

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

M.Ing.

PAR
BENOÎT CHARVET

DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSÉES FLEXIBLES À MONTRÉAL
VIS-À-VIS DE LA FISSURATION PAR RETRAIT THERMIQUE

MONTRÉAL, LE 2 DÉCEMBRE 2003

© droits réservés de Benoît Charvet

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Gabriel Assaf, directeur de mémoire
Département de génie de la construction de l'École de technologie supérieure

M. Dominique Bauer, président du jury
Département de génie de la construction de l'École de technologie supérieure

M. Pierre-Paul Légaré, ing.
Service des Infrastructures et de l'Environnement de la Ville de Montréal

IL A FAIT L'OBJET D'UNE PRÉSENTATION DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 26 NOVEMBRE 2003

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

DIMENSIONNEMENT DE CHAUSSÉES FLEXIBLES À MONTRÉAL VIS-À-VIS DE LA FISSURATION PAR RETRAIT THERMIQUE

Benoît Charvet

SOMMAIRE

Les chaussées flexibles de la Ville de Montréal présentent de nombreux défauts dont la fissuration transversale. La principale cause de ce défaut est le retrait thermique occasionné par les importantes chutes de température durant l'hiver. Ceci est particulièrement vrai pour les chaussées résidentielles à faible trafic pour lesquelles le service des Infrastructures et de l'Environnement de la Ville de Montréal souhaite connaître le dimensionnement optimal sur fondation non stabilisée.

De nombreux modèles prédisent l'espacement des fissures dans le temps et un résumé des principaux modèles est présenté dans la revue de littérature. Par la suite, deux de ces modèles sont retenus : le modèle empirique de Haas et le modèle mécaniste de Timm. Afin de pouvoir les appliquer, les caractéristiques de l'enrobé bitumeux, du bitume et de l'environnement sont recueillies, estimées ou mesurées par des essais sur des tronçons de la Ville âgés de 6 à 8 ans. Le coefficient de dilatation thermique, le module élastique et la résistance en traction des enrobés EB-10 et EB-20 (avec un bitume PG 58 -28) ont ainsi pu être mesurés par des essais de dilatation thermique, de traction directe et de retrait empêché.

Les modèles de Timm et de Haas ont ensuite pu être appliqués à la fois pour les données de la Ville de Montréal mais aussi pour les données du programme de suivi à long terme du comportement des chaussées C-SHRP. Le modèle de Haas donne des résultats moyens avec des espacements globalement similaires pour toutes les chaussées. Il permet toutefois de bien distinguer celles qui devraient avoir un espacement inférieur à 15-20 m. Le modèle de Timm permet en plus de comprendre l'influence de la fondation qui empêche l'enrobé de se contracter en offrant un frottement plus ou moins important. Ce dernier modèle pourrait être appliqué avec le logiciel de différences finies FLAC de façon à réaliser une simulation complète réunissant toutes les propriétés, du sol support au revêtement.

Ces résultats, associés à l'observation visuelle du comportement des tronçons font ressortir que l'épaisseur d'enrobés pourrait être moins déterminante et que le dimensionnement actuel des fondations n'est pas assez important pour offrir une protection adéquate contre le gel. Les fondations gelées, à plus forte raison en présence d'humidité, offrent un support propice au développement des fissures thermiques et doivent être mieux prises en compte dans les méthodes de dimensionnement et dans l'élaboration d'un modèle qui conviendrait mieux au service des Infrastructures et de l'Environnement.

THICKNESS DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS TO REDUCE THERMAL CRACKING

Benoît Charvet

ABSTRACT

Thermal cracking of Asphalt Concrete (AC) pavements is a severe problem in Canada. It results in transverse cracks that reduce comfort and consequently the service life of pavements. This study is a contribution towards the understanding of the variables that cause thermal cracking at the City of Montreal. The main cause of this distress is the thermal shrinkage resulting from the significant temperature changes during winter. This is particularly true for the residential AC pavements with granular bases and low traffic, which the Montreal Infrastructure department wishes to further investigate.

Many models have been developed to predict the spacing between transverse cracks on AC pavements. A synthesis of the main models is performed and two models are retained: the Haas empirical model and the Timm mechanistic model. These models require characteristics of the AC mixture, the bitumen and the environment. This data is gathered and/or measured by tests on 6 to 8 year-old residential city sections. Thermal contraction coefficients, secant elastic moduli and tensile strengths are obtained with thermal contraction tests, direct tensile tests and thermal stress restrained specimen tests on AC mixes EB-10 and EB-20 (with a bitumen PG 58 -28).

The models developed by Timm and Haas were then tested with data from the City of Montreal and C-SHRP. The Haas model fits fairly well to distinguish those that should have spacing lower than 15-20 m. Timm's model gives different results. It allows to understand the influence of the base course, which prevents the AC mix from contracting by offering better friction.

These results, combined with the visual observation of the conditions of the study sections emphasize that the thickness of bituminous mix layer could be smaller. Moreover, the current thicknesses of base layers are found to be insufficient to protect from thawing/freezing effects. Frozen bases, particularly with high moisture content, contribute to crack development. They must be better taken into account in the design methods and integrated in thermal crack prediction models.

AVANT-PROPOS

Je désire d'abord remercier mon directeur de recherche, le professeur Gabriel Assaf, pour m'avoir fait confiance et m'avoir suivi tout au long de cette recherche. Je tiens aussi à remercier Monsieur Pierre-Paul Légaré pour sa coopération et sa motivation à appuyer de tels projets innovateurs.

Monsieur John Lescelleur, technicien de l'application technologique et informatique, aura été ma personne ressource pour les essais et je lui exprime pour cela toute ma gratitude.

Enfin, le soutien de Nancy, de ma famille et de mes amis, français et québécois, m'a permis d'achever cette maîtrise sereinement et je leur en suis très reconnaissant.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE	i
ABSTRACT	ii
AVANT-PROPOS.....	iii
TABLE DES MATIÈRES.....	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	vii
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES	xi
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 : REVUE DE LA LITTÉRATURE	3
1.1 La fissuration de retrait thermique et ses facteurs	3
1.1.1 Les différentes formes de fissuration thermique	3
1.2 Les facteurs affectant la fissuration de retrait thermique.....	4
1.3 Les modèles de prédiction	5
1.3.1 Les modèles empiriques	5
1.3.1.1 Le modèle des aéroports canadiens	5
1.3.1.2 Le modèle empirique de l'Alaska.....	8
1.3.1.3 Le modèle de Boutin et Lupien	8
1.3.2 Les modèles mécanistes.....	12
1.3.2.1 Le calcul des contraintes thermiques dans l'enrobé	12
1.3.2.2 Le modèle à l'essai de retrait empêché.....	15
1.3.2.3 Le modèle de Timm.....	21
1.3.2.4 Le modèle SHRP – Thermal Cracking Model.....	25
1.3.2.5 Autres modèles	27
1.4 Conclusion et discussion sur les différents modèles.....	28
1.5 La stabilisation.....	29
1.5.1 Présentation.....	29
1.5.2 Modélisation de chaussée stabilisée	30

