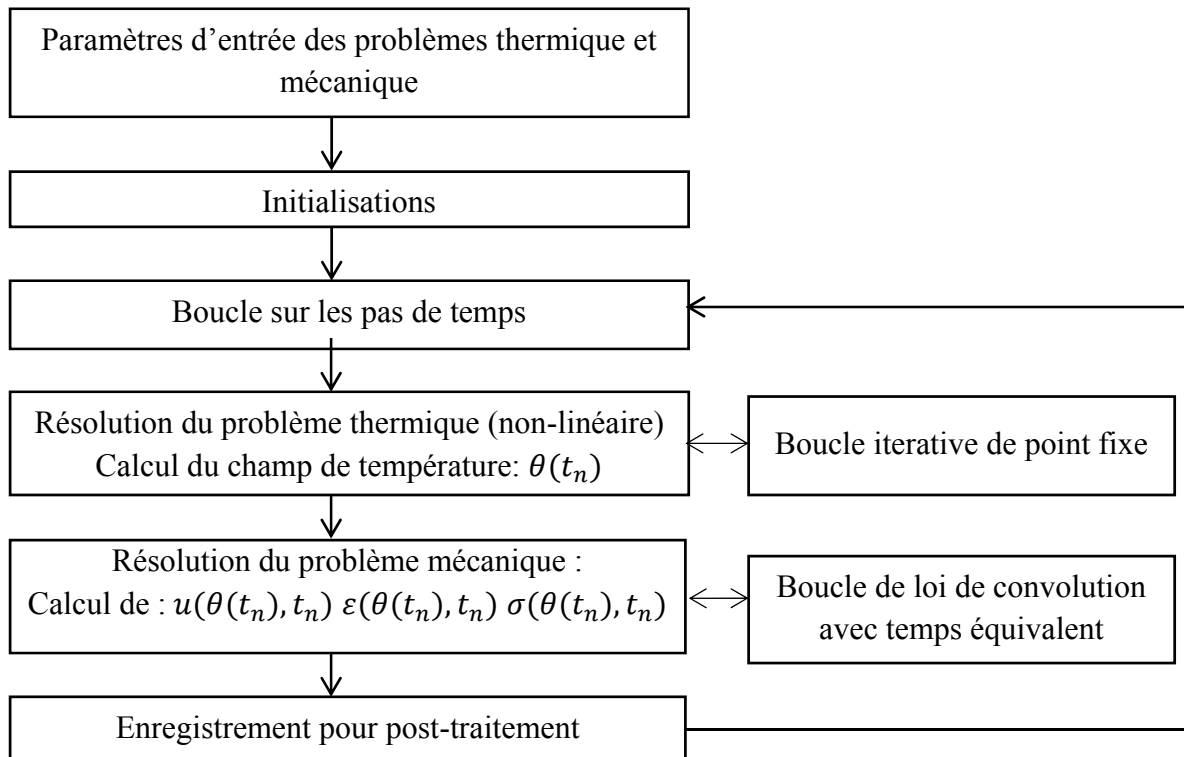


Figure VI. 16: Organigramme du problème thermomécanique semi-couplé

III.2 Simulation couplée thermique/mécanique des essais CTFS et TSRST

Le script FreeFem++ no.3 est maintenant appliqué à la modélisation transitoire des essais CTFS et TSRST en considérant ici, à la différence de la section IV.4 du chapitre V, le champ de température inconnu et non homogène, piloté par les conditions limites thermiques des essais. Le calcul est effectué en axisymétrie sur une coupe méridienne des éprouvettes de rayon $R = 25\text{mm}$ et de hauteur $H = 160\text{mm}$. Le maillage est composé d'éléments triangulaires d'ordre 2 (cf figure VI.17).

Les propriétés thermiques des matériaux d'essais sont données dans le tableau VI.1. Les valeurs des paramètres du problème mécanique sont celles du tableau V.1 du chapitre V ($\theta_f = -7^\circ\text{C}$ dans ce tableau). Les conditions limites sont déjà représentées sur la figure VI.6&7 de

la section I.3 de ce chapitre où les fonctions $\bar{\theta}(t)$ sont celles de la figure VI.5 pour chacun des essais. Les champs de température sont initialement homogènes et initialisés aux valeur $\bar{\theta}(t = 0)$ de chacun des essais.

III.2.1 Calcul des champs de température

La figure VI.17 présente à titre d'exemple les champs de température déterminés à $t = 50 \text{ min}$ pour l'essai CTFS dans les cas de l'EB sec ou saturé. La température en surface d'éprouvette est alors égale à $-8,1^\circ\text{C}$. La figure VI .18 montre les profils de température obtenus à mi-hauteur des échantillons sec et saturé pour $t = 50 \text{ min}$ et $t = 60 \text{ min}$.

La figure VI.19 montre l'évolution de température pour l'éprouvette saturée lors de l'essai CTFS aux points $(r = R, z = \frac{H}{2})$, $(r = \frac{R}{2}, z = \frac{H}{2})$, $(r = 0, z = \frac{H}{2})$.

Ces figures illustrent la différence entre les éprouvettes sèches et saturées dont l'origine principale est le changement de phase de l'eau. Ce dernier implique une importante libération d'énergie au niveau du front de gel, ce qui entraîne deux effets corrélés : l'un est de ralentir la cinétique de refroidissement au voisinage de la température de gel (-7°C) et l'autre d'engendrer de forts gradients thermiques dans la partie gelée de l'éprouvette pendant la phase de gel de l'eau interstitielle.

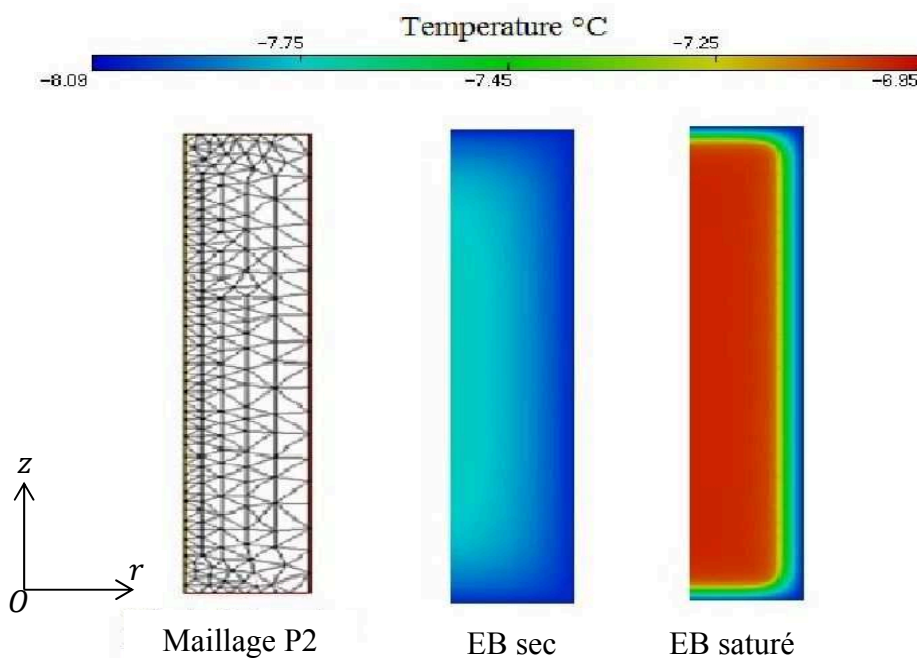


Figure VI. 17: Maillage généré par FreeFem++ et cartographie de température calculée à l'essai CTFS en même temps ($t = 50 \text{ mins}$, $\theta_{ext} = -8,1^\circ\text{C}$, $\theta_f = -7^\circ\text{C}$)

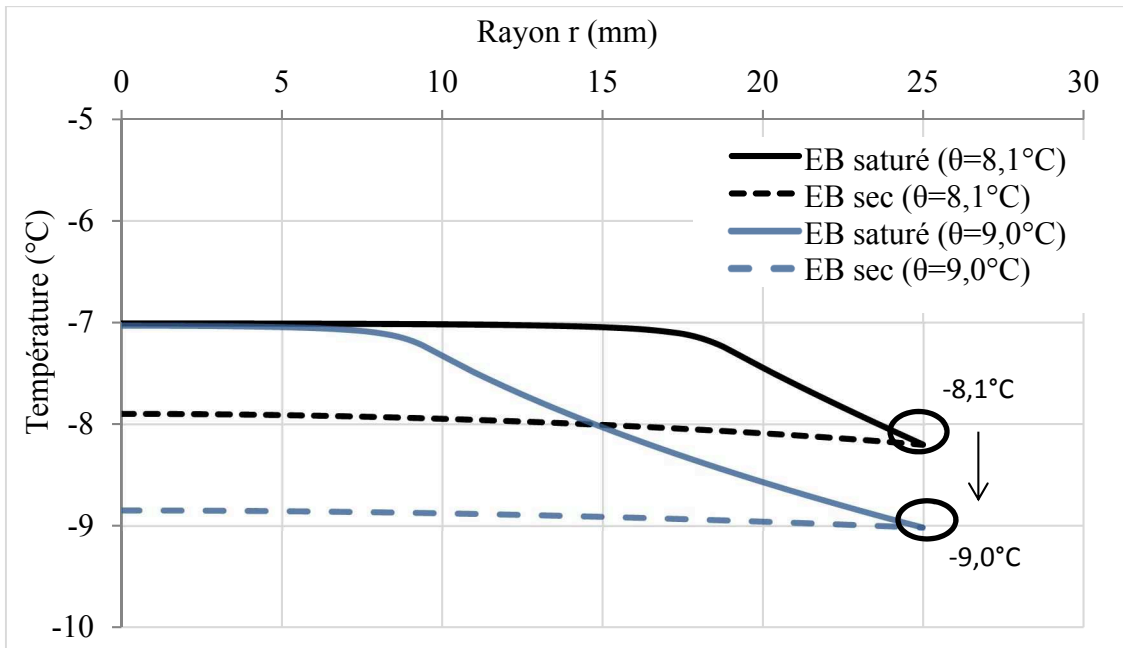


Figure VI. 18: Comparaison entre l'enrobé sec et saturé pour l'essai CTFS : profils de température pour $t = 50 \text{ min}$ et $t = 60 \text{ min}$ correspondant respectivement à $\bar{\theta} = -8,1 \text{ }^\circ\text{C}$ et $\bar{\theta} = -9,0 \text{ }^\circ\text{C}$

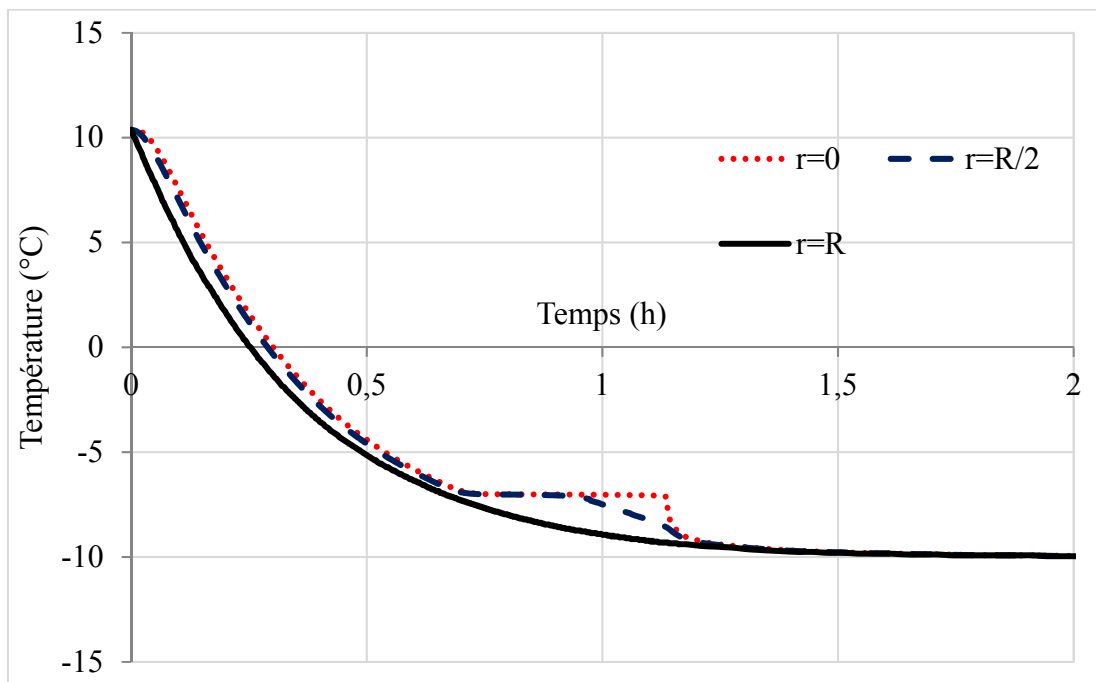


Figure VI. 19: Evolution de la température sur EB saturé à mi-hauteur de l'éprouvette CTFS aux trois points $r = R, r = \frac{R}{2}, r = 0$

III.2.2 Calcul de la réponse mécanique des essais CTFS et TSRST

Précisons en premier lieu le mode d'interprétation des résultats de calculs pour une comparaison avec les mesures expérimentales.

III.2.2.1 Mode d'interprétation des résultats de calcul

Dans l'essai CTFS, la déformation verticale est mesurée par une jauge extensométrique, collée à la surface des éprouvettes. Lors de l'essai TSRST, la contrainte verticale moyenne (*Force/Surface*) sur l'échantillon est quantifiée par la force mesurée par le capteur fixé sur le piston. Pour permettre la comparaison avec les résultats expérimentaux, les valeurs numériques de ces quantités sont calculées comme suit :

La déformation mesurée par la jauge de longueur l est comparée à la quantité :

$$\varepsilon_{jauge}^{num}(t) = \frac{1}{l} \int_{z_1}^{z_2} \varepsilon_{zz}(R, z, t) dz = \frac{u_z(R, z_2, t) - u_z(R, z_1, t)}{l} \quad (VI. 23)$$

La contrainte verticale moyenne est comparée à la quantité :

$$\sigma_{zz}^{num}(t) = \frac{F(t)}{S} = \frac{2\pi}{\pi R^2} \int_0^R \sigma_{zz}(r, H, t) r dr = \frac{2}{R^2} \int_0^R \sigma_{zz}(r, H, t) r dr \quad (VI. 24)$$

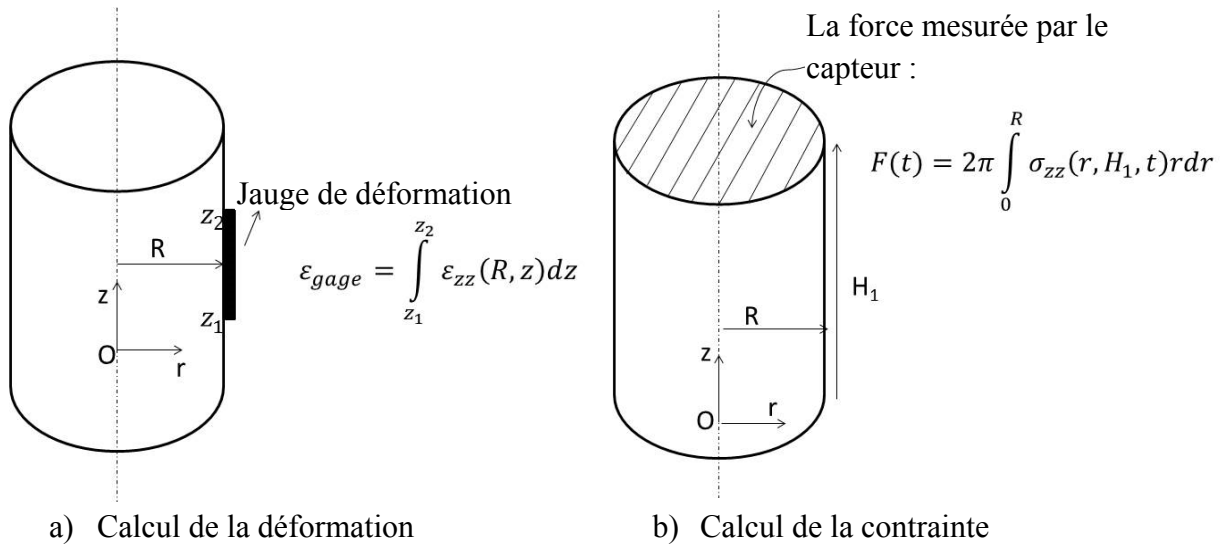


Figure VI. 20: Calcul de (a) la déformation mesurée par les jauges de longueur l ; (b) La force verticale mesurée à partir de la distribution de contraintes σ_{zz} en $z = H_1$

III.2.2.2 Comparaison globale des résultats numériques et expérimentaux

Les courbes numériques de $\varepsilon_{jauge}^{num}$ et σ_{zz}^{num} obtenues pour les essais CTFS et TSRST sont présentées sur la figure VI.21 et comparées aux résultats expérimentaux. On observe un bon accord d'ensemble qui valide *a posteriori* l'interprétation de ces essais sous forme de loi de comportement faite au chapitre V à partir des quantités « globales » ε_{jauge} et $Force/Surface$. Le modèle permet néanmoins d'accéder plus en détail à la distribution spatiale des champs mécaniques qui se développent au cours de ces essais, comme illustré dans la section suivante pour l'essai TSRST.

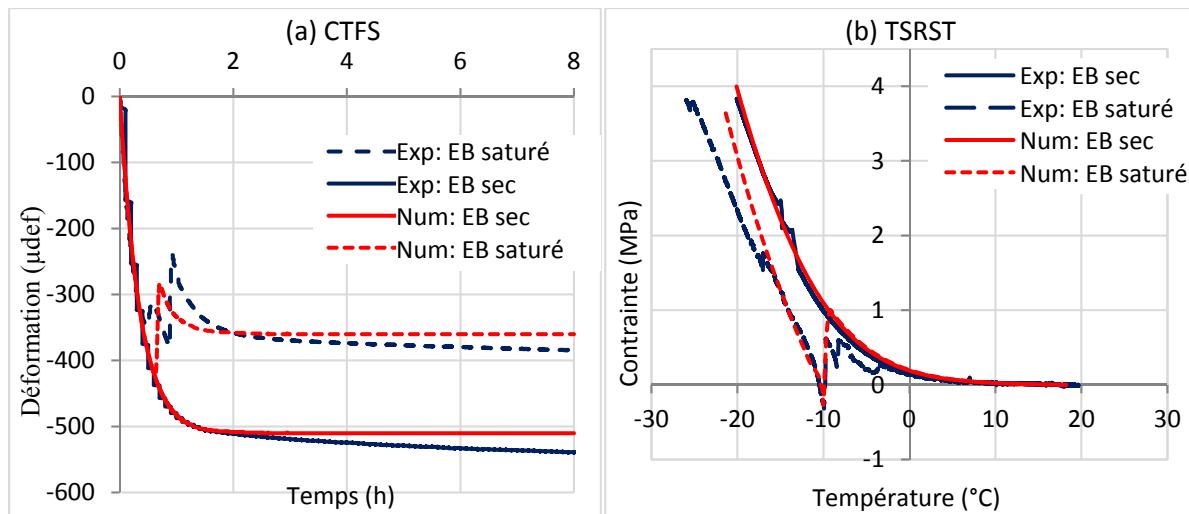


Figure VI. 21: Comparaison entre les résultats numériques (Num) et expérimentaux (Exp) des essais (a) CTFS et (b) TSRST.

III.2.2.3 Champ de contrainte calculé pour l'essai TSRST

Les figures VI.22 et VI.23 montrent à titre d'exemple les iso-valeurs des deux champs de contrainte non nuls σ_{zz} et σ_{rz} obtenues à l'état sec et saturé ainsi que les cartes de température associées à l'instant $t=3,12h$. La figure VI.21 présente les profils σ_{zz} obtenus à mi-hauteur d'éprouvette au même instant. Ceux-ci sont également comparés aux valeurs issues des simulations homogènes (section I.3 de ce chapitre).

A l'état sec, les champs de contrainte sont relativement homogènes en section centrale d'éprouvette. Le profil de σ_{zz} à mi-hauteur est quasiment égal à la valeur calculée en condition homogène. La composante σ_{rz} est quasiment nulle (cf. CL $\sigma_{rz} = 0$ aux extrémités= hypothèse d'absence de fretage).

En revanche, pour l'enrobé saturé, la distribution de contraintes σ_{zz} s'avère plus complexe ; elle présente une zone de compression au voisinage du front de gel ($\theta_f = -10^\circ C$ ici) alors que le reste de l'éprouvette est en traction. Le calcul de la valeur moyenne σ_{zz}^{num} que l'on peut

effectuer à partir du profil de la figure VI.24 conduit toutefois à une valeur proche de la contrainte obtenue en condition homogène.