CHAPITRE 2 : MODÈLES RETENUS	32
2.1 Le modèle empirique	32
2.1.1 Choix du modèle empirique.....	32
2.1.2 Applicabilité aux données de la Ville de Montréal.....	33
2.1.3 Conclusion	33
2.2 Le modèle mécaniste	34
2.2.1 Choix du modèle mécaniste.....	34
2.2.2 Modèle à une dimension.....	35
2.2.3 Modèle à deux dimensions avec le logiciel FLAC.....	39
2.2.3.1 Généralité.....	39
2.2.3.2 Théorie	41
2.2.4 Obtention et exploitation de résultats par Timm	43
2.2.4.1 Calage du modèle	43
2.2.4.2 Étude paramétrique	43
2.2.5 Applicabilité aux conditions de la Ville de Montréal	47
2.2.6 Conclusion	48
CHAPITRE 3 : CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX	49
3.1 Caractéristique à obtenir	49
3.1.1 Module élastique de l'enrobé.....	50
3.1.2 Module élastique des matériaux de fondation	53
3.1.2.1 Fondation non stabilisée	53
3.1.2.2 Fondation stabilisée	54
3.1.3 La résistance en traction de l'enrobé	56
3.1.4 Masse volumique de l'enrobé	56
3.1.5 Coefficient de Poisson de l'enrobé	56
3.1.6 Coefficient de dilatation thermique de l'enrobé	58
3.2 Le choix des essais.....	58
3.2.1 L'essai de traction directe	59
3.2.2 L'essai de dilatation thermique.....	60
3.2.3 L'essai de retrait empêché	60
3.3 Choix des chaussées d'étude et matériaux d'essais	61
3.4 Acquisition des carottes de la Ville et réalisation des éprouvettes	63
CHAPITRE 4 : RÉALISATIONS DES ESSAIS	65
4.1 L'essai de dilatation thermique.....	65
4.1.1 Stockage des éprouvettes	65
4.1.2 Matériel utilisé	66
4.1.3 Calibrage des appareils de mesure de la température	67
4.1.4 Protocole expérimental	67
4.1.5 Résultats.....	68

4.2	L'essai de retrait empêché	74
4.2.1	Calibrage des extensomètres.....	74
4.2.2	Préparation de l'essai	74
4.2.3	Réalisation de l'essai	77
4.2.4	Résultats.....	77
4.3	L'essai de traction directe	79
CHAPITRE 5 : APPLICATION DES MODÈLES ET ANALYSE DES RÉSULTATS		84
5.1	Les données du programme C-SHRP et de la Ville de Montréal	84
5.1.1	Observations des tronçons du C-SHRP	84
5.1.2	Observations des tronçons de la Ville de Montréal	86
5.2	Application du modèle de Haas	86
5.2.1	Application aux données du C-SHRP.....	86
5.2.2	Interprétation des résultats pour les données du C-SHRP	86
5.2.3	Application aux données de la Ville de Montréal	89
5.2.4	Interprétation des résultats pour les données de la Ville de Montréal	90
5.2.5	Conclusion pour le modèle de Haas	90
5.3	Application du modèle de Timm	91
5.3.1	Application aux données du C-SHRP.....	92
5.3.2	Interprétation des résultats pour les données du C-SHRP	94
5.3.3	Application aux données de la Ville de Montréal	94
5.3.4	Interprétation des résultats pour les données de la Ville de Montréal	96
5.4	Apport des autres modèles	98
5.5	Conclusions générales sur les résultats des modèles et les observations	100
5.5.1	Apport de l'épaisseur d'enrobé.....	100
5.5.2	Apport de la fondation granulaire	100
5.5.3	Apport de la fondation stabilisée	101
CONCLUSION		103
RECOMMANDATIONS		105
ANNEXES		
1 :	Lois de comportement des matériaux granulaires	106
2 :	Modules d'enrobé.....	115
3 :	Températures à Montréal	121
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES		124

LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau I	Liste des facteurs étudiés pour le modèle de Haas et al. (1987)	6
Tableau II	Influence des différents paramètres sur le modèle de Timm	46
Tableau III	Paramètres du modèle Väg 94 pour les variations du module élastique de l'enrobé en fonction de la température.....	51
Tableau IV	Modules d'enrobés des sections du C-SHRP.....	52
Tableau V	Variation de la rigidité des fondations en fonction des saisons selon Väg 94	54
Tableau VI	Modules mesurés par FWD et essai de plaque pour fondations stabilisées	55
Tableau VII	Résistance en traction des enrobés des sections C-SHRP.....	57
Tableau VIII	Résultats du calibrage des appareils de mesure de la température.....	67
Tableau IX	Coefficients de dilatation thermique des tronçons	72
Tableau X	Coefficients de dilatation thermique des tronçons vérifiés	73
Tableau XI	Températures et contraintes de rupture pour l'essai de retrait empêché.	79
Tableau XII	Contraintes et modules élastiques sécants à la rupture pour les essais de traction directe	82
Tableau XIII	Caractéristiques des chaussées du C-SHRP nécessaires au modèle de Haas	87
Tableau XIV	Comparaison des résultats du modèle de Haas et de l'espacement réel pour les données C-SHRP	87
Tableau XV	Comparaison des espacements pour le modèle de Haas et les données du C-SHRP par rapport à la limite de 20 m	88
Tableau XVI	Comparaison des résultats du modèle de Haas et de l'espacement réel pour les données de la Ville de Montréal	89

Tableau XVII	Cohésions et angles de frottements pour le modèle de Timm et les données du C-SHRP.....	92
Tableau XVIII	Résultats de la simulation avec le modèle de Timm pour les chaussées du C-SHRP.....	93
Tableau XIX	Comparaison des espacements pour le modèle de Timm et les données du C-SHRP par rapport à la limite de 20 m	94
Tableau XX	Résultats de la simulation avec le modèle de Timm pour les chaussées de la Ville de Montréal.....	96
Tableau XXI	Prédiction de comportement de chaussées de la Ville de Montréal en fonction de l'épaisseur ($c = 1\ 000\ \text{Pa}$).....	97
Tableau XXII	Prédiction de comportement de chaussées de la Ville de Montréal en fonction de l'épaisseur ($c = 30\ 000\ \text{Pa}$).....	98
Tableau XXIII	Comparaison entre l'épaisseur de fondation granulaire et la cohésion retenue pour le modèle de Timm	101

LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1	Chaussée type de la Ville de Montréal à étudier	2
Figure 2	Courbe d'apparition des fissures (Boutin et Lupien, 1999)	11
Figure 3	Mécanique de rupture par Hills et Brien (1966)	12
Figure 4	Section d'enrobé en deux dimensions.....	13
Figure 5	Contraintes de frottement et de traction dans l'enrobé pour le modèle de Zubeck et al. (1996).....	15
Figure 6	Développement des contraintes thermiques dans l'enrobé (Zubeck et Vinson, 1996).....	17
Figure 7	Non-fissuration : contrainte de frottement insuffisante (Zubeck et Vinson, 1996).....	18
Figure 8	Mécanisme de propagation des fissures (Zubeck et Vinson, 1996)....	20
Figure 9	Contraintes de frottement et de traction dans l'enrobé pour le modèle de Timm (2001).....	21
Figure 10	Mécanisme de propagation des fissures (Timm, 2001)	24
Figure 11	Modélisation de la couche d'enrobé et de la fondation (Timm, 2001)	25
Figure 12	Modélisation de la chaussée avec FLAC	40
Figure 13	Cycle de calcul de FLAC (Itasca, 2001)	41
Figure 14	Procédure de comparaison du modèle de Timm (2001)	44
Figure 15	Critères de l'étude paramétrique de Timm (2001)	45
Figure 16	Exemple de préparation d'éprouvette (non à l'échelle)	64
Figure 17	Stockage des éprouvettes	65
Figure 18	Trois éprouvettes et le silicate de titane dans la chambre d'essai	66
Figure 19	Essai de dilatation thermique (rues Aylwin, Chambly, St Germain) ..	68
Figure 20	Essai de dilatation thermique (8 ^e , 13 ^e et 16 ^e avenue).....	69

Figure 21	Essai de dilatation thermique (rues L. Christin, J. Marchand et McTavish)	69
Figure 22	Coefficients de dilatation thermique (rues Aylwin, Chambly, St Germain)	70
Figure 23	Coefficients de dilatation thermique (8 ^e avenue, 13 ^e avenue, 16 ^e avenue).....	71
Figure 24	Coefficients de dilatation thermique (rues L. Christin, J. Marchand, McTavish)	71
Figure 25	Vérification des coefficients de dilatation thermique de quatre tronçons	73
Figure 26	Mesure de la dilatation thermique des extensomètres.....	75
Figure 27	Collage d'un échantillon	76
Figure 28	Éprouvette et extensomètres	76
Figure 29	Résultats des essais de retrait empêché pour les enrobés EB-10	78
Figure 30	Résultats des essais de retrait empêché pour les enrobés EB-20	78
Figure 31	Résultats des essais de traction sur les échantillons de la rue J. Marchand	80
Figure 32	Résultats des essais de traction sur les échantillons de la rue Aylwin	80
Figure 33	Résultats des essais de traction sur les échantillons de la rue Chambly ..	81
Figure 34	Résultats des essais de traction sur l'échantillon de la 8 ^e avenue	81
Figure 35	Modules élastiques sécants à la rupture pour les essais de traction directe	83
Figure 36	Dimensionnement des chaussées C-SHRP (en mm).....	85
Figure 37	Courbes réunies des essais de retrait empêché et de traction	95
Figure 38	Structure recommandée pour les chaussées à faible trafic de la Ville de Montréal (non à l'échelle)	104

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

α	Coefficient de dilatation thermique, /°C
ε	Déformation, def
η	Viscosité du bitume à 135 °C, cSt
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Masse volumique, kg/m ³
σ	Contrainte normale, Pa
σ_t	Résistance en traction, Pa
τ	Contrainte tangentielle, Pa
ΔT	Différence de température, °C
ϕ	Angle de frottement interne, degré
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACTHICK	Épaisseur de l'enrobé bitumineux, cm
AGE	Âge de l'enrobé bitumineux, année
BBR	Bending Beam Rheometer
c	Cohésion, N/m ²
CBR	California Bearing Ratio
COEFFX	Coefficient de dilatation thermique, 10 ⁻⁵ /°C
C-SHRP	Canadian Strategic Highway Research Program
E	Module d'élasticité de l'enrobé bitumineux, Pa
F	Force de frottement, N
f	Coefficient de frottement
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
FS	Contrainte de rupture pour l'essai de retrait empêché, kPa
FT_0	Température de rupture pour l'essai de retrait empêché, °C
FWD	Falling Weight Deflectometer
g	Accélération de pesanteur, m/s ²

<i>h</i>	Épaisseur de la couche d'enrobé, m
<i>I</i>	Moment d'inertie, m ⁴
ITLT	Indirect Tensile Tests at Low Temperatures
<i>k</i>	Taux d'apparition des fissures transversales, /année
<i>L</i>	Longueur, m
<i>l</i>	Largeur, m
<i>M</i>	Moment fléchissant, N.m
MG	Matériaux granulaires
<i>M_R</i>	Module résilient, Pa
MINTEMP	Température minimum sur site, °C
Mn/ROAD	Minnesota Road Research Project
MR	Matériaux recyclés
MTQ	Ministère des Transports du Québec
<i>N</i>	Force normale du poids, N
<i>n</i>	Nombre de fissures transversales par kilomètre
PEN	Indice de pénétration du bitume à 25 °C
PG	Performance Grade
po.	Pouce
PVN	Pen-Vis Number
<i>R</i> ²	Coefficient de détermination
SHRP	Strategic Highway Research Program
<i>T</i>	Température, °C
<i>t</i>	Temps, année
TCM	Thermal Cracking Model
TRANCRACK	Espacement moyen des fissures transversales, m
<i>X_c</i>	Distance minimale entre deux fissures transversales, m
<i>x</i>	Distance horizontale, m
<i>z</i>	Distance verticale, m

INTRODUCTION

Le service des Infrastructures et de l'Environnement de la Ville de Montréal a en charge la gestion d'une grande partie du réseau routier de l'île. Cette gestion implique la connaissance des différentes dégradations de la chaussée ainsi que des moyens de les corriger. Parmi les dégradations les plus souvent observées, on trouve les fissures transversales dont la fréquence, la profondeur et l'ouverture sont très variables. Ces fissures diminuent directement le confort au roulement, peuvent provoquer des infiltrations d'eau dans la fondation et être à l'origine d'autres fissures.

Leurs causes fréquemment citées dans la littérature sont le retrait thermique, le vieillissement et fragilisation du bitume, la remontée de fissures, la mauvaise exécution d'un joint de construction et la diminution de section du revêtement (Durand et Doré, 1993). C'est toutefois la fissuration de retrait thermique, provoquée par d'importantes différences de température, qui est la plus dommageable et la plus souvent associée aux fissures transversales.

L'un des types de chaussées dont l'administration doit s'occuper est la rue urbaine à faible trafic. Ne subissant que peu les effets du trafic, la principale source de dégradations est celle de la température et du retrait thermique qui en résulte. Sur ce type de chaussées, le service des Infrastructures et de l'Environnement a constaté d'une façon générale moins de fissures lorsque les fondations étaient stabilisées. L'intérêt de l'alternative fondation granulaire ou stabilisée doit donc être évalué pour les routes à faible trafic de la Ville. L'objet de ce travail est de réaliser le dimensionnement d'une chaussée type sur fondation granulaire dont la structure est représentée sur la figure 1.