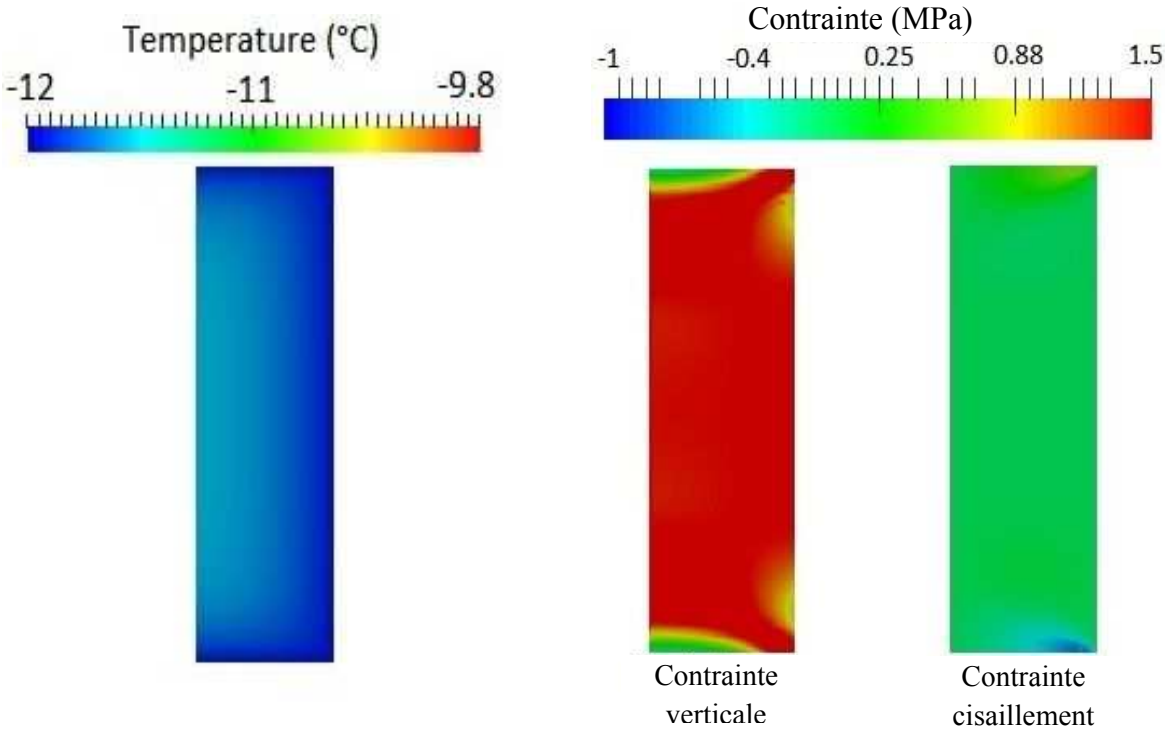


Figure VI. 22: Résultats de la simulation numérique de l'essai TSRST au temps $t = 3,12 h$ correspondant à $\theta_{border} = -12^{\circ}C$ pour l'enrobé sec

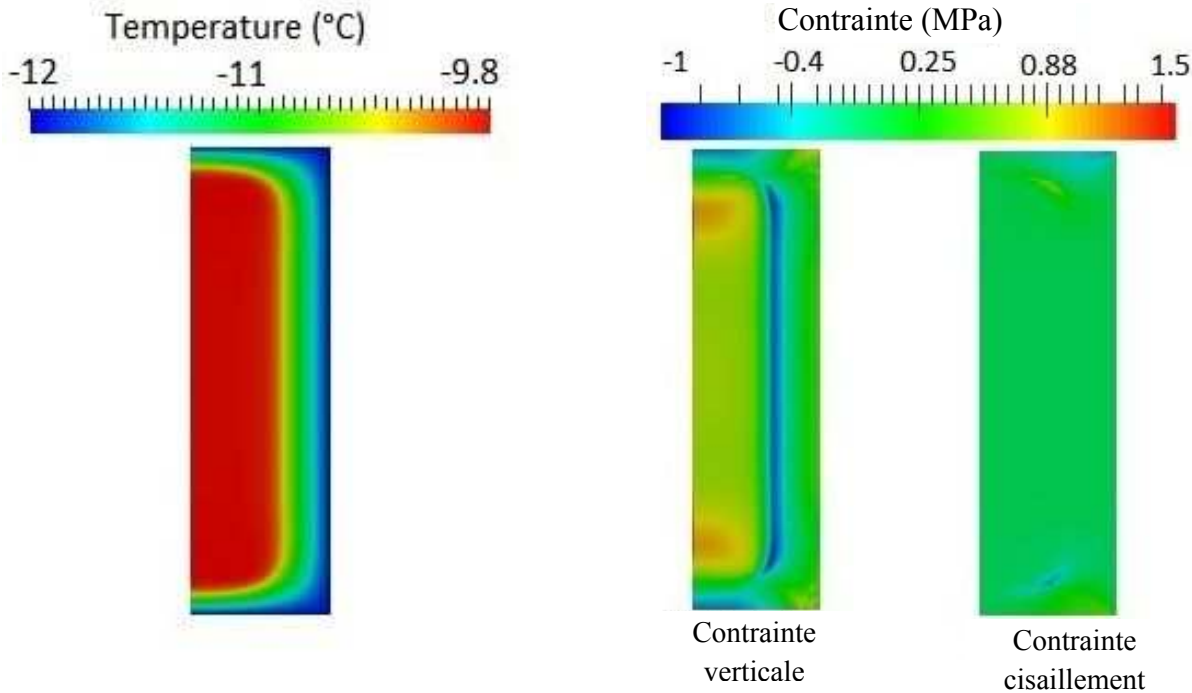


Figure VI. 23: Résultats de la simulation numérique de l'essai TSRST au temps $t = 3,12 h$ correspondant à $\theta_{border} = -12^{\circ}C$ pour l'enrobé saturé

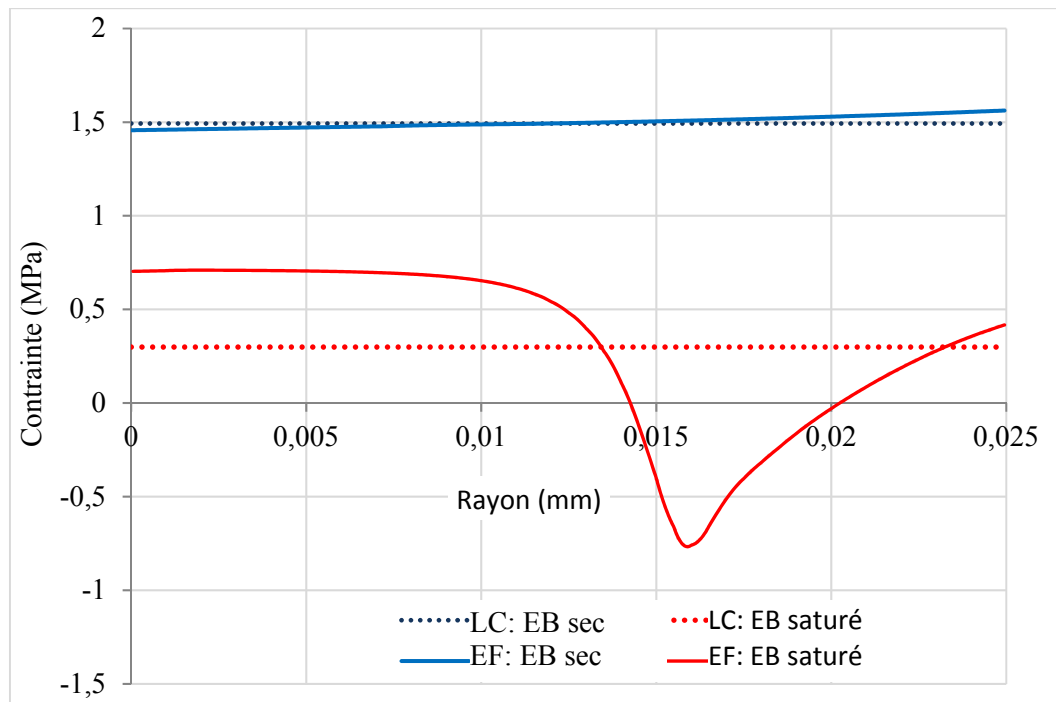


Figure VI. 24 : Profils de contrainte σ_{zz} calculés à l'instant $t = 3,12 h$ et à mi-hauteur de l'éprouvette pour les cas sec et saturé calculée par la méthode d'EF et comparaison avec les solutions calculées à température supposée homogène (LC) (section I.3 de ce chapitre)

La figure VI.25 illustre les évolutions de la contrainte verticale calculées à mi-hauteur de l'éprouvette TSRST en $t = 0$, $r = \frac{R}{2}$ et $r = R$ pour les cas sec et saturé. Elles sont comparées aux évolutions calculées en condition homogène.

Pour l'enrobé sec, les évolutions issues du modèle semi-couplé (non tracées sur la figure) sont monotones et quasi-homogènes et confondues avec le cas homogène.

Pour l'enrobé saturé, les courbes présentent systématiquement un pic de compression au passage du front de gel descendant ici au plus bas à $-1MPa$. Ces pics sont décalés dans le temps d'environ 20 min correspondant au temps de propagation du front de gel de $r = R$   $r = 0$, imposé par la cinétique liée au problème de Stefan. La courbe *Force/Section* ou ce qui revient au même celle obtenue à température homogène masque cet effet.

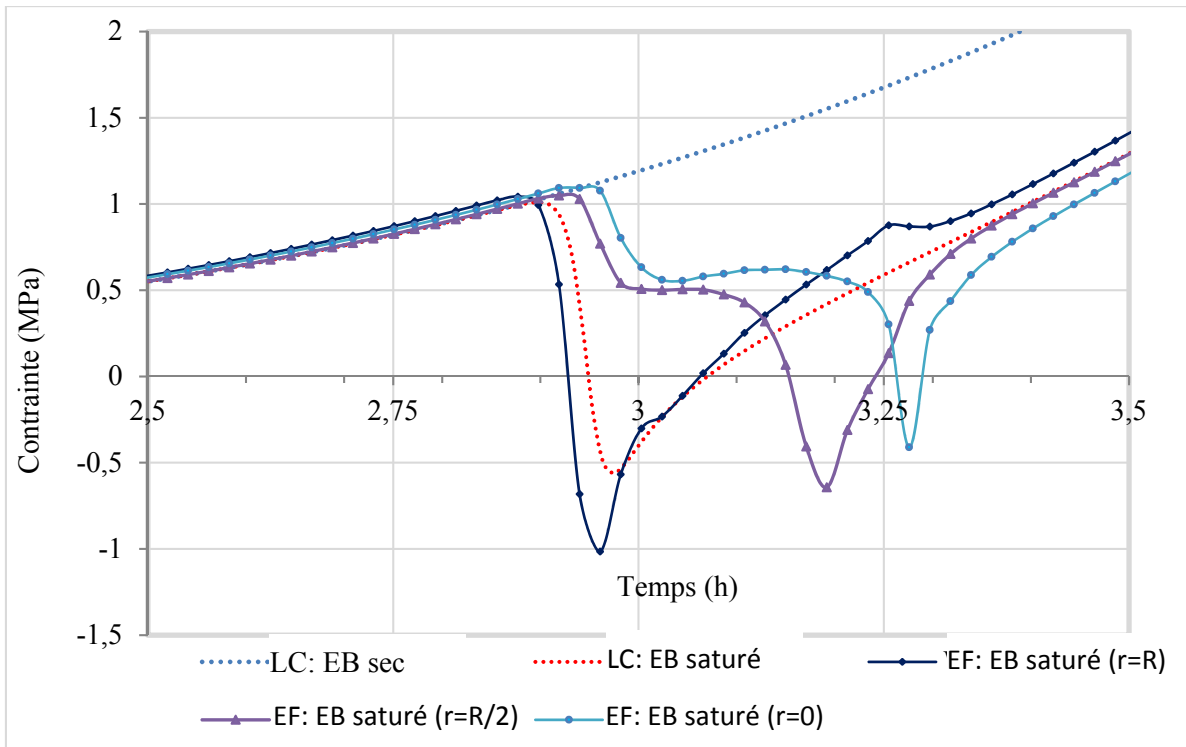


Figure VI. 25 : Evolution de la contrainte σ_{zz} à mi-hauteur d'éprouvette TSRST en $r = 0$, $r = \frac{R}{2}$, $r = R$ dans les cas sec et saturé calculé par la méthode d'EF et comparaison avec solution à température homogène (LC)

CONCLUSION

Ce chapitre décrit les trois programmes transitoires aux éléments finis (scripts FreeFem++) développés dans le cadre de cette thèse ainsi que leur application à des cas de validation et à la simulation des essais IRM, CTFS et TSRST.

Le script 1 traite de la résolution, à champ de température donné, du problème d'équilibre mécanique incluant la loi de comportement développée au chapitre V. Le script 2 résout, sur la base d'un algorithme itératif, le problème de diffusion de la chaleur avec changement de phase de l'eau interstitielle par une méthode non linéaire de régularisation de l'équation de Stefan au niveau du front de gel. Le script 3 réalise le couplage des deux premiers scripts pour la résolution des problèmes de gel dans les structures bitumineuses à partir des conditions limites en température et mécaniques.

Ces trois scripts ont été validés sur les plans numérique et de leur représentativité sur un certain nombre de cas. Le script 2 montre notamment une bonne restitution des phases de dégel observées par IRM sur EB avec eau lorsque θ_f est fixé à 0°C . Le script 3 permet de retrouver avec une bonne approximation les résultats d'essais CTFS et TSRST tout en mettant en évidence de fortes hétérogénéités des champs de température et de contraintes. Le script 3 peut à présent être appliqué à l'étude de situations de gel, sur chaussées bitumineuses.

Chapitre VII : Application à l'interprétation de formation de nids de poule en conditions hivernales

INTRODUCTION

A travers l'étude de cas se rapprochant d'une situation de gel sur chaussée, ce chapitre a pour objectif d'identifier un mécanisme de formation de nids de poule en conditions hivernales. En particulier, nous tentons de mettre en évidence un effet différentiel à l'interface entre couches d'EB partiellement saturées et soumises au gel, responsable de l'endommagement de celle-ci.

En début de chapitre, on présente un modèle analytique simple permettant d'illustrer cet effet. Celui-ci est ensuite analysé plus finement à partir d'essais et de simulations utilisant le modèle développé précédemment.

Deux essais de propagation verticale de front de gel sur plaques d'EB partiellement saturées sont réalisés en laboratoire.

Le premier, effectué sur une plaque monocouche à déformation libre, a pour but d'affiner le calage du modèle pour des conditions d'essais différentes du chapitre V et d'évaluer un effet de courbure de plaque lors du gel. La simulation de ce même essai mais à déformation empêchée doit permettre ensuite d'observer le développement d'efforts d'arrachement dans de telles conditions.

L'impact de ces efforts sur l'endommagement à l'interface entre deux couches d'EB est étudié lors du deuxième essai, réalisé sur une plaque bicouche collée à sa base ; une seule couche d'EB est partiellement saturée. L'interprétation des résultats d'essai à partir du modèle développé doit permettre de mettre en évidence un endommagement d'interface à faible nombre de cycles de gel/dégel, pouvant être à l'origine de la formation de nids de poule.

I. ETUDE ANALYTIQUE D'UNE POUTRE AVEC COURBURE INITIALE COLLEE SUR UN SUPPORT : DISTRIBUTION DE CONTRAINTE

L'exemple suivant permet d'illustrer, sur un cas particulièrement simple, l'effet différentiel attendu à l'interface de deux couches bitumineuses saturées (tout au moins pour la première), après gel de la couche supérieure uniquement. Considérons pour cela un barreau collé à sa base et muni d'une loi de comportement élastique avec contraintes initiales, associées à l'effet de gonflement dû au gel (figure VII.1). Le barreau représente la première couche d'EB saturée ; la condition de déplacements nuls à la base représente le collage entre les deux couches d'EB et une faible déformation relative de la couche inférieure non atteinte par le gel.

La loi de comportement du barreau est prise comme la somme de la déformation mécanique et de la déformation de gonflement, soit :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \varepsilon_f \quad (\text{VII. 1})$$

ou encore en termes d'effort normal et déformation de la fibre neutre pour une poutre de hauteur h , de largeur unité et longueur L :

$$N = Ehu_{x,x} + N_f \quad \text{avec} \quad N_f = -Eh\varepsilon_f \quad (\text{VII. 2})$$

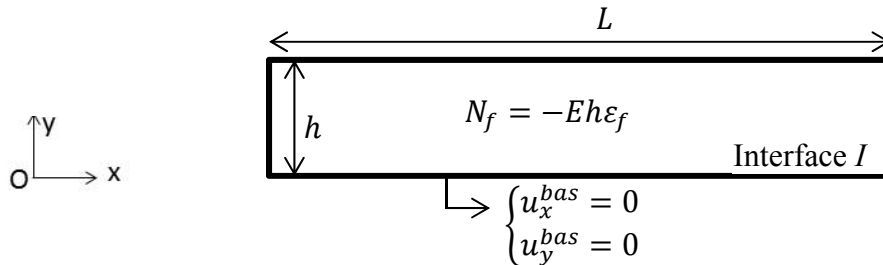


Figure VII. 1: Modèle d'un barreau élastique encastré subissant une dilatation initiale ε_f .

Evaluons alors pour un modèle de poutre de Bernoulli, la distribution des efforts extérieurs $(f_x(x), f_y(x))$ permettant d'assurer la condition de déplacements nuls à la base ($u_x + \frac{h}{2}u_{y,x} = 0$; $u_y = 0$). En l'occurrence la combinaison de ces deux hypothèses interdit toute déformation de la poutre (ni rotation de la section $u_{y,x} = 0$, ni déplacement de la fibre neutre $u_x(x) = u_y(x) = 0$).

De l'équation d'équilibre et des conditions limites ci-dessous :

$$\frac{dN}{dx} + f_x = 0 \quad \text{pour } x \in]0, L[\quad (\text{VII. 3})$$

avec $N = 0$ en $x = 0$ et L

On tire, au sens des distributions, compte tenu de la loi de comportement et de $u_x(x) = 0$ qui imposent pour N la forme en créneau $N = -Eh\varepsilon_f(H(x) - H(x - l))$ (avec H distribution de Heaviside) :

$$f_x(x) = hE\varepsilon_f(\delta(x) - \delta(x - L)) \quad (\text{VII. 4})$$

où δ est la distribution de Dirac.

L'équation d'équilibre en moment par rapport à l'axe neutre du barreau conduit quant à elle à :

$$\frac{dM}{dx} + T + \frac{h}{2}f_x = 0 \quad (\text{VII. 5})$$

où T est l'effort tranchant lié à la distribution d'effort vertical $f_y(x)$ par :

$$\frac{dT}{dx} + f_y = 0 \quad (\text{VII. 6})$$

et où le terme $\frac{h}{2}f_x$ représente la distribution de moment linéique engendrée, au niveau de l'axe neutre, par la distribution d'effort horizontal. Or le moment est nul en tout point (absence de déflexion + loi de comportement + pas de moment extérieur aux extrémités). Par dérivation de l'équation VII.5, on a alors :

$$f_y = -\frac{h}{2}f_{x,x} = -\frac{h^2}{2}E\varepsilon_f(\delta'(x) - \delta'(x - L)) \quad (\text{VII. 7})$$

où δ' est la dérivée de la distribution de Dirac. La figure VII.2 permet de visualiser les distributions f_x , f_y concentrées en $x = 0$ et L en les approximant par des contraintes réparties sur de petits intervalles $\Delta x = \epsilon$.

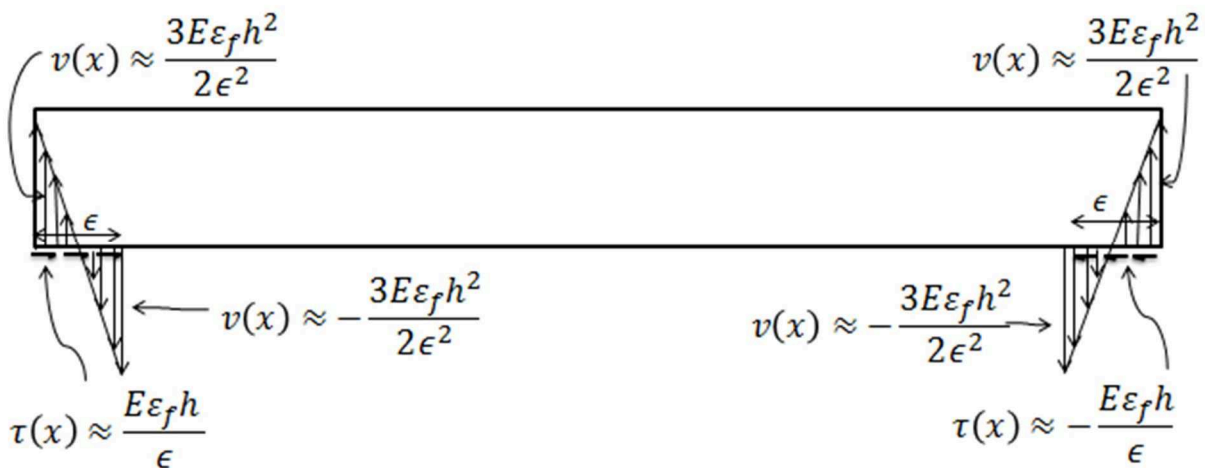


Figure VII. 2: Représentation des efforts de contact à la base du barreau sous forme de contraintes réparties d'arrachement $v(x)$ et de cisaillement $\tau(x)$ sur un petit intervalle ϵ .

Ce modèle montre donc que sous l'effet de la déformation de gonflement ε_f se développent des efforts de contact à la base du barreau, localisés aux extrémités et nuls sur le reste de l'interface qui ne contribue donc pas à la reprise des contraintes internes. La représentation de la figure VII.2 met en évidence des contraintes d'arrachement d'un ordre de grandeur supérieur aux contraintes de cisaillement (en $1/\varepsilon^2$ et $1/\varepsilon$ respectivement). Celles-ci sont susceptibles d'initier et de propager un décollement d'interface à partir des extrémités du barreau. Les expériences et modèles plus réalistes (script no.3 du chapitre précédent) qui suivent s'appuient sur cette idée pour tenter d'expliquer le mécanisme d'initiation de nids de poule mentionné en début de thèse.

II. ETUDE D'UN BARREAU D'EB MONOCOUCHE SOUMIS A LA PROPAGATION D'UN FRONT DE GEL 1D : ESSAI ET MODELISATION

Intéressons-nous tout d'abord à l'effet d'un front de gel se propageant de haut en bas dans une plaque d'EB homogène et partiellement saturée. Dans un premier temps, nous réalisons un essai à déformation libre permettant de vérifier et d'affiner le calage du modèle effectué au chapitre V, pour des conditions expérimentales différentes. Ce modèle est alors utilisé, dans un second temps, pour examiner les distributions de contraintes susceptibles d'apparaître à la base de la plaque en situation collée sur un support. Les résultats de tels essais réalisés sur une plaque bicouche sont présentés en section III.

II.1 Essai de propagation de gel 1D sur plaque d'EB homogène

Cet essai va nous permettre d'étudier la propagation d'un front de gel 1D, en complément des essais CTFS réalisés sur la géométrie cylindrique et avec des conditions de température homogène sur toute la surface des échantillons.

II.1.1 Description de l'essai

Une plaque d'enrobé BBSG 0/14 de longueur $L_0 = 40 \text{ cm}$, largeur $e = 20 \text{ cm}$ et hauteur $H = 10 \text{ cm}$ est confectionnée pour cet essai. Sa porosité, caractérisée par méthode gamma-densimétrique, est égale à 7,2%. Cette plaque est instrumentée avec des jauges extensométriques, comme illustré sur la figure VII.3. Un capteur de température de type pt100 est positionné à proximité de chaque jauge. Les deux faces opposées F2 et F4 sont instrumentées avec 2 jeux de jauges en position longitudinale à différentes hauteurs, les jauges J1 et J4 à $y = 8,5 \text{ cm}$ et les jauges J2 et J5 à $y = 5 \text{ cm}$ et de 4 pt100 correspondants (T1 à T4) (figure VII.4). La surface F6 du dessous est munie d'une jauge J3 et d'un capteur de température pt100 T3.

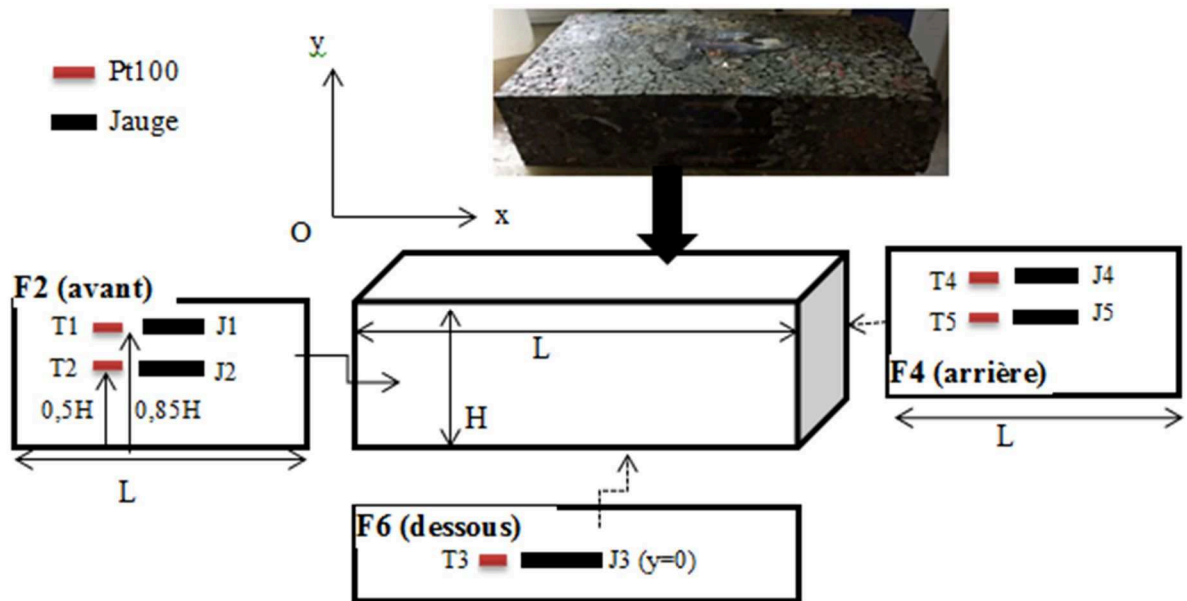


Figure VII. 3 : Schéma d'instrumentation de la plaque d'EB

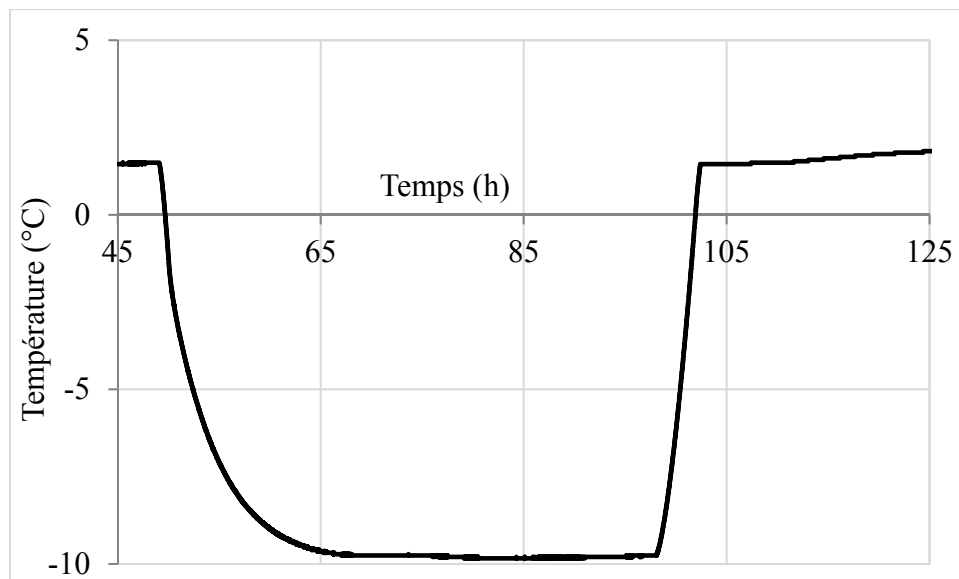


Figure VII. 4 : Température T0 mesurée sur la plaque d'acier

La plaque instrumentée est placée dans un bac isolé thermiquement à sa base et soumise à un front froid depuis sa surface, à travers un circuit de serpentins posé sur une plaque d'acier en contact avec l'enrobé (Figure VII.5). Par ailleurs, des isolations thermiques sont placées entre les faces latérales de l'échantillon et les parois du bac. Un capteur de température pt100 T0 enregistre la température de la plaque d'acier au cours de l'essai (Figure VII.4).

Un premier essai est réalisé sur plaque sèche. Dans un second temps, l'enrobé est saturé sous vide avec l'eau selon le protocole décrit dans le chapitre II. Un taux de saturation de 72% est

mesuré, à partir de la différence de masse de l'enrobé à l'état sec et saturé. Une correction des mesures brutes de déformation est effectuée à partir d'un barreau d'invar instrumenté, soumis aux conditions de température de l'essai.

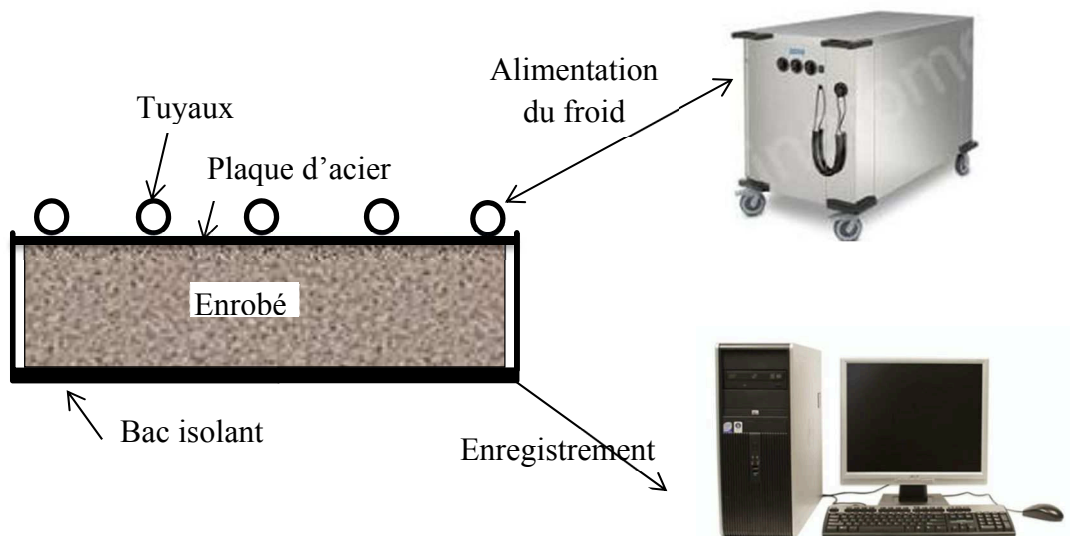


Figure VII. 5 : Dispositif expérimental

II.1.2 Résultats d'essais

Les résultats obtenus en termes de température et déformation mesurées sont présentés sur les figures VII.6 et 7 pour la même plaque sèche et saturée et pour la même courbe d'évolution de température $T_0(t)$.

La figure VII.6 présente l'évolution de température mesurée par les pt100 collés sur l'EB. La température T_0 est donnée par la courbe verte. Les courbes pointillées noire et rouge représentent les températures mesurées par T2 et T3 à l'état sec. Les courbes continues de même couleur représentent celles mesurées sur l'enrobé après saturation.

Les températures T2 et T3 sèches montrent des évolutions similaires à celle de la plaque d'acier T_0 . L'écart de température entre T2 et T3 montre un gradient dans l'épaisseur de la plaque tout au long de l'essai, paliers compris.

Les courbes pour la plaque humide commencent à s'écarter quasi-simultanément de celles sur plaque sèche quand la température devient négative pour $t \approx 52h$. Elles présentent alors un taux de refroidissement plus faible (étape 1) suivi d'une légère augmentation de température (étape 2), avant de descendre à nouveau et rejoindre les courbes de l'EB sec. La différence d'évolution par rapport à l'EB sec traduit la libération d'énergie au moment de la solidification de l'eau interstitielle en glace, se produisant pour les deux jauges sur une même période de temps mais à des températures strictement négatives.

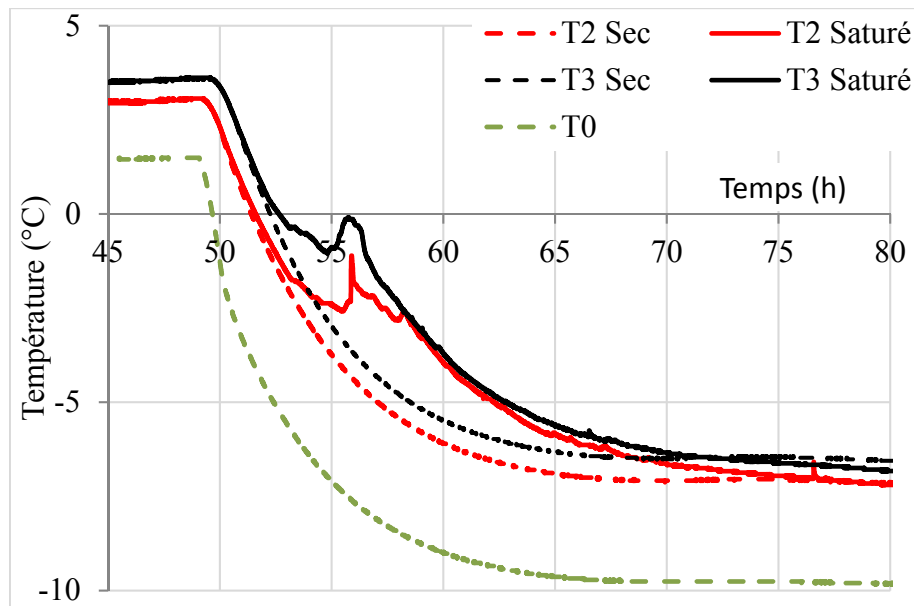


Figure VII. 6 : Evolution de la température mesurée par les pt100 à différentes hauteurs à l'état sec puis partiellement saturé

La figure VII.7 présente l'évolution des déformations horizontales corrigées à l'état sec et saturé enregistrées par les jauges J1, J2 et J3. Les courbes J2, J3 sur plaque sèche montrent une évolution homothétique à leurs températures respectives mais avec des coefficients de dilatation/contraction apparents d'environ $28 \mu def / ^\circ C$ et $23 \mu def / ^\circ C$, dont nous n'avons pas cherché ici à investiguer la différence.

Les courbes à l'état saturé présentent les mêmes évolutions que les courbes correspondent à l'état sec jusqu'à $t \approx 52h$. Par contre, elles s'écartent fortement et quasi-simultanément de celles-ci par la suite. Comme déjà constaté sur les essais CTFS, leurs évolutions changent de signe au cours de la période de changement de phase de l'eau interstitielle, jusqu'à redevenir positive pour la jauge J1. Les dilatations relatives de J1 et J2 semblent s'opérer en deux étapes qui pourraient correspondre à celles observées pour la température. Elles redescendent en fin d'essai, tout en restant à des niveaux de contraction inférieurs à ceux de l'éprouvette sèche. Les écarts observés entre états sec et saturé pour chacune des jauges sont différents, allant d'environ 200 à 50 μdef de J1 à J3 (de haut en bas). Ces écarts pourraient traduire une différence de saturation entre le haut et le bas de la plaque qui va toutefois à l'encontre de l'effet attendu d'un écoulement gravitaire de l'eau interstitielle. Le moteur d'une telle migration d'eau serait alors peut-être à rechercher dans un phénomène de remontée capillaire par cryosuccion au voisinage du front de gel ?

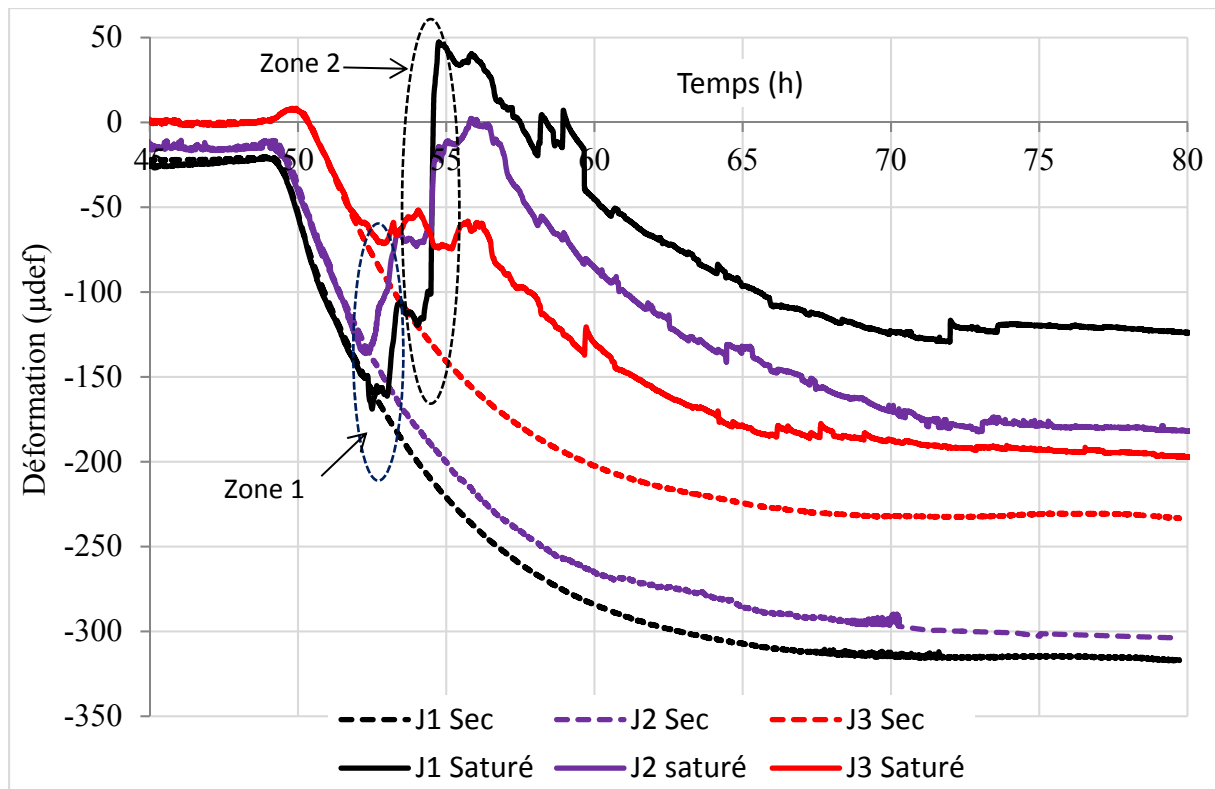


Figure VII. 7 : Comparaison des déformations mesurées par les différentes jauges à l'état sec et partiellement saturé

II.2 Modélisation de l'essai (états sec et partiellement saturé)

Dans cette section, nous utilisons le script EF no.3 pour modéliser le comportement de la plaque dans les états sec et saturé. Les résultats numériques sont comparés aux valeurs expérimentales de déformation et température.

Les propriétés thermomécaniques utilisées sont celles du chapitre V avec un coefficient de contraction thermique de $25 \mu def / ^\circ C$ choisi au vu de l'ensemble des résultats expérimentaux.

II.2.1 Mise en données du problème et adaptation du script no.3

Afin de limiter les temps de calcul, on modélise la plaque d'enrobé par un barreau 2D symétrique en x , de dimension $L \times H$ avec $L = L_0/2$.

Les conditions initiales et conditions limites thermiques et mécaniques sont présentées sur la figure VII.9. La température en face supérieure de l'EB est prise égale à celle de la plaque d'acier, appelée *consigne*. A la base de la plaque d'EB, la température est imposée à celle du capteur T3 en condition sèche ou saturée, suivant le cas étudié. Ces courbes de température sont présentées sur la figure VII.8. La température initiale θ_i de l'enrobé est supposée égale à la valeur initiale de T_3 .

Le problème de contact unilatéral entre la plaque d'EB et le fond du bac est simplifié ici sous forme d'un contact bilatéral glissant sur ressorts verticaux continus de faible rigidité ($k = 2,4 \text{ MN/m}$). On néglige dans ces calculs le poids propre de la plaque.

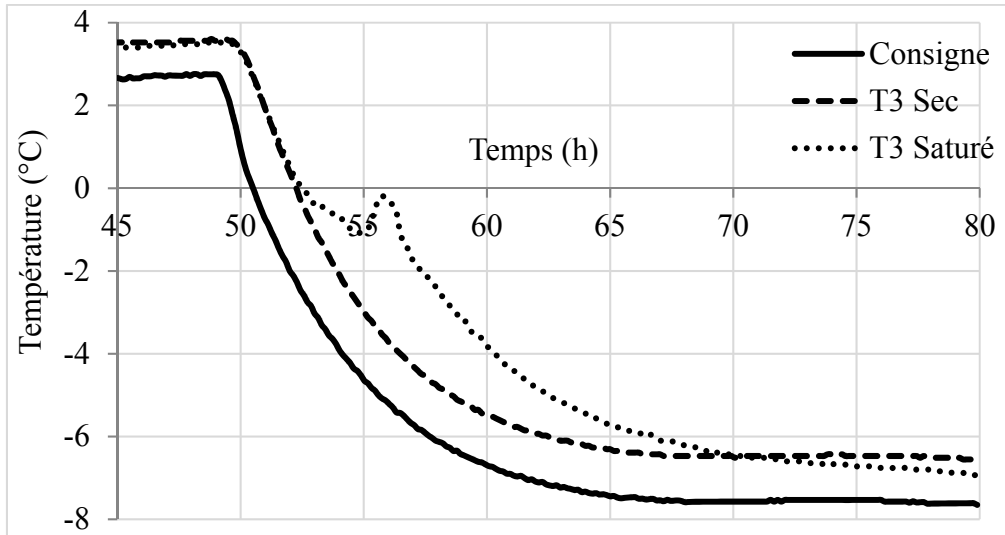


Figure VII. 8 : Conditions aux limites en température

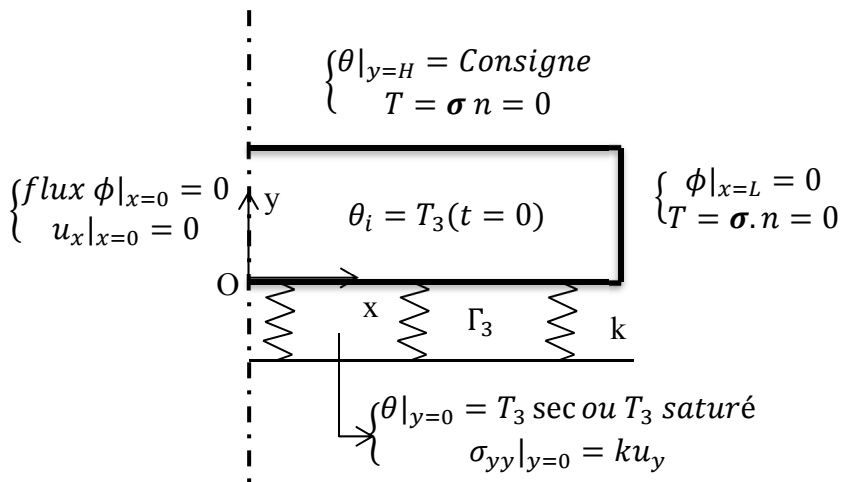


Figure VII. 9 : Domaine modélisé, conditions initiales et conditions limites

La prise en compte des ressorts fait apparaître dans la fonctionnelle associée à la formulation faible du problème mécanique la dernière intégrale figurant dans cette expression :

$$\int_{\Omega} [2\tilde{\mu}_n \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{u}^{(n)}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{\hat{u}}) + \tilde{\lambda}_n \text{div}(\underline{u}^{(n)}) \text{div}(\underline{\hat{u}})] d\Omega + \int_{\Omega} [\mathbf{Y}_n : \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{\hat{u}}) + \text{tr} \mathbf{Y}_n \text{tr} \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{\hat{u}})] d\Omega + \int_{\Gamma_0} k u_y^{(n)} \hat{u}_y dx = 0 \quad (\text{VII. 8})$$

Il convient par ailleurs par rapport aux développements présentés au chapitre VI :

- d'effectuer dans le script FreeFem++ le changement d'expression du volume élémentaire $rdrdz$ utilisé en coordonnées cylindriques à $dxdy$ en 2D
- d'adapter le code aux cas des déformations ou contraintes planes

Le cas de la déformation plane dérive naturellement du cas axisymétrique dans une formulation EF en déplacement par modification des opérateurs divergence et gradient. Le cas de la contrainte plane peut se déduire de ce dernier à condition d'exprimer ε_{zz} en fonction de ε_{xx} et ε_{yy} et d'ajouter cette composante dans le terme $div(\underline{u}^{(n)})$ de l'expression (équation VII.8) écrite en déformations planes. Pour la loi de comportement développée, on établit la relation :

$$\varepsilon_{zz}(\underline{u}^{(n)}) = -\frac{\nu}{1-\nu} [\varepsilon_{xx}(\underline{u}^{(n)}) + \varepsilon_{yy}(\underline{u}^{(n)})] + \frac{1+\nu}{1-\nu} [\alpha\Delta\theta^n + \varepsilon_f(\theta^n)] \quad (\text{VII. 9})$$

Ces modifications ont été portées dans une nouvelle version du script no.3 utilisée dans les simulations de ce chapitre.