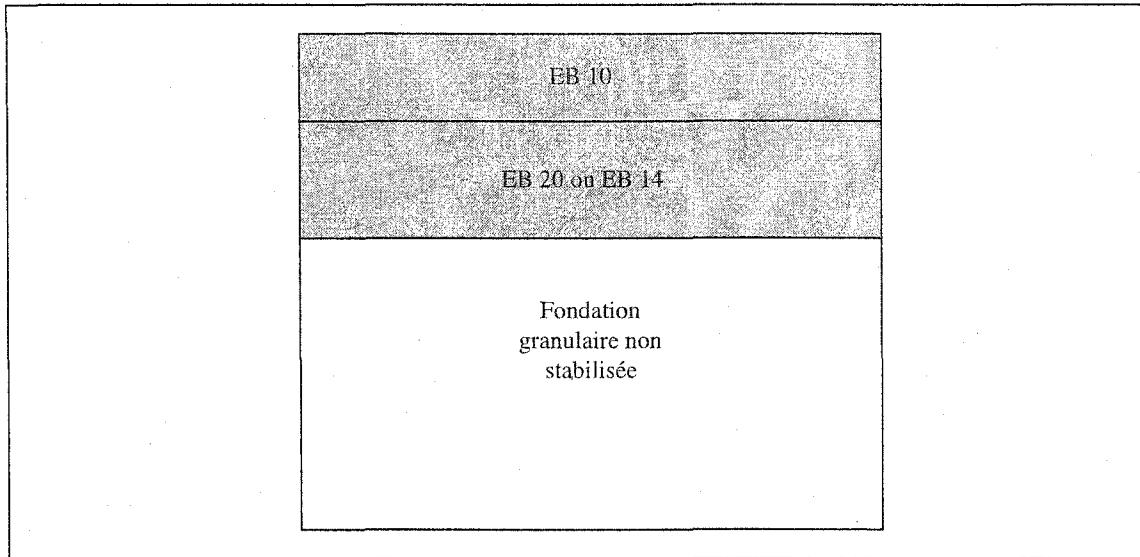


Figure 1 Chaussée type de la Ville de Montréal à étudier

La couche de surface est un enrobé EB-10, la couche de base est un EB-20 ou un EB-14 et la fondation une fondation granulaire non stabilisée. Les bitumes utilisés pour tous les enrobés sont des PG 58 -28, conformément aux recommandations du Ministère des Transports du Québec (MTQ).

Ce rapport va d'abord présenter différents modèles de détérioration et retenir un modèle empirique et un modèle mécaniste qui seront appliqués au cas de la Ville. Les résultats finaux permettront de conclure sur les épaisseurs optimales afin de réduire l'occurrence des fissures transversales à un niveau acceptable.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Cette revue de la littérature présente un résumé des divers modèles mathématiques qui permettent de formuler le lien entre la fissuration par retrait thermique de la chaussée et les propriétés et caractéristiques des matériaux routiers qui la composent. Il s'ensuit une présentation des méthodes de stabilisation puisque ce procédé est considéré comme une des solutions permettant de limiter la fissuration.

1.1 La fissuration de retrait thermique et ses facteurs

1.1.1 Les différentes formes de fissuration thermique

La littérature identifie deux formes de fissuration de retrait thermique : la fissuration particulière à basse température (*single event thermal cracking* ou *low temperature cracking*) et la fatigue thermique (*thermal fatigue*). La première résulte d'une chute brutale de température et l'autre, d'une série de variations répétées de température, souvent au-dessus de la température de rupture. Dans les deux cas, on observe le même mécanisme : des contraintes de traction apparaissent dans la couche d'enrobé lorsque la température descend et la contraction est restreinte par les couches sous-jacentes.

La fissuration à basse température est à ce jour bien documentée tandis que la fatigue thermique reste moins bien expliquée. Jackson et Vinson (1996) affirment aussi que pour des chaussées récentes, les fissures attribuées à la fatigue thermique sont plutôt la conséquence d'une importante chute de température et de désordres dans les matériaux de fondation.

1.2 Les facteurs affectant la fissuration de retrait thermique

Plusieurs auteurs décrivent les facteurs qui influencent le comportement à froid des enrobés (Haas et Phang, 1988; Jung et Vinson, 1994; Boutin et Lupien, 1999). En reprenant la classification de Jung et Vinson (1994), on peut diviser les facteurs en trois grandes catégories : matériaux, environnement et géométrie.

Parmi les matériaux, on trouve principalement :

- Le bitume, qui est toujours considéré comme un facteur dont les caractéristiques (rigidité, viscosité ou pénétration) sont prédominantes pour expliquer la fissuration de retrait thermique. Le modèle du *Strategic Highway Research Programm* (SHRP) et la classification *Performance Grade* (PG) proposent d'ailleurs une première prédiction (Level I) du comportement de l'enrobé en fonction de la température basse du bitume obtenue grâce à l'essai du rhéomètre à flexion de poutre (*Bending Beam Rheometer* : BBR).
- Les granulats, ceux ayant une haute résistance à l'abrasion, peu d'absorption et peu de perte aux cycles gel-dégel donnent en général de bons mélanges.

En ce qui concerne l'environnement, les facteurs importants sont :

- La température extérieure, qui détermine la température de l'enrobé.
- Le taux de refroidissement, plus il est élevé, plus la chaussée va fissurer.
- L'âge de la chaussée, dont l'augmentation a pour conséquence une plus grande rigidité du bitume et donc de la couche d'enrobé.

La géométrie influence la fissuration par :

- La largeur de la chaussée : plus celle-ci est étroite, moins l'espacement entre les fissures est important.
- L'épaisseur de la couche d'enrobé, une couche épaisse étant moins susceptible.
- Le frottement entre l'enrobé et la fondation : sur ce point, les explications divergent mais il est certain qu'il s'agit d'un facteur important.

- Le type de sol support. Sur du sable, la chaussée va plus fissurer que sur un sol cohésif.

1.3 Les modèles de prédiction

Plusieurs modèles ont été décrits dans la littérature pour déterminer à la fois les températures de fissuration, les contraintes thermiques dans les chaussées ou prédire l'espacement des fissures transversales. Parmi ceux-ci, on peut distinguer les modèles empiriques et les modèles mécanistes. Les modèles empiriques sont généralement d'une forme plus simple que les modèles mécanistes mais sont plus difficilement extrapolables à des conditions autres que celles dans lesquelles ils ont été obtenus. Les modèles mécanistes sont eux basés sur une explication physique des phénomènes amenant l'enrobé à fissurer.

1.3.1 Les modèles empiriques

Obtenus à partir de calculs de régression sur des données réelles, les modèles empiriques permettent de déterminer les facteurs qui interviennent le plus dans la fissuration de retrait thermique.

1.3.1.1 Le modèle des aéroports canadiens

Haas, Meyer, Assaf et Lee (1987) ont collecté des données sur 26 pistes d'aéroports canadiens pour déterminer quels facteurs influençaient le plus l'espacement des fissures transversales. Ces facteurs considéraient aussi bien les effets climatiques, les propriétés du liant et de l'enrobé, la conception de la chaussée ou son âge.