II.2.2 *Calculs en déformations planes et contraintes planes et comparaison avec les résultats sur plaque sèche*

La figure VII.10 présente les courbes de température calculées, indépendantes de l'hypothèse de contraintes ou déformations planes. Un bon accord est obtenu entre données numériques et expérimentales, attestant d'un bon calage des paramètres thermiques (hors gel) du modèle.

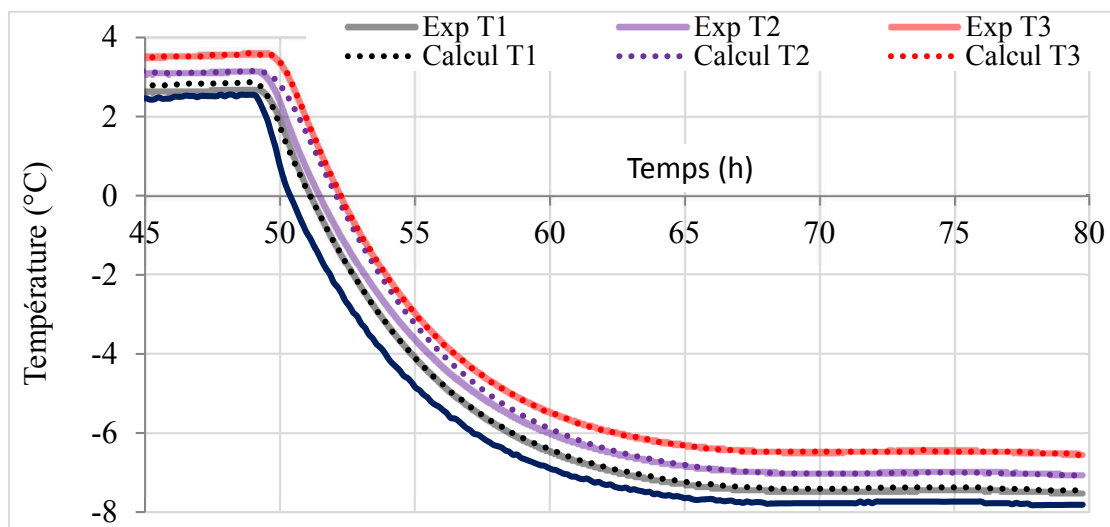


Figure VII. 10 : Comparaison des températures calculées et mesurées de l'enrobé sec.

Les figures VII.11a et b montrent les déformations calculées au niveau des jauges en déformations planes et contraintes planes et la comparaison avec les courbes expérimentales. On observe un meilleur calage en contraintes planes avec des déformations calculées pour J1 et J2 quasi-superposée avec les données expérimentales. La jauge J3, dont la mesure correspondrait à un coefficient de dilatation/contraction différent des deux autres, est par contre moins bien simulée et sa valeur est surestimée dans le modèle.

Dans la suite, on retient le modèle à contraintes planes.

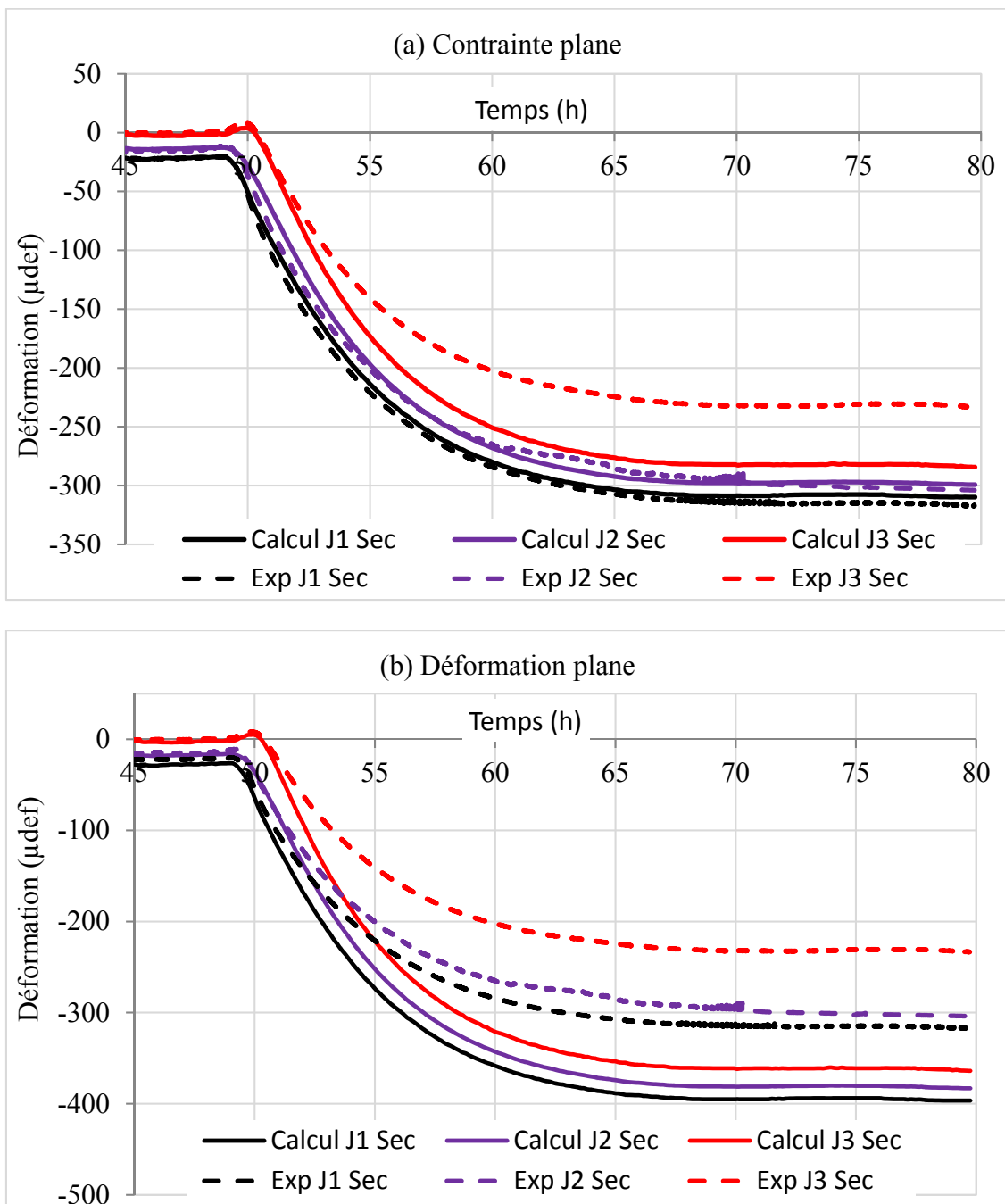


Figure VII. 11 : Comparaison des déformations calculées et mesurées dans le cas de l'enrobé sec : (a) contraintes planes, (b) déformations planes

II.2.3 Calculs en contraintes planes sur plaque humide

On utilise le code EF (script no.3) modifié comme décrit ci-dessus avec les courbes $\varepsilon_f(\theta)$ et $\hat{u}(\theta)$ des chapitres V et VI et pour lesquelles on fixe dans un premier temps, pour l'ensemble de la plaque, $\theta_f = -3^\circ\text{C}$ sur la base de la température de consigne au moment du changement de phase pour $t \approx 52\text{h}$. L'amplitude de la déformation de gonflement est la différence au palier de la jauge J1sec et J1 saturé, elle est prise égale à $\varepsilon_{f0} = 200\mu\text{def}$.

Les résultats de la modélisation sont montrés sur les figures VII.12 et VII.13, présentant les comparaisons en température et en déformation avec les données expérimentales.

Les courbes de couleur bleue et rouge de la figure VII.12 présentent les conditions aux limites en température imposées en haut et en bas de la plaque. La courbe noire pointillée représente l'évolution calculée de T2 à mi-hauteur de plaque. Elle se compare assez bien à la courbe expérimentale sans pouvoir rendre compte toutefois de la petite phase de réchauffement autour de 56h.

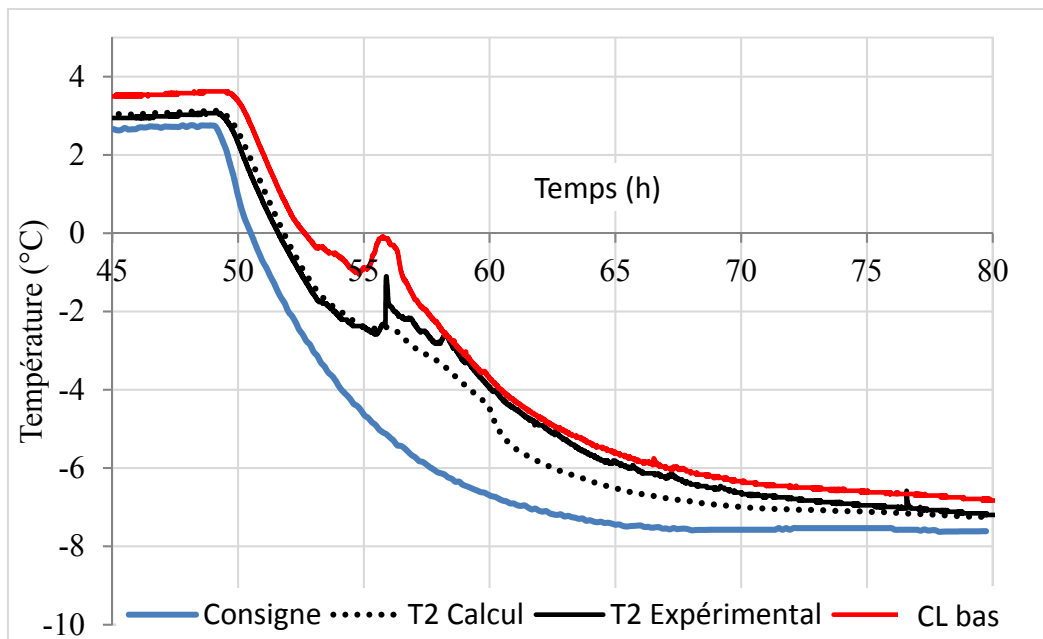


Figure VII. 12 : Conditions limites en température et comparaison entre températures calculée et expérimentale au niveau de la jauge T2 pour la plaque humide

En revanche les courbes de déformation calculées au niveau des jauges J1, J2, J3 (figure VII.13) montrent des évolutions fortement différentes, notamment pour la jauge J3, à la fois pendant la période de changement de phase et par les valeurs de palier final. On peut observer en plus que la cinétique de déclenchement de l'effet de gel dans le modèle, pilotée par la cinétique thermique et la valeur de θ_f , est décalée par rapport aux courbes expérimentales. En

particulier, les cinétiques J2 et J3 calculées apparaissent fortement en retard par rapport à l'essai. L'impact du changement de phase en J1 sur J2 et J3 par l'effet structurel pris en compte dans le modèle ne permet pas de retrouver la bonne cinétique et la bonne allure des courbes.

La quasi-simultanéité du déclenchement des déviations de déformation entre états sec et saturé en J1, J2, J3 noté sur les courbes expérimentales (zone 1 sur la figure VII.7) et le fait que celle-ci ne puisse être expliquée par un effet structurel suggère en fait une cinétique réelle de front de gel bien plus rapide que la cinétique thermique avec saut de Stefan. Cela peut traduire un état métastable de surfusion de la plaque d'EB qui se rompt à un moment donné et en un point donné, entraînant dès lors une propagation de gel rapide dans les zones voisines à température négative. Le léger pic de réchauffement observé autour de 56h témoigne sans doute aussi de ce phénomène par formation de glace à une température supérieure à la température de surfusion initiale de l'eau liquide.

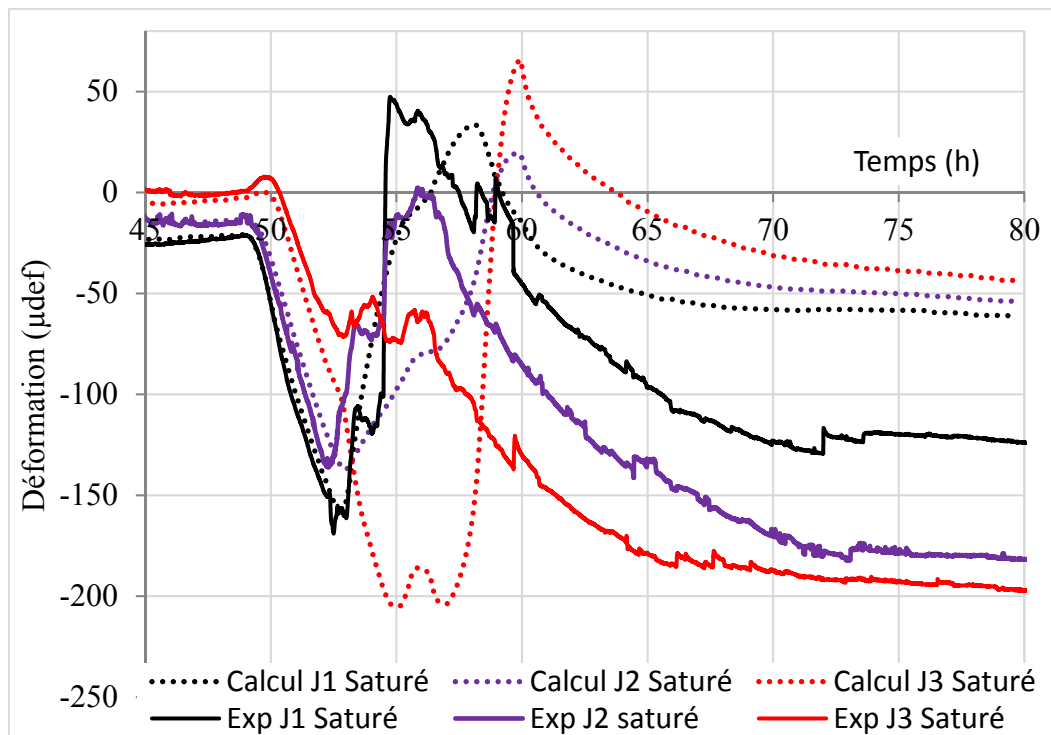


Figure VII. 13 : Comparaison entre déformations calculées et mesurées au niveau des jauges J1, J2, J3 pour la plaque humide (première simulation)

Afin de pouvoir rendre compte par le modèle de ces observations expérimentales sans avoir à le modifier (dans ce mémoire), nous reconsidérons à présent les hypothèses faites sur les valeurs des paramètres liés au gel θ_f et ε_{f0} .

Un moyen de reproduire une cinétique de front de gel plus rapide que la cinétique thermique est de considérer dans le modèle une température de changement de phase plus élevée pour les points voisins à ceux où s'initie la rupture de l'état de surfusion. Dans l'essai ici considéré, le froid se propageant verticalement de haut en bas, ceci reviendra à prendre des valeurs θ_f décroissantes en fonction de la cote y (orientée positivement vers le haut).

Par ailleurs, les écarts de déformation observés entre les états sec et saturé, différents pour J1, J2 et J3, ne peuvent non plus être expliqués par un effet structurel. Comme déjà évoqué, ceci peut provenir d'un gradient positif de saturation dans la plaque, soit existant à l'état initial ou provoqué en cours d'essai (par cryosuccion par exemple). Pour reproduire cet effet, nous supposons dans les simulations à suivre que ε_{f0} est également une fonction de y , croissante dans ce cas.

Le calage des fonctions $\theta_f(y)$ et $\varepsilon_{f0}(y)$ suivant les considérations ci-dessus est précisé dans la section suivante.

II.2.4 *Recalage du modèle pour la simulation de l'essai sur plaque humide*

La fonction $\varepsilon_{f0}(y)$ utilisée pour reproduire un gradient de saturation dans la plaque est représentée sur la figure VII.14a. Nous avons retenu une fonction affine (croissante) calée sur la base des écarts de déformation au palier, entre états sec et saturé, mesurés par J1, J2 et J3.

Concernant la fonction $\theta_f(y)$ servant à définir la cinétique de front de gel, plusieurs choix compris entre deux situations limites ont été étudiés.

La première situation limite représentée par le cas 0 sur la figure VII.14b correspond à une valeur de θ_f constante, qui conduit à une cinétique de front de gel égale à la cinétique thermique avec saut de Stefan ($\theta_f = -3^\circ\text{C}$ ici). Les résultats de simulation pour ce cas sont ceux présentés dans la section précédente.

La seconde situation limite, représentée par le cas 8 sur la figure VII.14b, traduit une propagation instantanée du gel dans la plaque après rupture de l'état de surfusion. La propagation est supposée se faire des points où s'initie le gel vers les points voisins à température négative, dans le sens des températures croissantes dans la plaque (de haut en bas). La courbe $\theta_f(y)$ correspond, dans ce cas, au profil de température calculé à l'instant où le haut de la plaque ($y = 10\text{ cm}$) atteint la température de rupture de l'état de surfusion, prise ici égale à -3°C . Cette courbe indique que, dans ce cas, le bas de la plaque gèle à une température d'environ $-0,4^\circ\text{C}$.

Les autres choix testés pour $\theta_f(y)$ sont également représentés sur la figure VII.14b. Plus les profils illustrés sur cette figure se rapprochent du cas 8 et plus la vitesse de front de gel qui en découle est élevée.

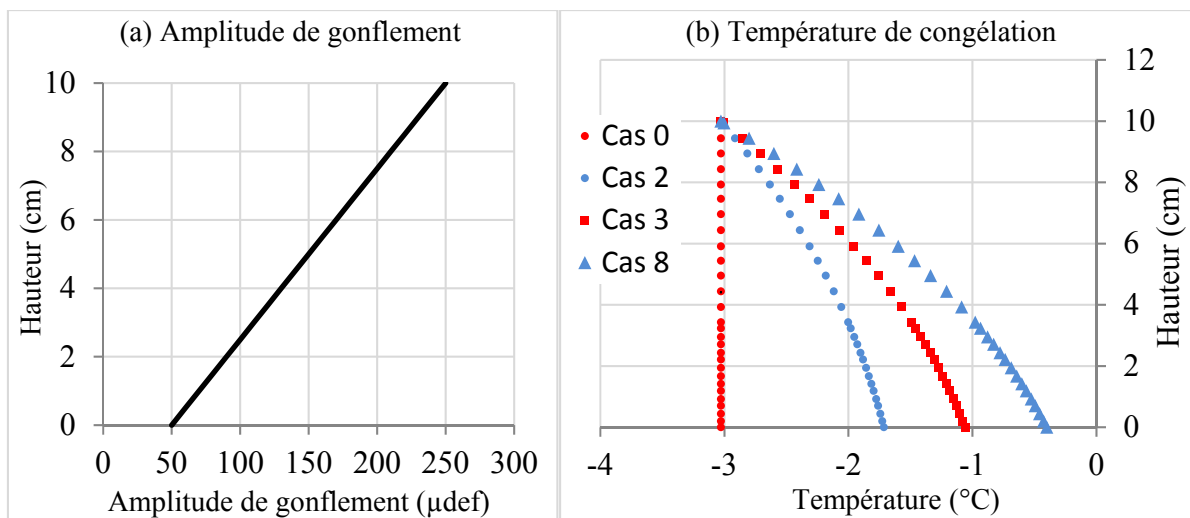


Figure VII. 14 : Fonctions utilisées pour recalibrer le modèle : (a) $\varepsilon_{f0}(y)$ (amplitude de gonflement), (b) plusieurs courbes $\theta_f(y)$ permettant de simuler différentes vitesses de front de gel

Les modélisations de l'essai effectuées avec le script no.3 et les fonctions de la figure VII.14 indiquent que, pour les profils θ_f testés, le meilleur accord entre simulation et mesure est obtenu pour les vitesses de front de gel élevées.

En première approximation et sans plus d'information à ce stade, nous présentons par la suite les résultats correspondant au cas 8. Les calculs effectués dans les sections suivantes utiliseront également les hypothèses de ce cas.

Comme montré par la comparaison entre les figures VII. 12 et VII. 15, la température calculée au niveau de la jauge T2 est peu influencée par le recalage du modèle (cas 8).

En revanche, les déformations calculées au niveau des jauges J1, J2, J3 sont maintenant proches des résultats expérimentaux tout au long de l'essai (figures VII. 16), validant ainsi les recalages effectués en termes de vitesse de propagation de front de gel et d'amplitude de déformation de gonflement.

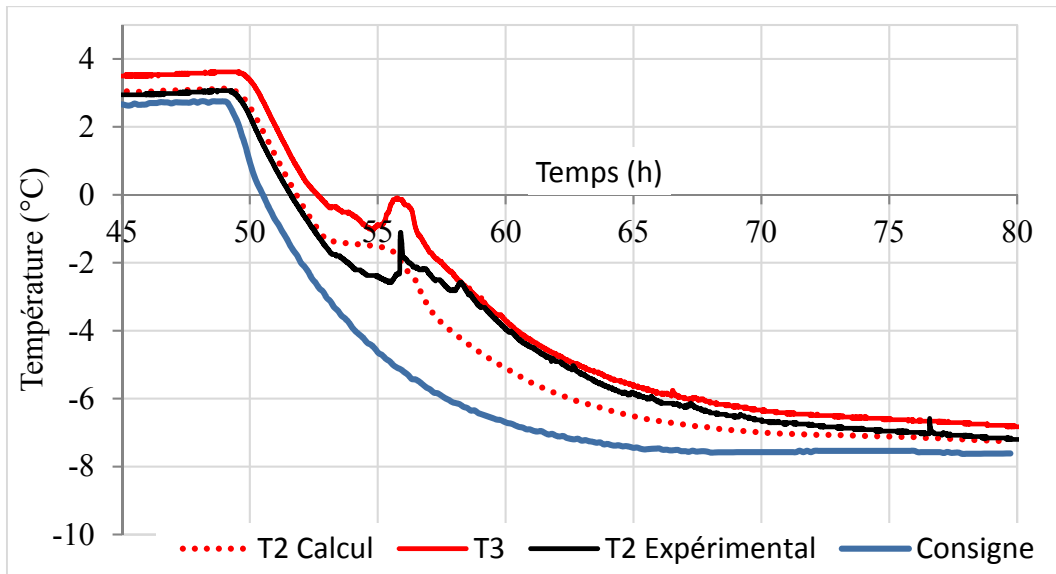


Figure VII. 15 : Conditions limites en température et comparaison entre températures calculée et expérimentale au niveau de la jauge T2 pour la plaque humide (modèle recalé par utilisation des fonctions $\theta_f(y)$ (cas 8) et $\varepsilon_{f0}(y)$)

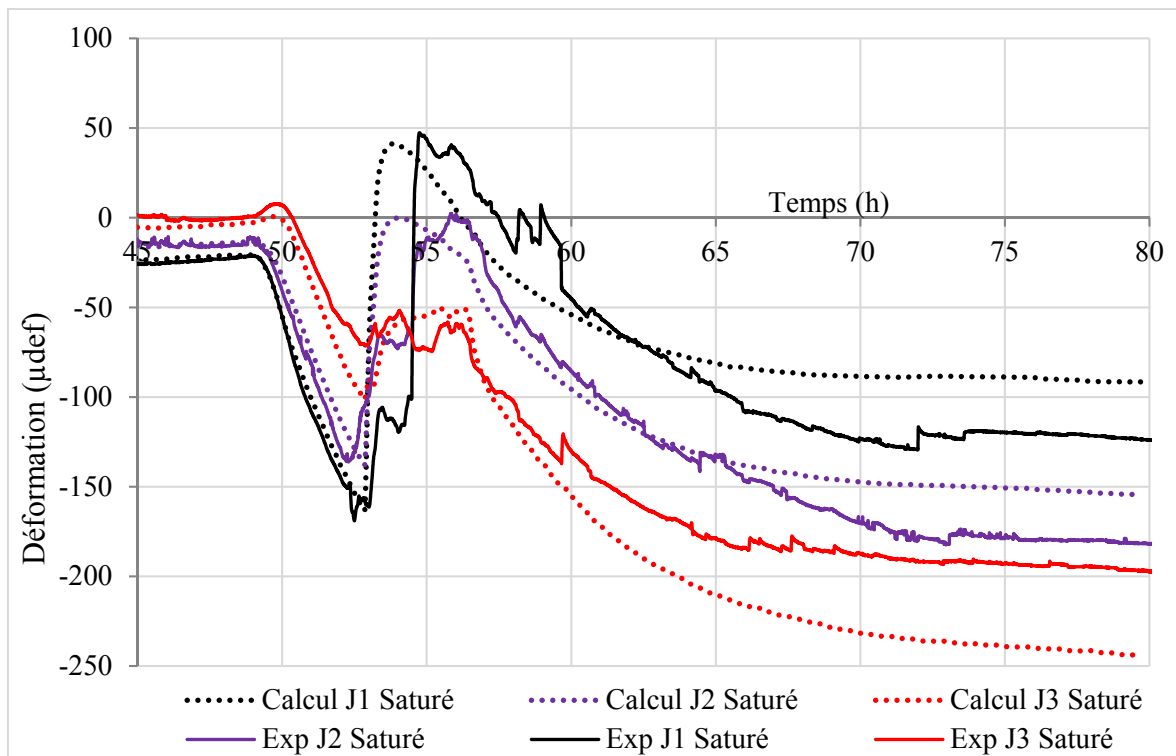


Figure VII. 16 : Comparaison entre déformations calculées et mesurées au niveau des jauges J1, J2, J3 pour la plaque humide (modèle recalé par utilisation des fonctions $\theta_f(y)$ (cas 8) et $\varepsilon_{f0}(y)$)

En plus des déformations calculées aux niveaux des jauges, le modèle permet aussi d'accéder à la déformée globale de la plaque d'EB. Afin de compléter l'analyse de cet essai, les déformées calculées pour les états sec et saturé sont tracées sur la figure VII.17, au temps $t = 53h$ pour lequel la phase de dilatation relative observées sur les jauges J1, J2, J3 pour la plaque humide a commencé.

A cet instant du refroidissement, la plaque sèche présente une courbure vers le haut (convexe) due à un gradient de température de haut en bas de la plaque, qui entraîne des déformations de contraction plus importantes en partie supérieure.

Au même instant, la plaque saturée montre quant à elle une courbure inversée en raison de la déformation de gonflement induite pendant la période de changement de phase de l'eau interstitielle, dont l'amplitude est croissante en y (plus forte en haut).

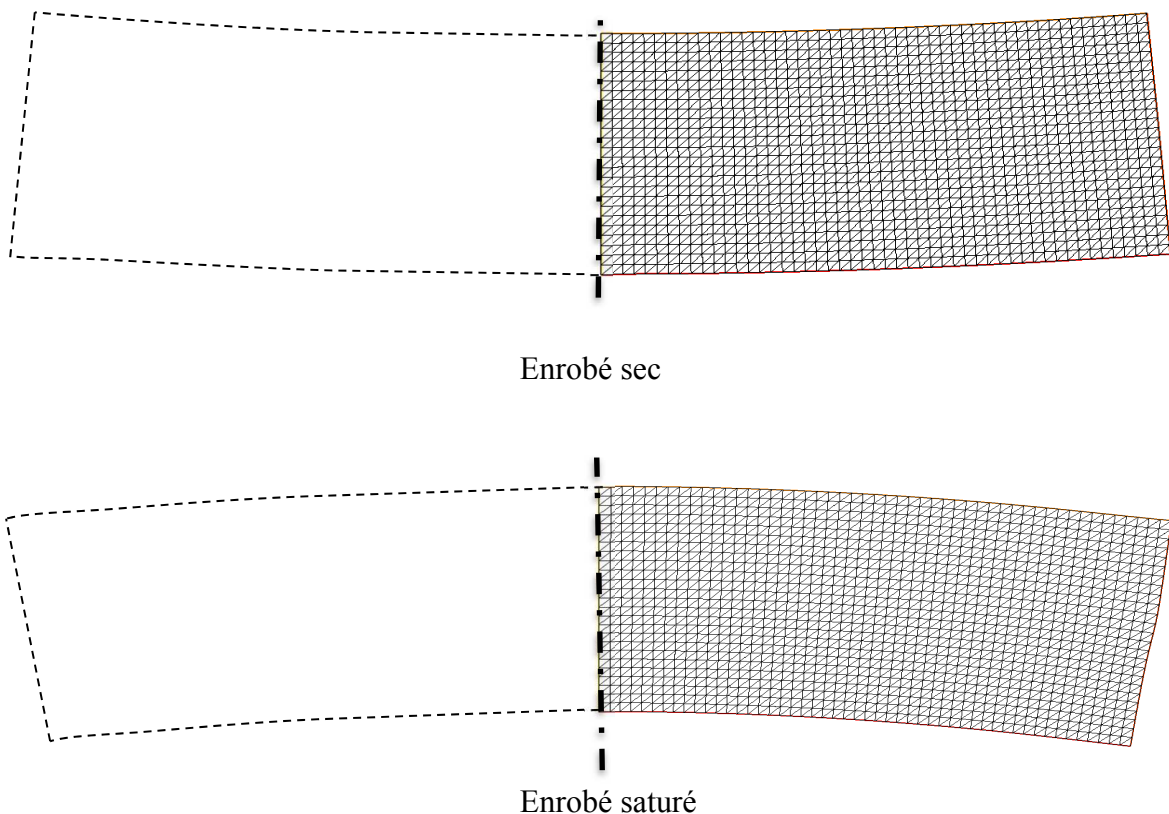


Figure VII. 17 : Déformée ($\times 300$) du monocouche dans les états sec et saturé au temps $t = 53h$ pour lequel la phase de dilatation relative pour l'EB saturé a démarré

Cet effet de courbure va engendrer des contraintes si la déformation est empêchée. La section suivante a pour but d'évaluer cet effet en comparant notamment les résultats de simulation des plaques sèche et humide, lorsque celles-ci ne sont plus libres de se déformer. L'objectif est d'apprécier au travers du modèle développé les contraintes d'arrachement susceptibles se développer suite à une déformation de gonflement (cf. section I).

II.3 Simulations d'une plaque d'EB à déformation empêchée

Dans cette section, les simulations sont effectuées à partir du modèle recalé utilisant les fonctions $\theta_f(y)$ (cas 8) et $\varepsilon_{f0}(y)$ dans la figure VII.14. Les paramètres du modèle ainsi que les conditions limites (et initiales) sont les mêmes que dans la section précédente, à l'exception de la CL mécanique à la base de la plaque qui doit pouvoir empêcher sa déformation.

Afin d'éviter les difficultés liées à une singularité de contrainte EF à l'intersection entre les bords libres verticaux de la plaque et un encastrement à la base, la CL à cet emplacement est imposée à travers l'utilisation de ressorts verticaux continus de forte raideur (valeur forfaitaire $k = 10^6 \text{ MN/m}$). De plus, pour se rapprocher de la situation de la poutre collée à sa base (section I de ce chapitre), notamment en termes de torseur d'efforts extérieurs, ces ressorts sont placés uniquement sur une petite longueur aux extrémités de la poutre (Figure VII.18). Ils vont permettre de « peser » qualitativement les efforts se développant dans cette zone, lors du refroidissement de la plaque.

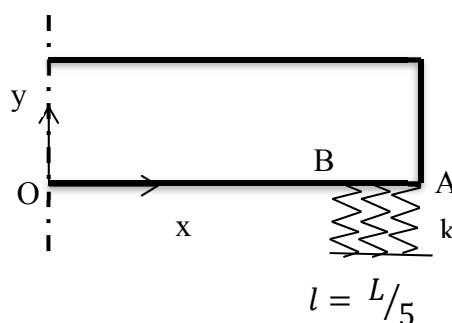


Figure VII. 18 : Domaine modélisé, conditions initiales et conditions limites

La figure VII.19 montre, pour les états sec et saturé, l'évolution des déplacements calculés dans les ressorts aux points A et B, lors du refroidissement de la plaque par le haut. Ces déplacements sont petits étant donné la valeur de k et proportionnels aux efforts dans les ressorts.

Dans le cas sec, ces déplacements suivent l'évolution du gradient vertical de température dans la plaque.

Dans le cas saturé et avant la période de changement de phase, ils suivent la même évolution que dans le cas sec. Ensuite, ils changent de signe ce qui reflète, au travers des ressorts, l'effet d'inversion de courbure de la plaque lors du changement de phase de l'eau interstitielle. Durant cette période, l'amplitude des déplacements augmente brutalement. Ensuite, après le changement de phase et une fois les paliers en température atteints, ces déplacements, qui se traduisent en termes d'efforts dans les ressorts, reviennent à zéro par effet de relaxation des contraintes dans l'EB. A noter que cet effet ne peut être reproduit par une modélisation élastique.

On remarque que l'amplitude de déplacement maximale pour la plaque saturée est bien plus élevée que dans le cas sec (à lire en relatif), dans un ratio de 5 environ. La distribution d'efforts à la base de la plaque, aux instants où sont atteintes ces amplitudes maximales pour les deux cas, sont tracées sur la figure VII.20.

Ces distributions sur la zone d'application des ressorts (de résultante nulle) sont, aux signes près, similaires à celles obtenues pour la poutre collée sur support (section I). L'amplitude de ces efforts « d'arrachement », bien plus élevée dans le cas saturé que sec, vient confirmer (numériquement) l'effet néfaste d'une déformation de gonflement sur la tenue du collage entre une plaque d'EB saturée soumise au gel et son support.

Par transposition de ces observations au comportement d'interface entre deux couches bitumineuses dont l'une subirait une déformation de gonflement, nous tentons de vérifier dans la section suivante, sur la base d'un essai sur plaque bicouche, les effets néfastes envisagés.

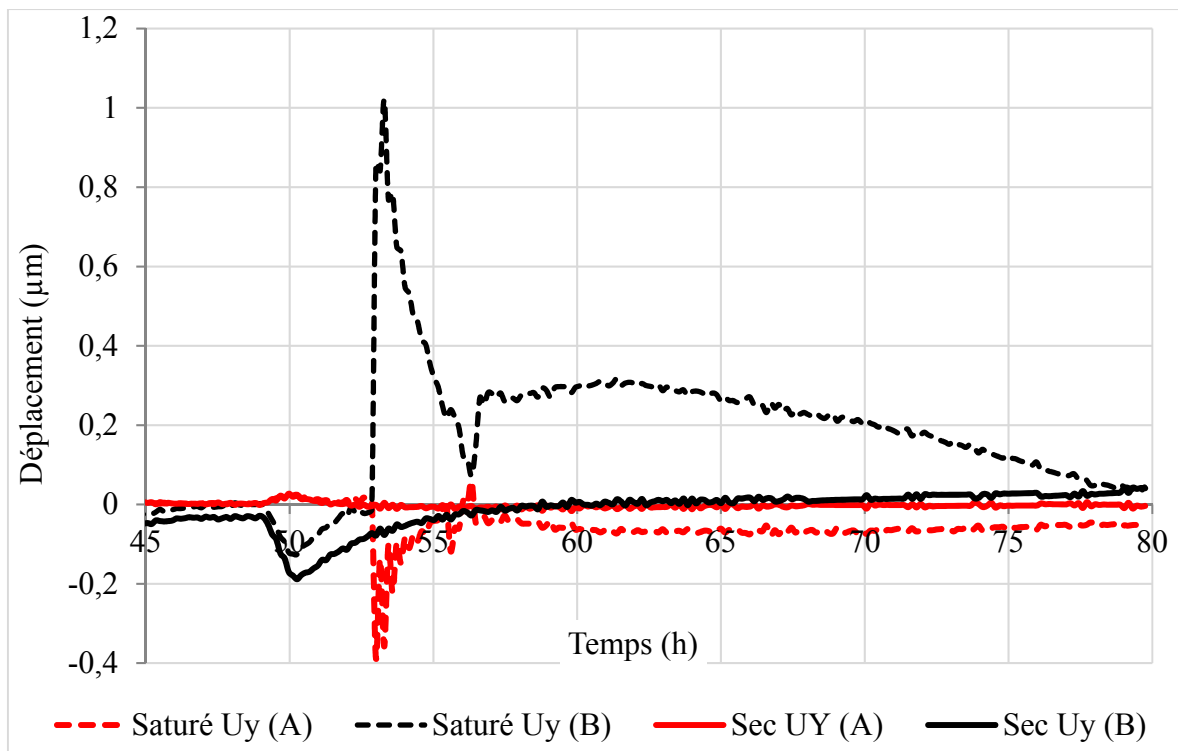


Figure VII. 19 : Evolution des déplacements verticaux dans les ressorts aux points A et B pour les cas sec et saturé

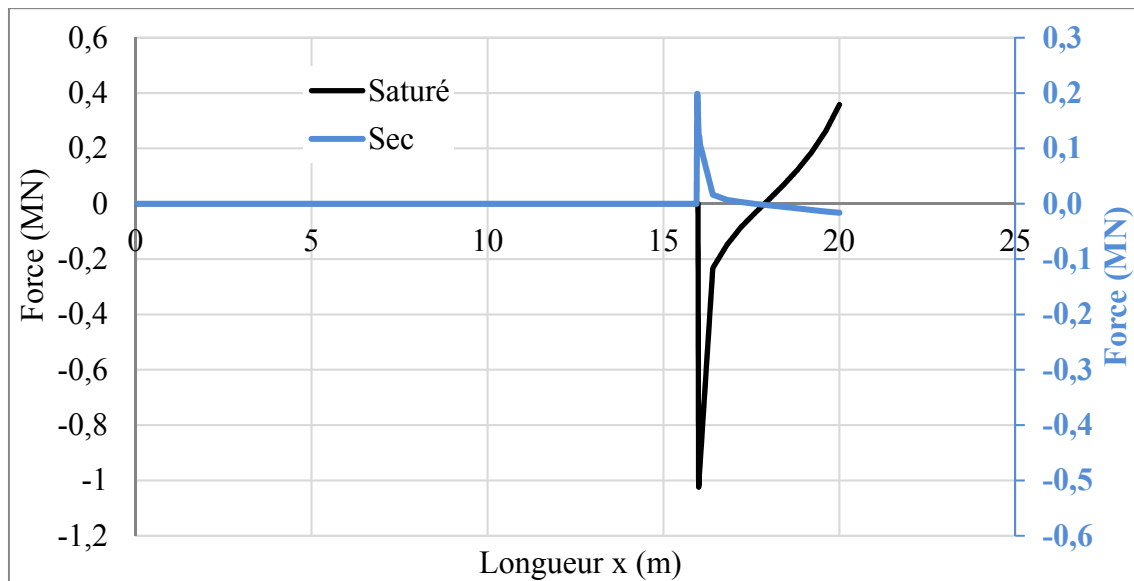


Figure VII. 20 : Distributions des efforts d'arrachement à la base de la plaque aux instants où ceux-ci ont des amplitudes maximales

III. ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE D'UNE STRUCTURE BICOUCHE COLLEE A SA BASE ET SOUMISE A LA PROPAGATION D'UN FRONT DE GEL 1D

Compte tenu des résultats numériques obtenus dans la simulation ci-dessus, un dernier essai de laboratoire est effectué dans le cadre de cette thèse afin de se rapprocher davantage encore d'une situation de gel sur chaussée et de mettre si possible en évidence un endommagement d'interface entre deux couches bitumineuses à faible nombre de cycles de gel/dégel (en l'absence de charge de trafic).

III.1 Description de l'essai

Le corps d'épreuve est ici constitué de deux plaques d'EB (BBSG 0/14) superposées et collées entre elles. La couche supérieure possède une porosité de 8,1% et la couche inférieure avec une porosité de 4,7%. La couche d'accrochage est constituée d'une émulsion à 61,1% de teneur en liant et dosée à 300kg/m^2 de liant résiduel. Cette structure bicouche est elle-même collée sur une plaque en marbre avec la même émulsion et le même dosage. L'instrumentation est composée de jauges extensométriques et de capteurs de température de type pt100 positionnés à environ 1cm de part et d'autre de l'interface entre les deux couches d'EB (figure VII.22). Ce corps d'épreuve peut être assimilé dans une certaine mesure à une couche de surface collée sur une autre couche bitumineuse (couche de base ou ancienne couche de surface), elle-même collée sur un support. Les faces verticales à contrainte nulle peuvent simuler la présence éventuelle de fissures en surface de chaussée.

Le corps d'épreuve est placé une première fois dans le bac et soumis à un cycle de gel/dégel selon des conditions similaires à celles de l'essai sur monocouche (figure VII.5) avec la température de « consigne » mesurée sur la plaque d'acier donnée par la figure VII.21. On mesure au cours de ce cycle l'évolution des déformations et des températures à l'état sec.

Le corps d'épreuve est ensuite retiré du bac et saturé en partie haute suivant le protocole du chapitre II. Afin que l'eau ne puisse pas pénétrer dans la couche inférieure d'EB déjà de faible porosité, les faces verticales de cette plaque sont enduites d'un film de bitume. On peut donc considérer que seule la couche supérieure de porosité 8,1% est saturée. Le taux de saturation déduit par différence de masse avant et après saturation est d'environ 70%. Ces conditions contrastées de saturation sont choisies pour exacerber un effet de gel différentiel entre les deux couches. Elles peuvent représenter par ailleurs une situation de couche de roulement saturée par infiltration d'eau de pluie et (partiellement) imperméabilisée à sa base par une couche d'accrochage.

Le corps d'épreuve est ensuite replacé dans le bac et soumis à trois cycles de gel/dégel dont la consigne en température pour le premier est similaire à celle de la figure VII.21. Les deux cycles suivants sont effectués avec une translation de +5°C (variation entre +5°C et -7°C).

Les données brutes de déformations mesurées par les jauges sont aussi corrigées par barreau d'invar et en fonction des températures enregistrées par les capteurs pt100 placés à côté des jauges.