Tableau I

Liste des facteurs étudiés pour le modèle de Haas et al. (1987)

description des variables	unités
âge du dernier rechargement	année
âge de la chaussée	année
coefficient de dilatation thermique	mm/m/°C
contrainte de rupture à 0°C	lb/in ²
contrainte de rupture à -17°C	lb/in ²
contrainte de rupture à -34°C	lb/in ²
densité spécifique	ss dimension
épaisseur de la couche d'enrobé	cm
épaisseur de la couche de fondation	cm
épaisseur de la couche de sous-fondation	cm
espacement moyen des fissures transversales	m
espacement moyen des fissures longitudinales	m
étendue des fissures secondaires	échelle 1-5
étendue des patrons de fissures	échelle 1-5
facteur de réduction printanier	%
indice de confort au roulement	échelle 1-10
indice de gel maximum mesuré sur site	°C.jour
largeur de la chaussée	dm
module d'élasticité à 0°C	1000 lb/in ²
module d'élasticité à -17°C	1000 lb/in ²
module d'élasticité à -34°C	1000 lb/in ²
pénétration à 25°C	dm
perte d'élasticité de 0°C à -17°C	1000 lb/in ²
perte d'élasticité de -17°C à -34°C	1000 lb/in ²
perte d'élasticité de 0°C à -17°C à -34°C	1000 lb/in ²
précipitation maximale mesurée sur site	cm/année
pourcentage de bitume	%
PVN	ss dimension
température minimum mesurée sur site	°C
viscosité à 135°C	centistokes
viscosité à 60°C	centistokes

Les essais en laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés sur site. Une fois les données obtenues, des calculs statistiques ont été effectués pour déterminer les corrélations maximales entre les variables et le modèle suivant a été retenu :

$$\begin{aligned} TRANCRACK = & 218 + 1,28 ACTHICK + 2,52 MINTEMP + 30 PVN \\ & - 60 COEFFX \end{aligned} \quad (1.1)$$

$$R^2 = 0,70 \quad (1.2)$$

Avec : $TRANCRACK$ = espacement moyen des fissures transversales (m)

$ACTHICK$ = épaisseur de l'enrobé bitumineux (cm)

$MINTEMP$ = température minimum sur site ($^{\circ}\text{C}$)

PVN = Pen-Vis Number

$COEFFX$ = coefficient de dilatation thermique ($10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)

Le PVN représente la susceptibilité thermique de l'enrobé. Il est défini par l'équation :

$$PVN = -1,5 \cdot \frac{L - \log \eta}{L - M} \quad (1.3)$$

Avec : η = viscosité du bitume à $135\text{ }^{\circ}\text{C}$ en centistokes

$$L = 4,25800 - 0,79674 \log PEN$$

$$M = 3,46289 - 0,61094 \log PEN$$

PEN = indice de pénétration du bitume à $25\text{ }^{\circ}\text{C}$

Un enrobé ayant un PVN de 0 a une très faible susceptibilité thermique tandis qu'à -1,5, elle est très élevée.

1.3.1.2 Le modèle empirique de l'Alaska

Ce modèle empirique a été obtenu à partir des données de 16 chaussées pour prédire l'espacement des fissures transversales en Alaska (Raad, Saboundjian, Sebaaly et Epps, 1998). La relation obtenue est la suivante :

$$\begin{aligned} TRANCRACK = & 994,11 - 127,69 (\text{AGE})^{0,1} + 43,89 \text{ MINTEMP} + 0,5954 (\text{MINTEMP})^2 \\ & - 0,665 FT_0 - 0,0249 FS \end{aligned} \quad (1.4)$$

$$R^2 = 0,853 \quad (1.5)$$

Avec : $TRANCRACK$ = espacement moyen des fissures transversales (m)

AGE = âge de l'enrobé bitumineux (année)

MINTEMP = température minimum sur site ($^{\circ}\text{C}$)

FT_0 = température de rupture pour l'essai de retrait empêché ($^{\circ}\text{C}$)

FS = contrainte de rupture pour l'essai de retrait empêché (kPa)

Les données de l'essai de retrait empêché avec un refroidissement de 9°C / heure sont obtenues pour des enrobés neufs. Ce modèle a été développé après que les auteurs ont constaté l'incapacité des autres modèles à prédire un espacement convenable. Parmi les modèles essayés, on trouve celui de Haas, celui de Zubeck et le modèle Superpave décrits plus loin dans ce chapitre. Il demeure cependant spécifique aux données de l'Alaska.

1.3.1.3 Le modèle de Boutin et Lupien

Boutin et Lupien (1999) ont proposé un modèle basé sur le comportement de sept chaussées du programme C-SHRP. Cinq d'entre elles sont situées à Lamont (Alberta) et deux à Sherbrooke (Québec). Ce modèle considère que la fissuration apparaît lorsque la

température au milieu de la couche d'enrobé descend en dessous de la température critique du rhéomètre à flexion de poutre (BBR). Le rhéomètre à flexion de poutre a été développé lors du programme SHRP et sert à caractériser les liants bitumineux à basse température. La température basse critique dont il est question ici est la température la plus basse à laquelle l'échantillon de bitume conserve à 60 sec une rigidité de 300 MPa et une valeur m de 0,300¹.

La température au milieu de l'enrobé est :

$$T_{0,5h} = -0,3794 + 0,7193 \cdot T_{air97,5\%} + 0,02055 \cdot h \quad (1.6)$$

Avec : $T_{air97,5\%}$ = température minimale de l'air à long terme fiable à 97,5% (°C)

h = épaisseur de la couche d'enrobé (mm)

La température critique de l'essai BBR varie dans le temps. En considérant une baisse de température de 1°C / an, on obtient la relation :

$$T_b(age) = T_{b_0} + age \quad (1.7)$$

Avec : T_b = température critique du bitume obtenue par l'essai BBR (°C)

T_{b_0} = température critique initiale, avant utilisation (°C)

age = âge de l'enrobé (année)

¹ Une charge est appliquée pendant 240 sec et les valeurs de log à 8, 15, 30, 60, 120 et 240 sec sont mises en graphique en fonction du logarithme du temps. Après lissage, on peut déterminer la valeur de la pente m à 60 sec en trouvant la valeur de la dérivée. Cette valeur m quantifie le changement de rigidité du bitume lors de la période de chargement.

Chaque année, si l'écart entre la température de l'enrobé et la température critique est de plus de deux degrés, de nouvelles fissures apparaissent suivant une loi exponentielle du type :

$$n = n_0 + (n_f - n_0)(1 - e^{-kt}) \quad (1.8)$$

Avec : n = nombre de fissures par kilomètre

n_0 = nombre de fissures par kilomètre à $t = 0$, la première fois que l'inégalité est vérifiée

n_f = nombre de fissures par kilomètre à $t = \infty$

k = taux d'apparition des fissures

t = temps depuis que l'inégalité est vérifiée (année)

Dans le cas de cette étude, n_f a été fixé à 667 fissures par kilomètre (1,5 m entre chaque fissure), puis n_0 et k ont été déterminés empiriquement à partir du nombre de fissures au début et à la fin de la vie de chaque chaussée. La courbe de l'équation 1.8 est représentée à la figure 2.