Nous allons principalement nous intéresser par la suite au comportement de l'interface entre les deux couches d'EB évalué à travers la comparaison des déformations J2 et J3

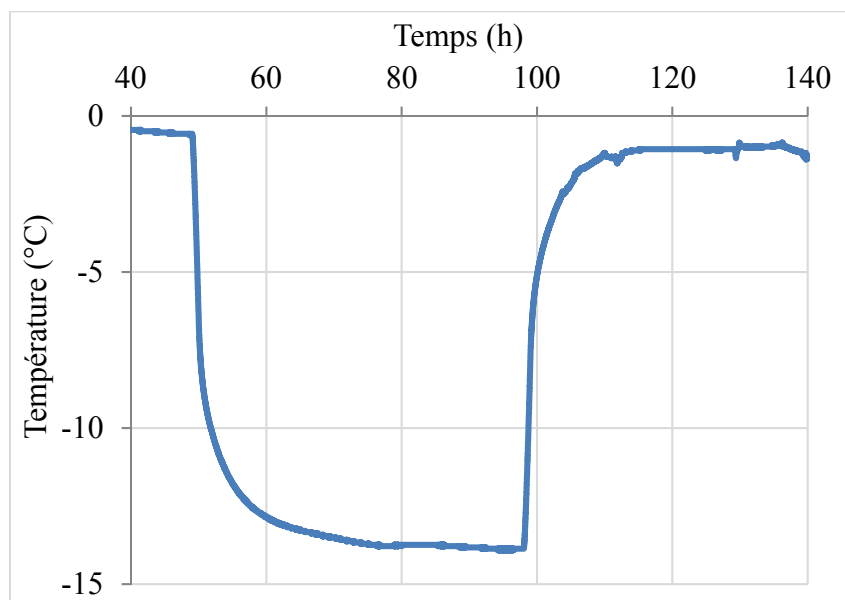


Figure VII. 21 : Cycle de température imposée à la surface de la plaque d'acier

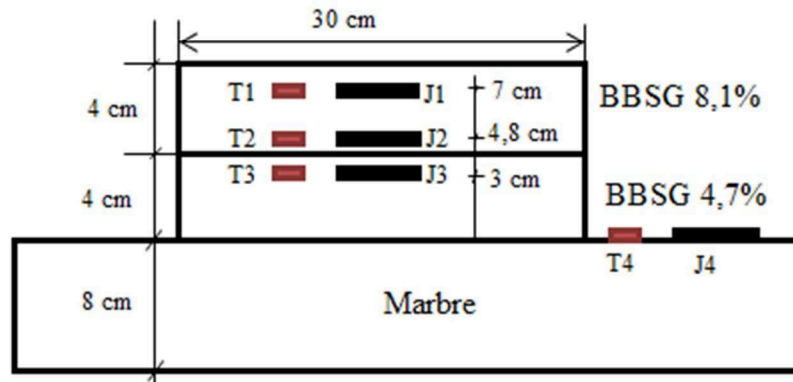


Figure VII. 22 : Schéma d'instrumentation de l'essai bicouche (coupe verticale)

III.2 Résultats expérimentaux

La figure VII.23 montre la consigne en température et les évolutions quasi-homothétiques des déformations horizontales mesurées en J2, J3 à l'état sec. L'amplitude de déformation d'environ $320 \mu def$ pour une variation de température de $\Delta\theta = 12,3^\circ C$ correspond à un coefficient de dilatation/contraction thermique $\alpha = 26 \mu def / ^\circ C$, proche des valeurs mesurées tout au long de la thèse. Ceci montre un état de déformation horizontale de l'ensemble des deux plaques peu gênées par le collage à la base malgré un retrait thermique bien moindre du marbre mesuré par J4 (de l'ordre de $85 \mu def$ correspondant à $\alpha_{marbre} = 7 \mu def / ^\circ C$).

La figure VII.24a montre les températures T2 et T3 au cours des trois cycles. La figure VII.24b montre les déformations J2 et J3 correspondantes. Les évolutions du premier cycle et des deux suivants sont clairement à distinguer, au-delà des plages de variation de déformation dictées en grande partie par la différence de consigne thermique.

Le premier cycle montre une évolution quasi-similaire de J2 et J3 malgré la différence de saturation et donc d'effet du gel au niveau de ces deux jauges ; ceci atteste d'une bonne condition de collage à l'interface non affectée par le cycle effectué à sec. (Au passage ceci montre que les collages par émulsion entre couches d'EB et EB/marbre se comportent différemment).

Par contre, le second cycle met en évidence des comportements fortement distincts des deux jauges. Peu après le passage du $0^\circ C$, la jauge J2 subit une extension relative caractéristique d'une déformation de gonflement non gênée alors que la jauge J3 continue à se contracter

avec la baisse de température. Une différence de valeurs continue ensuite à exister tout au long de ce cycle. Le troisième cycle se comporte quasi à l'identique du second.

Ce comportement différentiel de J2 et J3 dès le second cycle atteste d'une altération importante de l'interface que l'on peut essayer de caractériser par modèle.

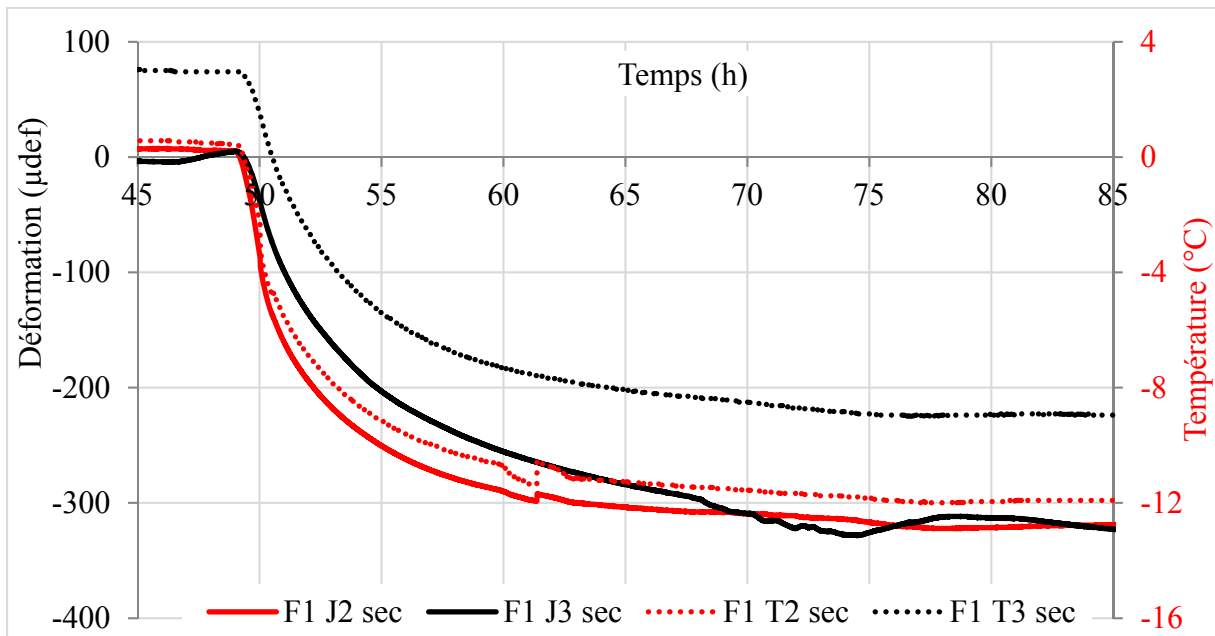
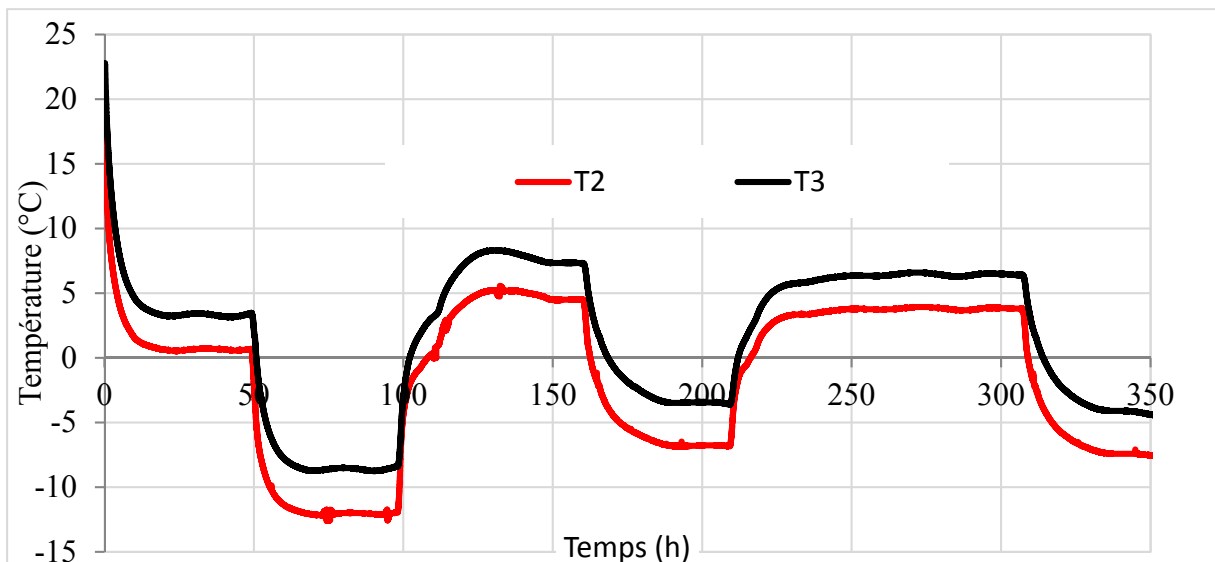
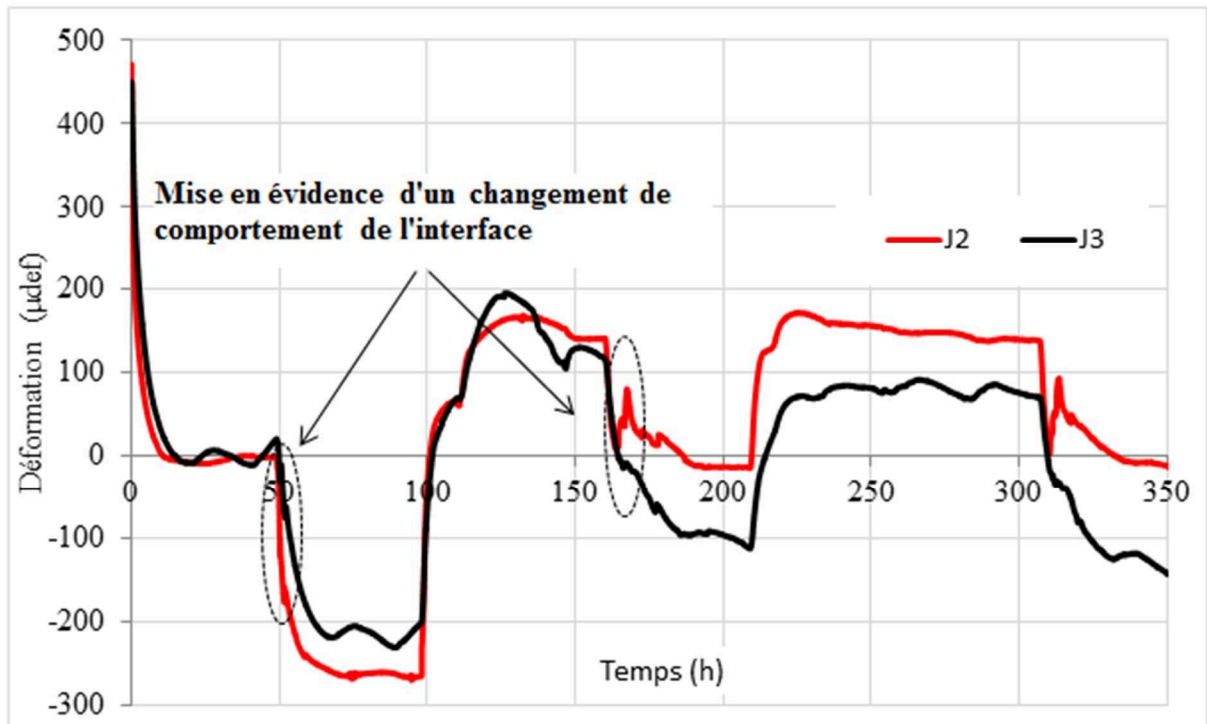


Figure VII. 23 : Températures T2, T3 et déformations corrigées de J2 et J3 sur bicouche sec.



(a) Evolution des températures mesurées près de l'interface des deux couches d'enrobé à l'état saturé



(b) Evolution des déformations mesurées de part et d'autre de l'interface entre couches d'enrobé à l'état saturé.

Figure VII. 24 : Evolution des déformations J2&J3 et des températures T2&T3 placées à côté de l'interface du bicouche saturé ($Sr = 70\%$)

III.3 Simulation de l'essai bicouche : mise en évidence de la fissuration d'interface

Les trois simulations suivantes sont effectuées essentiellement dans un but qualitatif sans calage poussé des paramètres. Les résultats montrent :

- La réponse des jauges attendue lors du cycle effectué sur bicouche sec
- Idem pour le bicouche saturé avec interface collé
- Idem pour le bicouche saturé avec interface fissuré sur toute sa longueur

Dans les trois cas, l'interface EB/marbre est considérée glissante. Dans le troisième cas, la liaison mécanique numériquement nécessaire entre les deux couches est modélisée par une ligne de ressorts continue de faible raideur.

Les calculs sont effectués avec les conditions limites indiquées sur les figures VII.25 et VII.26, avec une courbe $\theta_f(y)$ assurant une propagation rapide du gel et une valeur homogène (sans plus d'information ici) de $\varepsilon_{f0} = 100 \mu def$ (au vu de l'écart entre J2 et J3 en palier bas du second cycle).

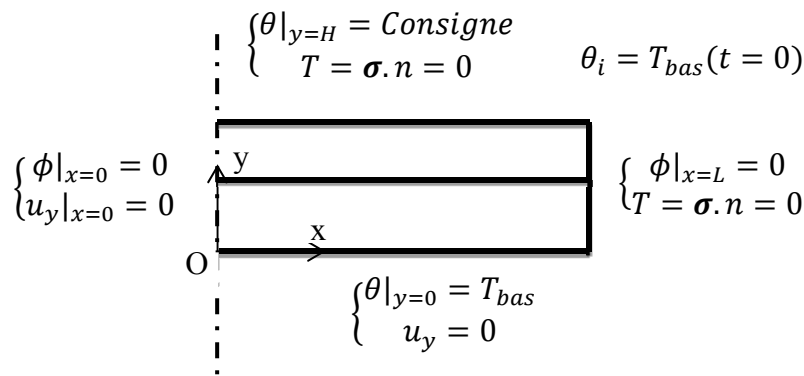


Figure VII. 25 : Domaine modélisé et conditions limites (cas de l'interface collée)

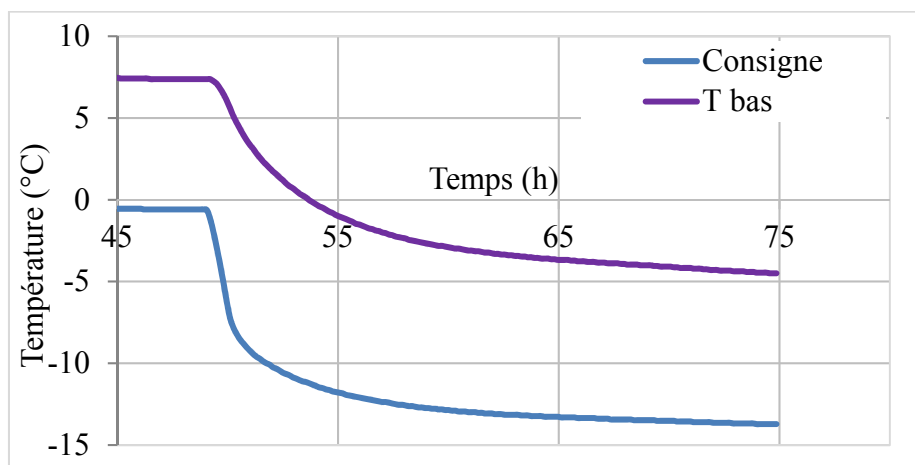


Figure VII. 26 : Evolution des températures imposées en haut et bas du bicouche

La figure VII. 27 montre le bon accord entre les températures calculées et mesurées au niveau des jauges J2 et J3.

La figure VII.28 montre la comparaison entre les déformations calculées et mesurées au niveau des jauges J2 et J3 dans l'essai sur le bicouche sec. Un bon accord global est obtenu attestant du bon calage des paramètres thermo-viscoélastiques du modèle et des conditions limites mécaniques. L'écart entre les courbes expérimentales J2 et J3 peut témoigner d'un comportement légèrement glissant de l'interface, à bien distinguer de l'effet de rupture totale vu après.

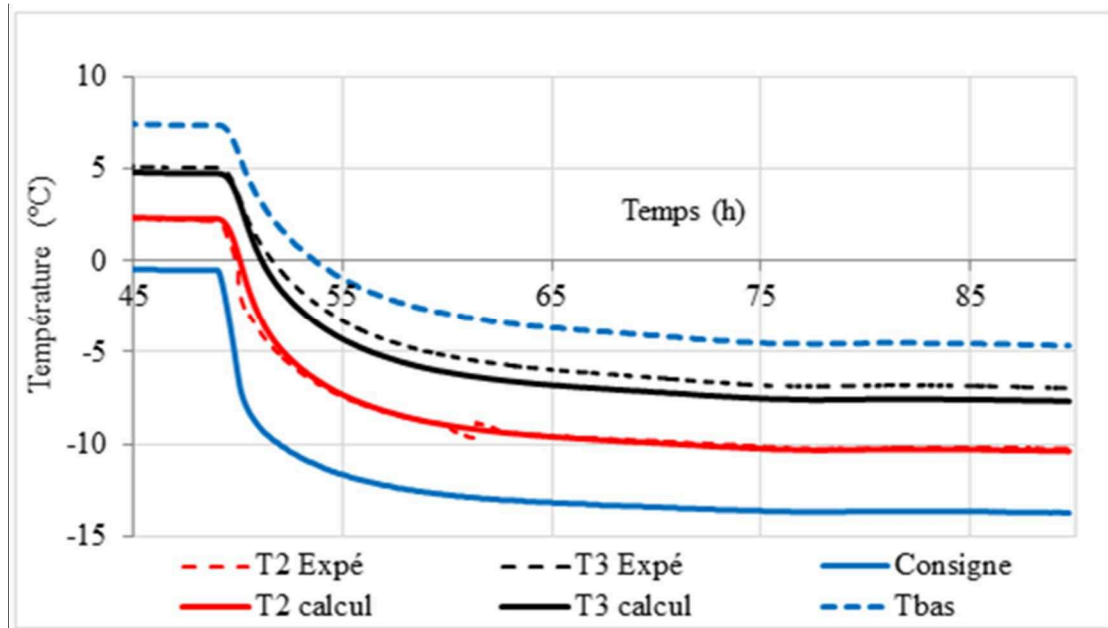


Figure VII. 27 : Evolution des températures T2, T3 calculées et mesurées pour le bicouche sec

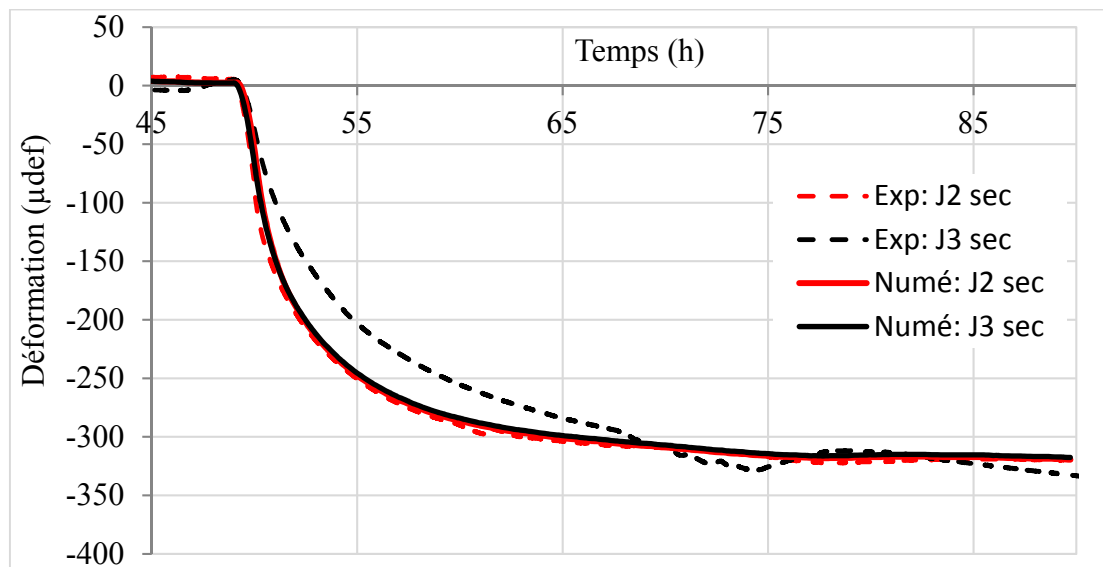


Figure VII. 28 : Comparaison des déformations J2 et J3 calculées et mesurées pour le bicouche sec

La figure VII.29 montre la comparaison entre les déformations J2, J3 calculées avec interface collée et mesurées au cours du premier cycle de gel sur le bicouche saturé. Les courbes numériques de J2, J3 présentent des évolutions proches des courbes expérimentales (aux amplitudes de dilatation relative et de leur temps de déclenchement près, non précisément recalés ici). En particulier ces courbes numériques J2, J3 sont presque confondues entre elles

à l'instar des courbes expérimentales, validant ainsi un fonctionnement d'interface (quasi) collée lors du premier cycle de l'essai.