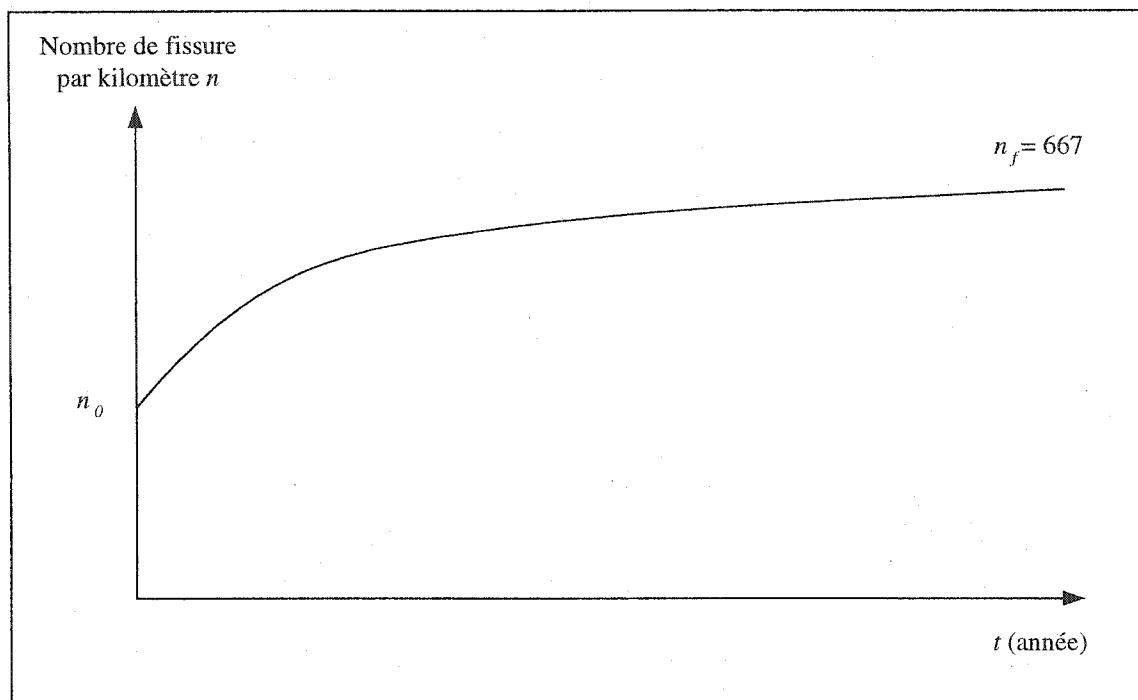


Figure 2 Courbe d'apparition des fissures (Boutin et Lupien, 1999)

Parce que l'équation est du type $1 - e^{-kt}$, la courbe est asymptotique et le nombre de fissure par kilomètre tend vers une valeur maximale qui ne sera jamais dépassée.

Parmi les autres facteurs qui influencent la fissuration thermique, Boutin et Lupien (1999) ont noté les caractéristiques des granulats, l'âge et la largeur de la chaussée, le frottement entre la couche d'enrobé et la fondation ainsi que le type de sol support. Ce dernier facteur a été négligé notamment en raison de l'épaisseur totale importante des structures de chaussées au Québec (entre 0,8 m et 1,2 m).

1.3.2 Les modèles mécanistes

1.3.2.1 Le calcul des contraintes thermiques dans l'enrobé

Hills et Brien (1966) n'ont pas essayé de prédire l'espacement des fissures mais de prévoir quand celles-ci vont apparaître. La théorie avancée est basée sur le fait que la fissuration se produit lorsque la contrainte thermique atteint la résistance en traction de l'enrobé comme indiqué à la figure 3.

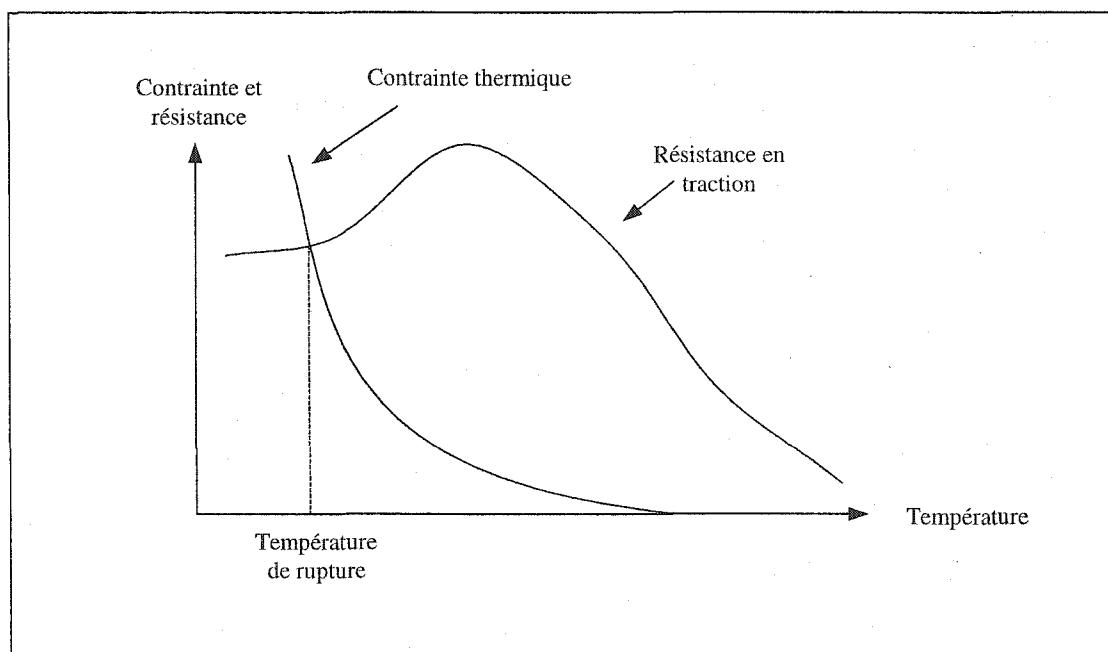


Figure 3 Mécanique de rupture par Hills et Brien (1966)

Pour calculer la contrainte induite dans l'enrobé, Hills et Brien (1966) utilisent les équations d'un matériau élastique isotrope dont la contrainte pour un gradient thermique ΔT peut être exprimée sous la forme :

$$\sigma_x = \frac{1}{1+\nu} E \alpha \Delta T + \frac{\nu}{1+\nu} 3p \quad (1.8)$$

Avec : σ_x = contrainte longitudinale (Pa)

E = module d'élasticité de l'enrobé bitumineux (Pa)

ν = coefficient de Poisson

ΔT = différence de température ($^{\circ}\text{C}$)

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$$

Les conditions aux limites sont différentes suivant qu'on choisit de modéliser la couche d'enrobé sous forme de poutre infinie ou de dalle infinie (figure 4).

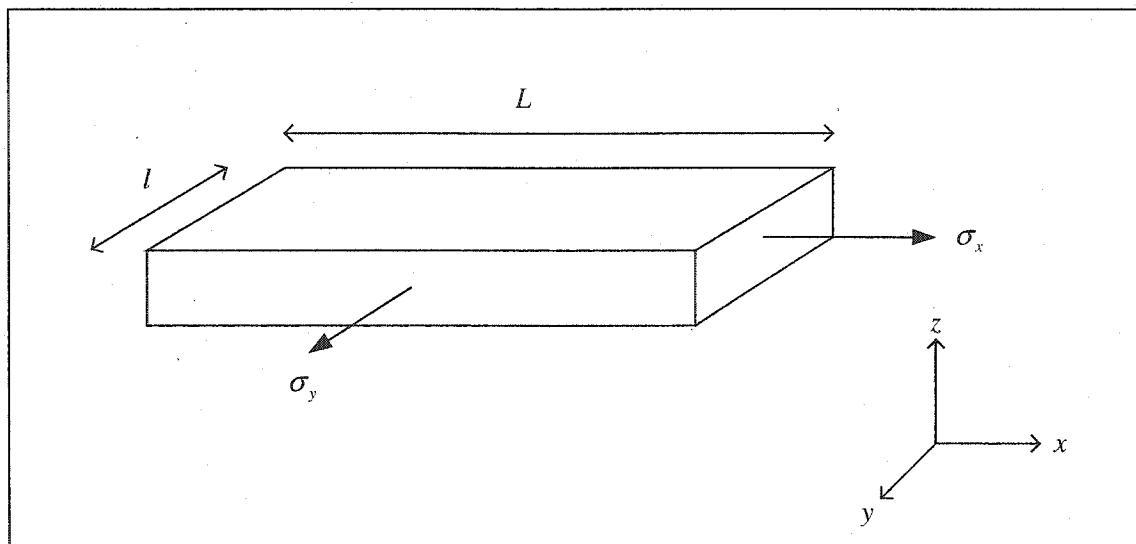


Figure 4 Section d'enrobé en deux dimensions

Pour une poutre infinie, on a :

$$L = \infty \text{ et } l = \text{faible}, \text{ d'où } \varepsilon_x = 0, \sigma_y = \sigma_z = 0 \text{ et } p = \frac{\sigma_x}{3}$$

On obtient alors :

$$\sigma_x = E\alpha\Delta T \quad (1.10)$$

Pour une dalle infinie, on a :

$$L = \infty \text{ et } l = \infty, \text{ d'où } \varepsilon_x = \varepsilon_y = 0, \sigma_z = 0 \text{ et } p = \frac{2\sigma_x}{3}$$

On obtient alors :

$$\sigma_x = \frac{1}{1-\nu} E\alpha\Delta T \quad (1.11)$$

En considérant que le module varie en fonction de la température et du temps, les équations 1.10 et 1.11 deviennent 1.12 et 1.13.

Poutre infinie : $\sigma_x = \alpha \sum_{T_0}^{T_f} E(t, T) \Delta T \quad (1.12)$

Dalle infinie : $\sigma_x = \frac{\alpha}{1-\nu} \sum_{T_0}^{T_f} E(t, T) \Delta T \quad (1.13)$

Ces équations sont toutefois uniquement applicables dans un enrobé pour les conditions suivantes :

- les conditions de chargement sont élastiques et uniaxiales
- les contraintes thermiques sont uniformément distribuées sur toute l'épaisseur du pavage
- le coefficient de dilatation thermique est constant
- l'enrobé est homogène et sans aucune fissure

1.3.2.2 Le modèle à l'essai de retrait empêché

Zubeck et Vinson (1996) affirment que deux conditions doivent être satisfaites pour qu'une chaussée fissure :

- La force de frottement doit être assez importante pour empêcher le mouvement de la couche d'enrobé et la relaxation de la contrainte thermique.
- La contrainte thermique doit atteindre la résistance en traction de l'enrobé.

Les deux forces qui s'équilibrent sont donc la force de frottement due au poids de l'enrobé et la force de traction due au retrait thermique (figure 5).

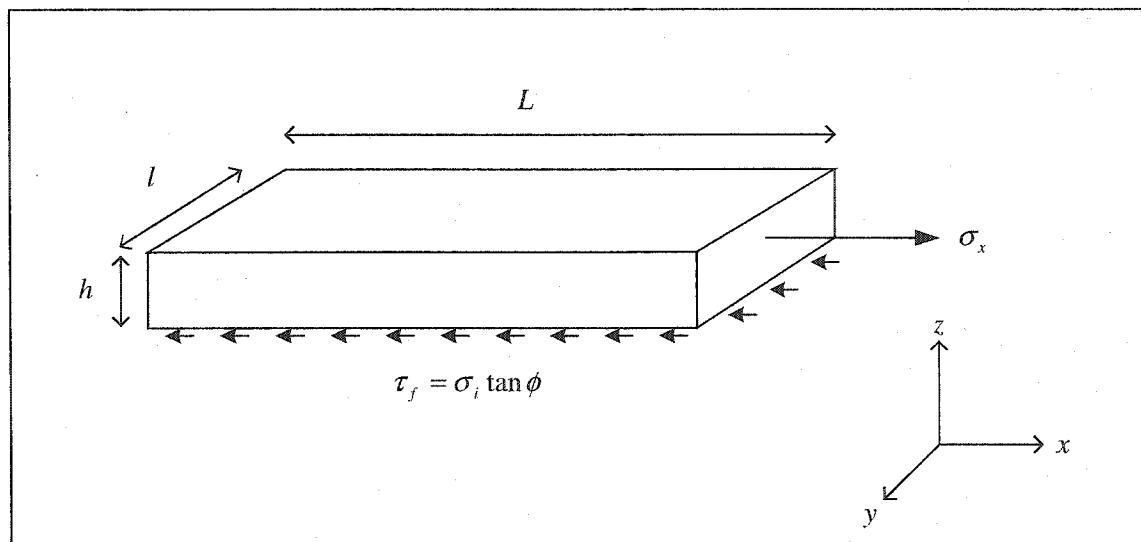


Figure 5 Contraintes de frottement et de traction dans l'enrobé pour le modèle de Zubeck et al. (1996)

Le poids de l'enrobé s'exprime sous la forme :

$$N = \rho \cdot g \cdot x \cdot w \cdot h \quad (1.14)$$

Avec : N = poids du volume de contrôle (N)

ρ = masse volumique du matériau (kg/m^3)

g = pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

x = longueur du volume de contrôle (m)

w = largeur du volume de contrôle (m)

h = hauteur du volume de contrôle (m)

Le poids engendre une contrainte normale :

$$\sigma_i = \frac{N}{x \cdot w} = \rho \cdot g \cdot h \quad (1.15)$$

On peut alors déterminer la force de traction due au retrait thermique, qui est égale à la force de frottement. Pour ce modèle, seul le coefficient de frottement est pris en compte :

$$F = \sigma_i (x \cdot w) \tan \phi \quad (1.16)$$

$$F = \rho g h (x \cdot w) \tan \phi \quad (1.17)$$

Avec : F = force de frottement = force de traction (N)

σ_i = contrainte normale (Pa)

ϕ = angle de frottement interne (degré)

Finalement, la contrainte de retrait thermique est égale à la contrainte longitudinale.

$$\sigma_x = \frac{F}{h \cdot w} = \rho g x \tan \phi \quad (1.18)$$

$$\sigma_{x\max} = \rho g \frac{L}{2} \tan \phi \quad (1.19)$$

La contrainte maximum est prise en $x = L/2$ car Zubeck et Vinson (1996) considèrent que les contraintes sont nulles aux deux extrémités de l'enrobé. Ceci suppose la préexistence de fissures ou de joints de construction (figure 6).