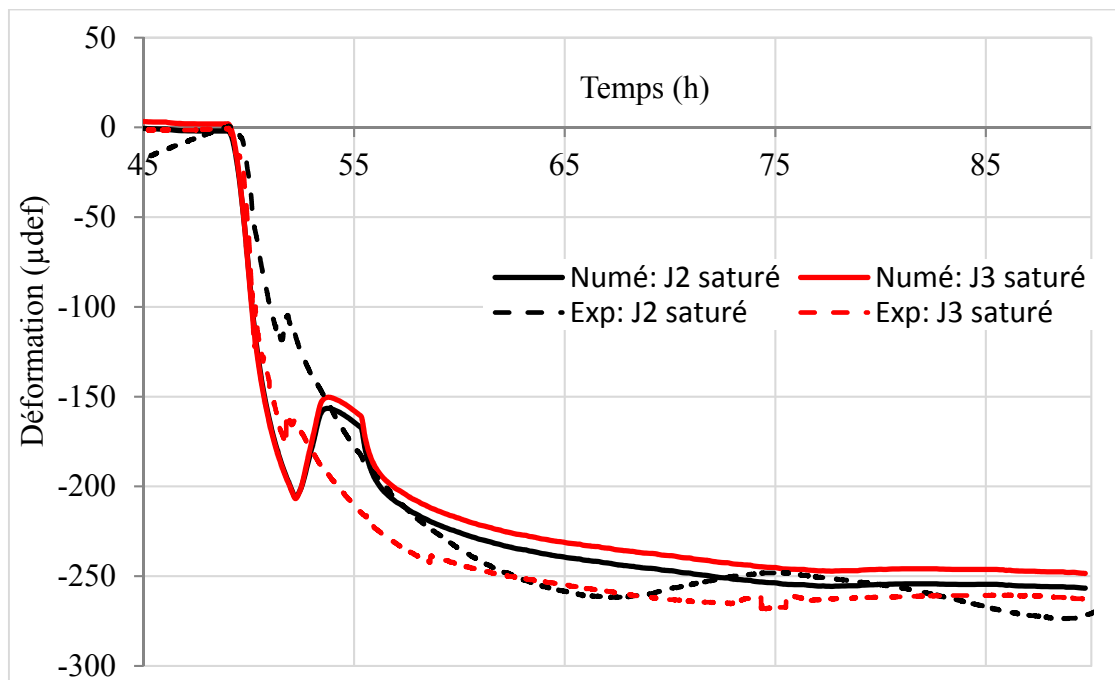


Figure VII. 29 : Comparaison des résultats numériques avec des données expérimentales des évolutions des déformation au niveau des jauges J2&J3 au cas de l'enrobé partiellement saturé

Les résultats de la simulation effectuée avec les mêmes données mais avec interface fissurée sont quant à eux comparés aux mesures enregistrées au cours du second cycle de gel/dégel sur bicouche saturé (figure VII.30). On peut constater que cette simulation rend bien compte qualitativement de la dissociation de la réponse des deux jauges observées expérimentalement avec notamment des évolutions opposées au moment du changement de phase. Cette comparaison expérience/modèle semble démontrer ainsi la rupture de l'interface après un seul cycle de gel/dégel, en l'absence même de toute autre source de sollicitation.

Le phénomène de gel dans les enrobés saturés étudié dans ce mémoire semble donc une explication plausible à la délamination des interfaces entre couches bitumineuses pouvant dégénérer sous forme de nids de poule sous l'effet additionnel des charges de trafic.

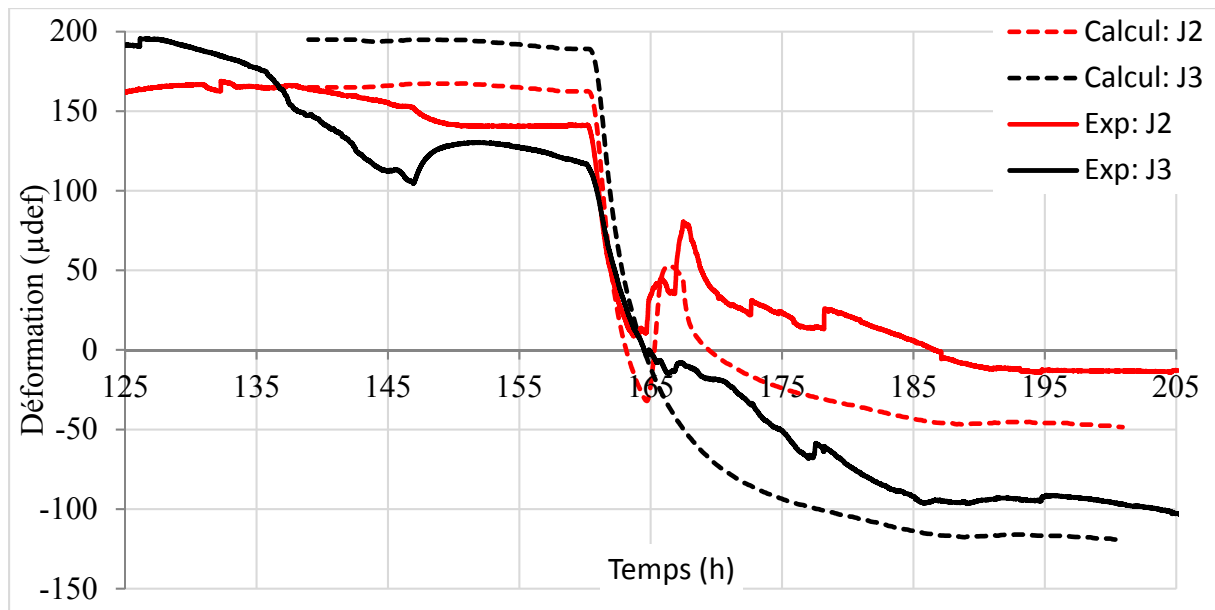


Figure VII. 30 : Comparaison des évolutions des déformations J2, J3 calculées avec interface fissurée et mesurées lors du second cycle sur bicouche partiellement saturé.

CONCLUSION

Ce chapitre, composé de trois parties principales, présente l'étude de problèmes se rapprochant davantage d'une situation de gel sur chaussées.

A partir d'un modèle analytique simple de poutre élastique collée à sa base et subissant une déformation de gonflement, la première partie montre que des efforts d'arrachement se développent aux extrémités de la poutre, susceptibles de la décoller de son support. Des essais et modèles plus réalistes, s'appuyant sur ce résultat, sont ensuite mis en œuvre pour tenter d'expliquer le mécanisme de formation de nids de poule en conditions hivernales.

Dans la deuxième partie, nous investiguons en particulier l'effet d'un front de gel se propageant verticalement dans une plaque d'EB homogène et saturée. Cette situation est testée en laboratoire à partir d'un essai à déformation libre qui permet d'affiner le calage du modèle développé, par prise en compte notamment d'une cinétique particulière de front de gel et d'un gradient de saturation dans la plaque. La simulation par le modèle calé de ce type d'essai, mais à déformation empêchée, confirme le développement d'efforts d'arrachement lié au gel.

Dans la continuité, la troisième partie s'intéresse à l'endommagement d'interface entre deux couches bitumineuses (une seulement étant partiellement saturée) d'une plaque colée à sa base, subissant la propagation d'un front de gel. Un essai est réalisé en laboratoire et simulé. Les résultats obtenus mettent en évidence une rupture d'interface après un seul cycle de gel/dégel. Transposé au cas d'une chaussée, ce délaminage brutal entre couches d'EB semble pouvoir être à l'origine d'un mécanisme de formation de nids poule, se développant ensuite sous l'effet des charges de trafic.

Conclusion générale

Ce mémoire porte sur l'étude du comportement au gel/dégel des enrobés bitumineux partiellement saturés en eau en lien avec les dégradations hivernales de type nids de poule observées relativement récemment, à plusieurs reprises, sur chaussées bitumineuses.

Une première campagne d'essais de laboratoire (CTFS et TSRST) conduit aux résultats suivants :

- apparition de déformations de gonflement (CTFS) pouvant aller jusqu'à plusieurs centaines de micro déformations, en fonction de la porosité et du degré de saturation du matériau
- génération duale de sauts de contraintes en compression dans l'essai TSRST de l'ordre de 1,4 MPa
- les températures de changement de phase liquide/solide (gel) sont significativement inférieures à 0°C (surfusion) et non entièrement intrinsèques au matériau
- en revanche le changement de phase inverse (dégel) s'opère bien au passage d'une température de 0°C

Des essais de dégel d'éprouvette visualisés par IRM permettent de suivre l'évolution de la forme du front de dégel au cœur du matériau et de mesurer sa vitesse.

Une campagne expérimentale complémentaire effectuée à partir d'essais de module complexe (MC) permet d'étudier l'effet de la répétition de cycles gel/dégel sur l'endommagement même du matériau. Celui-ci est mis en évidence à travers :

- une diminution de rigidité pour les EB partiellement saturés en fonction du nombre de cycles de gel/dégel préalable à l'essai MC
- une augmentation de la teneur en eau après saturation mesurée avant et après conditionnement par voie humide
- un effet bénéfique de la chaux hydratée sur ces tendances pour une teneur optimale de 1,25% (pour la formulation testée)

Sur la base du modèle de Huet et des essais CTFS et TSRST, une loi de comportement générique pour EB partiellement saturés et soumis au gel est proposée. Celle-ci rend compte des phénomènes suivants :

- viscoélasticité à température variable des EB sur la base du concept de temps équivalent
- dilatation/contraction thermique
- déformation de gonflement liée au changement de phase liquide/solide de l'eau interstitielle

In fine, le calage du modèle peut être effectué à partir des campagnes usuelles d'essais de module complexe pour la partie thermo-viscoélastique et des essais CTFS réalisés successivement en conditions sèche et saturée sur une même éprouvette pour la partie déformation de gonflement.

Celle-ci est implémentée dans un code aux éléments finis (sous forme d'un script FreeFem++) qui couple l'équation de la chaleur avec changement de phase aux équations mécaniques. Le problème de Stefan est résolu par régularisation de la fonction énergie interne. La modélisation des essais IRM, CTFS et TSRST permet de vérifier la pertinence d'ensemble de l'outil numérique développé et donc de prolonger son utilisation à l'étude de situations représentatives de celles rencontrées sur chaussées.

La réalisation en laboratoire d'essais de propagation de gel 1D sur des barreaux d'EB monocouche et bicouche partiellement saturée et leur modélisation à partir de l'outil numérique développé conduisent aux conclusions suivantes :

- Le sens de courbure du barreau monocouche libre de se déformer s'inverse au cours du refroidissement en raison des déformations de gonflement dues au gel
- Le modèle numérique permet de bien reproduire les déformations mesurées à différentes hauteurs du barreau homogène lors de cet essai à condition de considérer une cinétique de propagation de front plus rapide que la cinétique thermique initialement introduite dans le modèle (effet de surfusion et de rupture d'un état thermodynamique métastable)
- Les déformations mesurées sur le barreau bicouche collé à sa base montrent un changement significatif de forme entre le premier et le second cycle de gel/dégel qui traduisent un endommagement de l'interface entre l'EB saturé au-dessus et sec au-dessous.
- L'interprétation numérique permet d'expliquer cet endommagement de l'éprouvette par l'apparition de contraintes d'arrachement importantes au niveau de l'interface

L'endommagement d'interface observé sur l'essai bicouche est ainsi à même d'expliquer l'initiation de nids de poule sur chaussée et son développement dans les bandes de roulement sous l'effet du trafic.

Perspectives et recommandations pratiques

1. Perspectives à la thèse

La thèse a permis de mettre en évidence l'existence, jusqu'ici très peu étudiée, de déformation de gonflement liée au gel sur les enrobés bitumineux et de modéliser leur impact «à faible nombre de cycles » sur le comportement de structure multicouche.

Cependant, les résultats expérimentaux et numériques obtenus ne constituent qu'une première étape vers la connaissance des phénomènes en jeu qui s'avèrent plus complexes que la modélisation faite ici.

En laissant ici de côté les effets cycliques du gel/dégel, les perspectives naturelles de la thèse portent donc sur l'approfondissement de la physique et de la modélisation liées aux changements de phase de l'eau dans les enrobés et sur la réalisation d'essais permettant de mieux asseoir les recommandations pratiques formulées en toute fin de ce mémoire.

Parmi les investigations scientifiques à approfondir, on suggère d'étudier les aspects suivants :

- la migration d'eau liquide dans les enrobés et les structures de chaussée : Effet de seuil en fonction la porosité, effets des interfaces entre couches,...
- la migration d'eau dans les enrobés en présence d'un front de gel (impact d'un effet de cryosuccion ?)
- la surfusion de l'eau liquide au sein des enrobés : rupture de phase métastable, vitesse de propagation du front de gel...
- l'effet des fondants routiers
- la propagation des fronts de gel et de dégel et leurs effets mécaniques par l'utilisation de l'IRM sur éprouvettes instrumentées
- le comportement mécanique des interfaces (couches d'accrochage) en conditions hivernales
- le suivi de planches routières (instrumentées) permettant de compléter les observations obtenues au laboratoire et afin d'étudier les solutions techniques existantes et futures.

2. Recommandations pratiques vis-à-vis des problèmes de gel des couches de surfaces

A l'issue des observations expérimentales et des analyses utilisant l'outil numérique, on suggère plusieurs recommandations pour prémunir les surfaces des chaussées contre les effets de gel et de dégel dans les régions susceptibles de connaître des conditions hivernales caractérisées par une forte humidité et une alternance de la température autour du zéro Celsius:

- Lors du choix de la couche de roulement :

- Privilégier un enrobé imperméable à faible porosité (< 5%) tout en maintenant les spécifications sur les propriétés de surface.
 - Eviter l'utilisation des enrobés de porosité intermédiaire (entre 5,5 et 9%) qui peuvent piéger l'eau sans traitement particulier
 - Utiliser un additif comme démontré ici avec la chaux hydratée pour améliorer la durabilité des enrobés de surface.
- Lors de la construction :
 - Vérifier la compacité en place, plus particulièrement sur voie lente, sur zones à changement de dévers ou zones présentant une faible pente.
 - Être vigilant vis-à-vis de l'uni des couches support de renforcement : éviter les poches d'eau
- Lors des opérations de réhabilitation des chaussées ou des travaux de maintenance :
 - Détecter et réparer les fissures de type top-down qui favorisent la pénétration de l'eau jusqu'à l'interface des couches
 - Eviter la superposition d'un grand nombre de couches de roulement qui multiplient les interfaces.
 - Soigner le fraisage et prévoir une couche d'accrochage avec un additif préalablement testé en laboratoire selon un protocole à définir sur la base des travaux expérimentaux réalisés ici.

Références

- [1] SETRA, “Guide technique Conception et dimensionnement des structures de chaussées.” SETRA - LCPC, 1994.
- [2] V. Mauduit *et al.*, “Dégradation subite des enrobés bitumineux par période de gel/dégel: Analyse de cas de terrain et recherche exploratoire en laboratoire,” *Bull. Lab. Ponts Chaussées*, no. 279, p. pp–47, 2013.
- [3] Z. Ambassa, F. Allou, C. Petit, and R. M. Eko, “Fatigue life prediction of an asphalt pavement subjected to multiple axle loadings with viscoelastic FEM,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 43, pp. 443–452, Jun. 2013.
- [4] H. Di Benedetto and J.-F. Corté, *Matériaux routiers bitumineux 2 : constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Lavoisier, 2004.
- [5] Q. Xu and L. N. Mohammad, “Modeling Asphalt Pavement Rutting under Accelerated Testing,” *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 9, no. 4, pp. 665–687, Jan. 2008.
- [6] J. Sohm, “Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux,” Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes, 2011.
- [7] Willway, Baldachin, Reeves, Harding, and McHale, *The effects of climate change on highway pavements and how to minimise them: Technical report*. 2008.
- [8] Castaneda Pinzon, “Contribution de methodes non destructives a l’évaluation de l’effet de l’eau sur les enrobes bitumeux,” Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes, 2004.
- [9] R.Gary Hicks, Arry santucci, and T. Aschenbrener, “Introduction and seminar objectives,” in *Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements - a National Seminar: 2003 : San Diego, Calif.*, TRB, 2003, pp. 3–20.
- [10] J. T. Harvey and Q. Lu, “Investigation of Conditions for Moisture Damage in Asphalt Concrete and Appropriate Laboratory Test Methods,” UCPRC-RR-2005-15, 2005.
- [11] S.Caro, E.Masad, A.Bhasin, and D.N.Little, “Moisture susceptibility of asphalt mixtures part 1: Mechanisms,” *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 9, no. 2, pp. 81–98, Apr. 2008.
- [12] K. . Stuart, “Moisture damage in asphalt mixtures - A state-of-the-art report,” US Departement of Transportation, FHWA-RD-90-019, Aug. 1990.
- [13] T. M. Williams and F. P. Miknis, “Use of environmental SEM to study asphalt-water interactions,” *Journal of materials in civil engineering*, pp. 121–124, 1998.
- [14] M. Hun, “Influence de l’eau sur le décollement d’une interface par flexion d’un bicouche de chaussée urbaine,” Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes, 2012.
- [15] SETRA, “L’impact des fondants routiers sur l’environnement. Etat des connaissances et pistes d’actions.” Rapport 2011.
- [16] G. Rouquès, M. E. Leflaive, A. Philippe, M. Boutonet, B. Faure, and L. Caniard, “Gel et dégel des chaussées,” Note technique LCPC, 1975.
- [17] Michel DYSLI, “Etude expérimentale du dégel d’un limon argileux. Application aux chaussées et pergélisols alpins,” Thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2007.
- [18] J.M. Konrad, “Sixteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Frost heave in soils: Concepts and engineering,” Canada, 1993, vol. 31, pp. 223–245.
- [19] SSL Peppin and RW. Style, “The physics of frost heave and ice-lens growth Stephen Peppin.” Oxford Centre for Collaborative Applied Mathematics, University of Oxford, 2012.
- [20] S. Taber, “The Mechanics of Frost Heaving,” *J. Geol.*, vol. 38, no. 4, pp. 303–317, 1930.

- [21] D. Sheng, S. Zhang, Z. Yu, and J. Zhang, “Assessing frost susceptibility of soils using PCHeave,” *Cold Reg. Sci. Technol.*, vol. 95, pp. 27–38, 2013.
- [22] J. M. Konrad and N. R. Morgenstern, “A mechanistic theory of ice lens formation Konrad 1980” *CAN. Geotech. J.*, vol. 17, pp. 473–486, 1980.
- [23] MTQ, “La protection du réseau routier: une priorité,” MTQ Québec, 2007.
- [24] J. Berthier, “Quatre années de recherches sur le gel, bilan, perspectives,” *Bulletin de liaison des Laboratoires Routiers*, p. 1.2-1.12, 1967.
- [25] OECD, “Dégâts hivernaux causés aux chaussées,” Groupe de Recherche C4, Rapport OECD, 1972.
- [26] SETRA, “Catalogue de structures types de chaussées.” SETRA - LCPC, 1971.
- [27] SETRA, “Catalogue de structures types de chaussées neuves.” SETRA - LCPC, 1977.
- [28] G. Doré and D. Grellet, “Logiciel mécaniste-empirique de conception des chaussées souples i3c. Guide de l'utilisateur.” Université Laval, 2015.
- [29] S. Saarelainen, “Modelling of frost heaving and frost penetration in soils at some observation sites in Finland. The SSR model,” Tampere University of Technology, 1992.
- [30] R. Sauterey, D. Irastorza Barbet, A. Depertrini, M. F. Ossola, and M. Boulet, *Les enrobés bitumineux - Tome 1*. USIRF, 2001.
- [31] T. W. Kennedy and J. N. Anagnos, “Moisture effects on asphalt mixtures,” Center for Transportation Research, The university of Texas at Austin, 253–7, 1984.
- [32] A. Rahman, C. Ai, C. Xin, X. Gao, and Y. Lu, “State-of-the-art review of interface bond testing devices for pavement layers: toward the standardization procedure,” *J. Adhes. Sci. Technol.*, vol. 31, no. 2, pp. 109–126, 2017.
- [33] F. Canestrari *et al.*, “Mechanical Testing of Interlayer Bonding in Asphalt Pavements,” in *Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials*, Springer, Dordrecht, 2013, pp. 303–360.
- [34] B. Birgisson, A. Montepara, E. Romeo, R. Roncella, R. Roque, and G. Tebaldi, “An optical strain measurement system for asphalt mixtures,” *Mater. Struct.*, vol. 42, no. 4, pp. 427–441, May 2009.
- [35] W. G. Buttlar *et al.*, “Digital image correlation techniques to investigate strain fields and cracking phenomena in asphalt materials,” *Mater. Struct.*, vol. 47, no. 8, pp. 1373–1390, Aug. 2014.
- [36] R. Ktari, A. Millien, F. Fouchal, I.-O. Pop, and C. Petit, “Pavement interface damage behavior in tension monotonic loading,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 106, pp. 430–442, Mar. 2016.
- [37] T. M. Clark, T. M. Rorrer, and K. K. McGhee, “Trackless Tack Coat Materials: A Laboratory Evaluation for Performance Acceptance,” Virginia Center for Transportation Innovation and Research, Virginia, VCTIR 12-R14, 2012.
- [38] S. Romanoschi and J. Metcalf, “Characterization of Asphalt Concrete Layer Interfaces,” *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, vol. 1778, pp. 132–139, Jan. 2001.
- [39] H. Ozer, I. L. Al-Qadi, H. Wang, and Z. Leng, “Characterisation of interface bonding between hot-mix asphalt overlay and concrete pavements: modelling and in-situ response to accelerated loading,” *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 13, no. 2, pp. 181–196, 2012.
- [40] H. Xiaodi and L. F. Walubita, “Effects of Layer Interfacial Bonding Conditions on the Mechanistic Responses in Asphalt Pavements,” *J. Transp. Eng.*, vol. 137, no. 1, pp. 28–36, Jan. 2011.
- [41] M. Diakhaté, A. Millien, C. Petit, A. Phelipot-Mardelé, and B. Pouteau, “Experimental investigation of tack coat fatigue performance: Towards an improved lifetime

- assessment of pavement structure interfaces,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 25, no. 2, pp. 1123–1133, 2011.
- [42] R. C. West, J. Zhang, and J. Moore, “Evaluation of bond strength between pavement layers,” Auburn University, NCAT Report 05-08, 2005.
- [43] K. Khweir and D. Fordyce, “Influence of layer bonding on the prediction of pavement life,” presented at the Proceedings of the institution of civil engineers transport, 2003, vol. 156.
- [44] A. Chabot, F. Hammoum, and M. Hun, “A 4pt Bending Bond Test Approach to Evaluate Water Effect in a Composite Beam,” *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. Vol. 21, pp. 54–69, Apr. 2017.
- [45] G. A. Sholar, G. C. Page, J. A. Musselman, P. B. Upshaw, and H. L. Moseley, “Preliminary investigation of a test method to evaluate bond strength of bituminous tack coats (with discussion),” in *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Louisiana, 2004, vol. 73, pp. 771–806.
- [46] C. Raab and M. N. Partl, “Interlayer shear performance: Experience with different pavement structures,” presented at the Eurasphalt and eurobitmu congress, Vienne, 2001, vol. 1.
- [47] C. Raab, “Development of a Framework for Standardisation of Interlayer Bond of Asphalt Pavements,” Technical University Darmstadt, Ottawa, Canada, 2010.
- [48] R. P. Lottman, “Moiture mechanism that causes asphalt stripping in asphaltic pavement mixtures,” University of Idaho, Moscow, Final report research project R-47 R-47, 1971.
- [49] P. S. Kandhal, C. W. Lubold, and F. L. Roberts, “Water damage to asphalt overlays: case histories,” National Center for Asphalt Technology Nashville, Tennessee, 1989.
- [50] P. Kandhal and I. Rickards, “Premature failure of asphalt overlays from stripping: Case histories,” *Asph. Paving Technol.*, vol. 70, pp. 301–351, 2001.
- [51] Vulcano- GN, Kerzreho JP, Mauduit V, and Chabot A, “Stripping phenomenon of top layers of thick pavements,” presented at the 11th International Conference on Asphalt Pavements, Nagoya, Japan, 2010.
- [52] J.-F. Corté and P. Garnier, “Rapport de la mission sur les dégâts occasionnés sur le réseau routier national durant l’hiver 2009-2010,” Conseil général de l’environnement et du developpement durable, 007210-01, 2010.
- [53] V. Mauduit, C. Mauduit, N. V. Greullet, and N. Coulon, “Dégradation précoces de couches de roulement à la sortie des hivers,” *Rev. Générale Routes Aérodr.*, no. 858, pp. 67–72, 2007.
- [54] J.-P. Dumas, “Etude de la rupture de métastabilité et du polymorphisme des corps organiques,” Université de Pau et des Pays de l’Adour, 1976.
- [55] M. Akyurt, G. Zaki, and B. Habeebullah, “Freezing phenomena in ice–water systems,” *Energy Convers. Manag.*, vol. 43, no. 14, pp. 1773–1789, Sep. 2002.
- [56] J.-P. Ribeiro, “Etude thermique et dynamique de la cristallisation de l’eau à la rupture de surfusion,” Thèse de Doctorat, 2007.
- [57] G. Fagerlund, “Degré critique de saturation un outil pour l’estimation de la résistance au gel des matériaux de construction,” *Matér. Constr.*, vol. 4, no. 5, pp. 271–285, Sep. 1971.
- [58] J. J. Beaudoin and C. MacInnis, “The mechanism of frost damage in hardened cement paste,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 4, no. 2, pp. 139–147, Mar. 1974.
- [59] K. B. M. Yusof, “The effetes of moiture on the thermal properties of concrete between -80°° and 0°C,” Univerty of Southampton, Institute of cryogenics, 1984.
- [60] T. C. Powers, “A working hypothesis for furthue studies of frost resistance of concrete,” Michigan, USA, 1945.

- [61] T. C. Powers and R. A. Helmuth, "Theory of volume changes in hardened portland-cement paste during freezing," *Highw. Res. Board Proc.*, vol. 32, pp. 285–297, 1953.
- [62] C. H. B. Sperling and R. U. Cooke, "Laboratory simulation of rock weathering by salt crystallization and hydration processes in hot, arid environments," *Earth Surf. Process. Landf.*, vol. 10, no. 6, pp. 541–555, Nov. 1985.
- [63] G. W. Scherer, "Stress from crystallization of salt," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 9, pp. 1613–1624, Sep. 2004.
- [64] J. J. Valenza and G. W. Scherer, "A review of salt scaling: II. Mechanisms," *Cem. Concr. Res.*, vol. 37, no. 7, pp. 1022–1034, Jul. 2007.
- [65] G. G. Litvan, "Phase Transitions of Adsorbates: IV, Mechanism of Frost Action in Hardened Cement Paste," *J. Am. Ceram. Soc.*, vol. 55, no. 1, pp. 38–42, Jan. 1972.
- [66] D. H. Everett, "The thermodynamics of frost damage to porous solids," *Trans. Faraday Soc.*, vol. 57, pp. 1541–1551, 1961.
- [67] R. D. Miller, "Freezing and heaving of saturated and unsaturated soils," in *Highway Research Record*, 1972.
- [68] S. Lamothe, "Endommagement d'un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau ou en saumure soumis à des sollicitations cycliques de gel-dégel et mécaniques," ETS Québec - ENTPE, 2014.
- [69] J. P. Bedecarrats, "Etude des transformations des matériaux à changements de phases encapsules destinés au stockage du froid," Université de Pau et des Pays de l'Adour, Laboratoire de thermodynamique et énergétique, 1993.
- [70] C. Mauduit, F. Hammoum, J.-M. Piau, V. Mauduit, S. Ludwig, and D. Hamon, "Quantifying expansion effects induced by Freeze-Thaw cycles in partially water saturated bituminous mix: Laboratory Experiments," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 11, no. sup1, pp. 443–457, 2010.
- [71] S. Lamothe, D. Perraton, and H. Di Benedetto, "Contraction and expansion of partially saturated hot mix asphalt samples exposed to freeze-thaw cycles," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 16, no. 2, pp. 277–299, 2015.
- [72] C. Mauduit *et al.*, "Experimental investigation of frost/thaw effects on bituminous mixes under wet conditions," in *Asphalt Pavements*, 0 vols., CRC Press, 2014, pp. 139–146.
- [73] M. C. Teguedi, E. Toussaint, B. Blaysat, S. Moreira, S. Liandrat, and M. Grédiac, "Towards the local expansion and contraction measurement of asphalt exposed to freeze-thaw cycles," *Constr. Build. Mater.*, vol. 154, no. Supplement C, pp. 438–450, Nov. 2017.
- [74] H. Xu, W. Guo, and Y. Tan, "Internal structure evolution of asphalt mixtures during freeze-thaw cycles," *Mater. Des.*, vol. 86, pp. 436–446, 2015.
- [75] H. Xu, W. Guo, and Y. Tan, "Permeability of asphalt mixtures exposed to freeze-thaw cycles," *Cold Reg. Sci. Technol.*, vol. 123, pp. 99–106, Mar. 2016.
- [76] P. Pan, S. Wu, X. Hu, P. Wang, and Q. Liu, "Effect of freezing-thawing and ageing on thermal characteristics and mechanical properties of conductive asphalt concrete," *Constr. Build. Mater.*, vol. 140, pp. 239–247, Jun. 2017.
- [77] E. Özgan and S. Serin, "Investigation of certain engineering characteristics of asphalt concrete exposed to freeze-thaw cycles," *Cold Reg. Sci. Technol.*, vol. 85, pp. 131–136, 2013.
- [78] G. Barlas, "Material Characteristics of Hot Mix Asphalt and Binder Using Freeze-Thaw conditioning," University of New Mexico, 2014.
- [79] M. R. Islam and R. A. Tarefder, "Effects of Large Freeze-Thaw Cycles on stiffness and tensile strength of AC," *Journam Cold Reg. Eng.*, 2016.

- [80] W. Si, B. Ma, N. Li, J. Ren, and H. Wang, "Reliability-based assessment of deteriorating performance to asphalt pavement under freeze–thaw cycles in cold regions," *Constr. Build. Mater.*, vol. 68, pp. 572–579, 2014.
- [81] Caltrans, "Open graded friction course usage guide." California Department of Transportation, Feb-2006.
- [82] T. V. Scholz and S. Rajendran, "Investigating Premature Pavement Failure Due to Moisture," Jul. 2009.
- [83] B. M. Kiggundu and F. L. Roberts, "Stripping in HMA Mixtures: State-of-the-art and critical review of test methods," National Center for Asphalt Technology, NCAT Report No. 88-2, 1988.
- [84] B. V. Kok and M. Yilmaz, "The effects of using lime and styrene–butadiene–styrene on moisture sensitivity resistance of hot mix asphalt," *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 5, pp. 1999–2006, 2009.
- [85] D. G. Tunncliff and R. E. Root, "Use of Antistripping Additives in Asphaltic Concrete Mixtures: Field Evaluation," Transportation Research Board, NCHRP Report No.373, 1995.
- [86] G. H. Hicks, "Moisture damage in asphalt concrete.," Transportation Research Board, Washington DC, Synthesis of Highway Practice NCHRP 175, 1991.
- [87] D. Christensen, D. Morian, and W. Wang, "Cost Benefit Analysis of Anti-Strip Additives in HMA with various aggregates," Pennsylvania, FHWA-PA-2015-004-110204, 2015.
- [88] R. L. Terrel and S. Al-Swailmi, "The role of pessimum voids concept in understanding moisture damage to asphalt concrete mixtures," *Transp. Res. Rec.*, no. 1386, 1993.
- [89] P.T. Callaghan, "Principles of nuclear magnetic resonance microscopy. By P. T: Callaghan, Oxford Science Publications, Corby 1991, E 60.00, 492 pp., hardcover, ISBN 0-19-853944-4," *Oxf. Sci. Publ.*, 1991.
- [90] U. Müller, R. Bammer, E. Halmschlager, R. Stollberger, and R. Wimmer, "Detection of fungal wood decay using magnetic resonance imaging," *Eur. J. Wood Wood Prod.*, vol. 59, no. 3, pp. 190–194, 2001.
- [91] S. N. Sarkar, E. W. Wooten, and R. A. Komoroski, "NMR imaging of water in model porous materials," *Appl. Spectrosc.*, vol. 45, no. 4, pp. 619–625, 1991.
- [92] M. Li, D. Xiao, L. Romero-Zerón, F. Marica, B. MacMillan, and B. J. Balcom, "Mapping three-dimensional oil distribution with π -EPI MRI measurements at low magnetic field," *J. Magn. Reson.*, vol. 269, pp. 13–23, Aug. 2016.
- [93] M. H. G. Amin, K. S. Richards, R. J. Chorley, S. J. Gibbs, T. A. Carpenter, and L. D. Hall, "Studies of soil-water transport by MRI," *Magn. Reson. Imaging*, vol. 14, no. 7, pp. 879–882, Jan. 1996.
- [94] P. J. Prado, B. J. Balcom, S. D. Beyea, T. W. Bremner, R. L. Armstrong, and P. E. Grattan-Bellew, "Concrete Freeze/Thaw as Studied by Magnetic Resonance Imaging," *Cem. Concr. Res.*, vol. 28, no. 2, pp. 261–270, Feb. 1998.
- [95] J. J. Young, P. Szomolanyi, T. W. Bremner, and B. J. Balcom, "Magnetic resonance imaging of crack formation in hydrated cement paste materials," *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, no. 8, pp. 1459–1466, Aug. 2004.
- [96] F. P. Miknis and D. A. Netzel, "Use of Nuclear Magnetic Resonance Imaging to Study Asphalt," *Prepr. Pap.-Am. Chem. Soc. Div. FUEL Chem.*, vol. 41, pp. 1327–1331, 1996.
- [97] F. P. Miknis, A. T. Pauli, A. Beemer, and B. Wilde, "Use of NMR imaging to measure interfacial properties of asphalts," *Fuel*, vol. 84, no. 9, pp. 1041–1051, Jun. 2005.
- [98] Z. Yang and G. J. Hirasaki, "NMR measurement of bitumen at different temperatures," *J. Magn. Reson.*, vol. 192, no. 2, pp. 280–293, Jun. 2008.

- [99] I. Menapace, E. Masad, G. Papavassiliou, and E. Kassem, "Evaluation of ageing in asphalt cores using low-field nuclear magnetic resonance," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 17, no. 10, pp. 847–860, Nov. 2016.
- [100] F. P. Miknis, A. T. Pauli, L. C. Michon, and D. A. Netzel, "NMR imaging studies of asphaltene precipitation in asphalts," *Fuel*, vol. 77, no. 5, pp. 399–405, Apr. 1998.
- [101] Ph.Coussot, "Imagerie par résonance magnétique appliquée aux matériaux du génie civil," *Rev. Inst. Français Pétrole*, vol. 53, no. 4, Juillet - Aout 1998.
- [102] Stéphane Rhodts, "Nuclear Magnetic Resonance in Material Science." Cours Masters ENPC, 2017.
- [103] L. ZIYANI, "Study of the physico-chemical phenomena occurring at the bitumen emulsion/mineral substrate interface - Application to the formulation of bitumen emulsion cold mixtures," Theses, Université Nantes Angers Le Mans, 2013.
- [104] Eula, "Hydrated Lime: A proven additive for durable asphalt pavements. Critical Literature Review," Report to the European Lime Association/ Asphalt Task Force, 2010.
- [105] D. N. Little, J. A. Epps, and P. E. Sebaaly, "The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt," Prepared for National Lime Association, 2006.
- [106] NLA, "How to add hydrated lime to asphalt. An overview of current methods." National Lime Association, Sep-2003.
- [107] P. Hao and Y. Hachiya, "Moisture susceptibility of asphalt mixture and effectiveness of anti-stripping additive," *J. Materials, Conc. Struc. Pavement, JSCE*, vol. 61, no. 746, pp. 265–273, 2003.
- [108] I. L. Al-Qadi, I. M. Abuawad, H. Dhasmana, and J. S. Trepanier, "Effects of Various Asphalt Binder Additives/Modifiers on Moisture-Susceptible Asphaltic Mixtures," University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois Center for Transportation, FHWA-ICT-14-004, 2014.
- [109] Huang Shin-Che, Robertson Raymond E., Branthaver Jan F., and Claine Petersen J., "Impact of Lime Modification of Asphalt and Freeze–Thaw Cycling on the Asphalt–Aggregate Interaction and Moisture Resistance to Moisture Damage," *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 17, no. 6, pp. 711–718, Dec. 2005.
- [110] A. Dony, J. Colin, C. Tougard, and D. Lesueur, "Résistance aux dégâts hivernaux des enrobés bitumineux contenant de la chaux hydratée," *RGRA*, no. 899, 2012.
- [111] M. W. Witzak and J. Bari, "Development of a master curve (E*) database for lime modified asphaltic mixtures," Arizona State University Research Project, 2004.
- [112] P. E. Sebaaly, E. Y. Hajj, T. Sathanathan, and S. Shivakolunthar, "A comprehensive evaluation of moisture damage of asphalt concrete mixtures," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 18, no. 2, pp. 169–182, 2015.
- [113] A. A. Tayebali and A. V. Shidhore, "Use of Lime as Antistrip Additive for Mitigating Moisture Susceptibility of Asphalt Mixes Containing Baghouse Fines," North Carolina State University, Raleigh, FHWA/NC/2005-13, 2005.
- [114] P. E. Sebaaly, E. Hitti, and D. Weitzel, "Effectiveness of Lime in Hot-Mix Asphalt Pavements," *J. Transp. Res. Board*, no. 1832, 2003.
- [115] C. V. Phan *et al.*, "Complex modulus and fatigue resistance of bituminous mixtures containing hydrated lime," *Constr. Build. Mater.*, vol. 139, no. Supplement C, pp. 24–33, May 2017.
- [116] D. Lesueur, M. L. Blazquez, D. A. Garcia, and A. R. Rubio, "On the impact of the filler on the complex modulus of asphalt mixtures," *Road Mater. Pavement Des.*, Feb. 2017.
- [117] M. Evans, R. Marchildon, and S. Hesp, "Effects of Physical Hardening on Stress Relaxation in Asphalt Cements: Implications for Pavement Performance," *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, vol. 2207, pp. 34–42, Dec. 2011.

- [118] J. Judycki, “Influence of low-temperature physical hardening on stiffness and tensile strength of asphalt concrete and stone mastic asphalt,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 61, no. Supplement C, pp. 191–199, Jun. 2014.
- [119] C.Huet, “Etude par méthode d’impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés,” Université de Paris, 1963.
- [120] E. Chailleux, *Viscoanalyse: Note d’utilisation de l’application locigielle Viscoanalyse*. IFSTTAR, 2007.
- [121] F HECHT, “New Developments In FreeFem,” *J.Numer.Math.*, vol. 20, no. 3–4, pp. 251–265, 2012.
- [122] J. Ahrens, B. Geveci, and C. Law, “ParaView: An End-User Tool for Large-Data Visualization,” in *Visualization Handbook*, C. D. Hansen and C. R. Johnson, Eds. Burlington: Butterworth-Heinemann, 2005, pp. 717–731.
- [123] A. Visintin, “Introduction to Stefan-type problems,” *Handb. Differ. Equ. Evol. Equ.*, vol. 4, pp. 377–484, 2008.
- [124] J. F. Ciavaldini, “Analyse numerique d’un problème de Stefan à deux phases par une méthode d’élément finis,” *SIAM J. Numer. Anal.*, vol. 12, no. 3, pp. 464–487, Jun. 1975.
- [125] M. Fremond, H. Ghidouche, and N. Point, “Freezing of a porous medium with water supply coupled Stefan problem,” *J. Math. Anal. Appl.*, vol. 108, no. 2, pp. 371–402, Jun. 1985.
- [126] J. Aguirre-Puente and M. Frémond, “Frost propagation in wet porous media,” in *Applications of Methods of Functional Analysis to Problems in Mechanics*, P. Germain and B. Nayroles, Eds. Springer Berlin Heidelberg, 1976, pp. 137–147.

Thèse de Doctorat

Van Thang VU

Etude expérimentale et numérique du comportement au gel et au dégel
des enrobés bitumineux partiellement saturés

Experimental and numerical study of the behavior in freezing and in
thawing conditions of partially saturated bituminous mixes

Résumé

L'apparition massive de nids de poule sur chaussées bitumineuses a été observée en cours d'hiver sur de très courtes périodes de temps, caractérisées par l'alternance entre températures positives et fortement négatives accompagnée de précipitations pluvieuses. Ceci a conduit à rechercher un mécanisme spécifique de dégradation de couches d'enrobés bitumineux (EB) lié au comportement au gel des EB partiellement saturés en eau. Celui-ci a été étudié en laboratoire à partir d'essais à déformation libre ou empêchée, avec ajout de chaux pour certaines formules d'EB. Ces essais ont montré l'apparition de déformations de gonflement ou contraintes importantes induites lors du gel de l'eau interstitielle. D'autres essais utilisant l'IRM ont permis de visualiser le phénomène au sein du matériau. Sur la base de ces essais, nous proposons une loi de comportement thermo-viscoélastique avec changement de phase pour EB. Un programme aux éléments finis a été développé (FreeFem++) pour intégrer cette loi dans le calcul de structures ; ce code couple les équations mécaniques et de diffusion de la chaleur prenant également en compte le changement de phase à travers la chaleur latente de solidification de l'eau interstitielle. Après validation du logiciel, celui-ci a été appliqué au calcul de structures bitumineuses bicouches représentatives des couches supérieures d'une chaussée. Les résultats mettent alors en évidence l'apparition de contraintes d'arrachement élevées à l'interface entre couches générées par le gel, susceptibles d'expliquer la formation de nids de poule. Un essai de laboratoire sur bicouche a confirmé la fragilisation de l'interface induite dès le premier cycle de gel.

Mots clés

Enrobé bitumineux partiellement saturé, gel/dégel, essai de gonflement libre, essai de gonflement empêché, thermo-viscoélasticité, déformation de gonflement, problème de Stefan, méthode des éléments finis, couplage thermique/mécanique, nids de poule.

Abstract

Massive development of potholes occurring in bituminous pavements was observed during winters over short time laps characterized by temperature alternating between positive and highly negative values along with rainfalls. This led us to seek for a specific mechanism of degradation of asphalt concrete (AC) layers, related to the behavior of partially saturated AC subjected to freeze. Two types of laboratory tests were performed under traction free and restrained strain conditions to study the behavior of AC within this context, incorporating lime additive in some mix design formulations. These tests showed the development of large swelling strains or stresses induced by the phase change of pore water into ice. Additional tests using MRI allowed us to visualize this phenomenon from inside the material specimens. Based on these tests, we developed a thermo-viscoelastic constitutive law including phase change for partially saturated AC. A Finite Element (FE) program was implemented (FreeFem++) to introduce the developed law in structural calculations; this FE code handles the coupling between mechanics and the heat equation, also taking into account the phase change through the latent heat of crystallization of pore water. After validating the software, this numerical tool was utilized to compute the response of bilayer bituminous structures representative of the upper layers of a pavement. The results obtained show the development of high frost-induced pull-out stresses located at the interface between the layers, likely to explain the formation of potholes. A test carried out on a bilayer sample confirmed the weakening of the interface right after the first frost cycle.

Key Words

Partially saturated asphalt concrete, freeze/thaw, swelling strain test, restrained swelling strain test, thermo-viscoelasticity, swelling strain, Stefan problem, finite element method, thermal/mechanical coupling, and potholes.