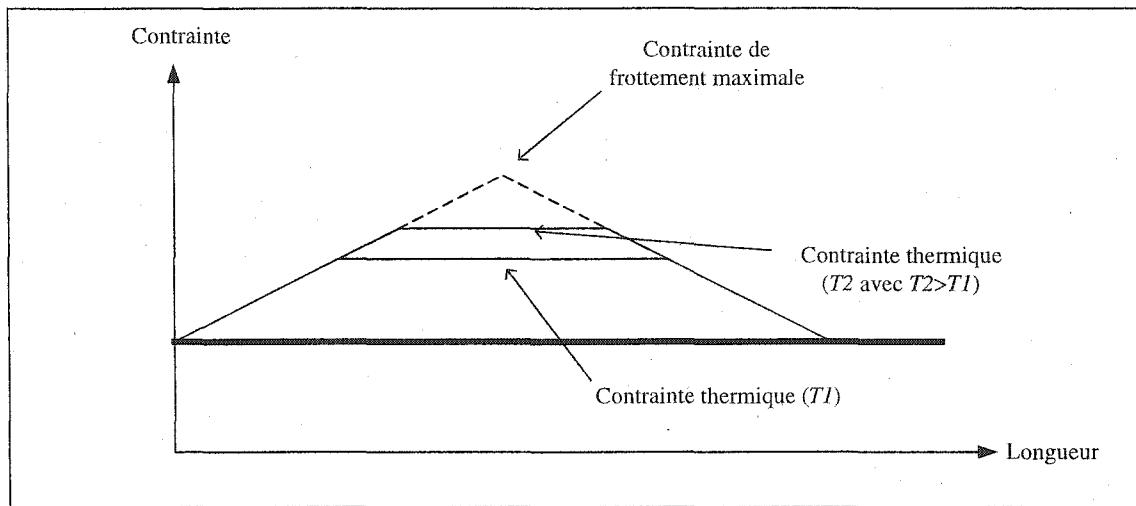


Figure 6 Développement des contraintes thermiques dans l'enrobé
(Zubeck et Vinson, 1996)

La chaussée fissure quand la contrainte de retrait thermique dépasse la résistance en traction de l'enrobé. Zubeck et Vinson (1996) supposent que cette résistance est égale à la contrainte thermique lors de la rupture à l'essai de retrait empêché pour des vitesses de refroidissement variant de 1,5 à 10°C / heure.

Le processus pour appliquer le modèle est donc le suivant : tout d'abord, des essais de retrait empêché sont réalisés sur des enrobés de différents âges (vieillis artificiellement) pour mesurer leur température de rupture et résistance en traction. Lors de la simulation, si la température moyenne dans la couche d'enrobé dépasse la température de rupture, on calcule l'espacement des fissures et la nouvelle distribution des contraintes. On augmente ensuite l'âge d'une année et on recommence la simulation pour la nouvelle température de rupture. On itère le processus jusqu'à la fin de la période d'analyse voulue.

Lorsque la température de rupture n'est pas dépassée, c'est que la contrainte thermique n'atteint pas la résistance en traction de l'enrobé, comme indiqué sur la figure 7.

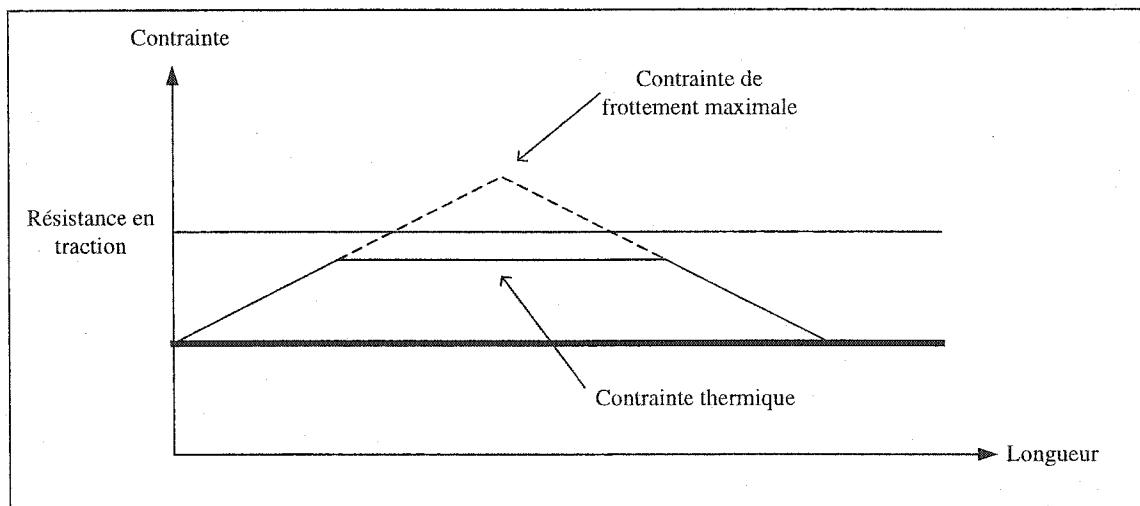


Figure 7 Non-fissuration : contrainte de frottement insuffisante
(Zubeck et Vinson, 1996)

Quand la température de rupture est atteinte, la fissuration se produit à l'endroit où l'enrobé est le plus faible. Zubeck et Vinson (1996) proposent donc de simuler des fissures au centre de chaque zone où la fissuration peut se produire. La longueur des

tronçons est donc divisée en 2 puis en 4, etc... jusqu'à ce que la condition de non-fissuration soit satisfaite partout (figure 8).

Après n fissurations, la condition pour que la contrainte thermique soit inférieure à la résistance en traction de l'enrobé est obtenue à partir de l'équation 1.19 :

$$\sigma_{x\max} = \rho g \frac{L}{2^{n+1}} \tan \phi < \sigma_t \quad (1.20)$$

Avec : ρ = masse volumique (kg/m^3)

g = pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

L = longueur de la chaussée (m)

n = nombre de fissures

σ_T = résistance en traction (N/m^2)

ϕ = angle de frottement interne (degré)

Ce modèle prédit donc l'espacement des fissures en fonction de l'âge de la chaussée, de la température de l'air la plus faible enregistrée et de l'épaisseur d'enrobé (permettant de déterminer la température moyenne dans l'enrobé), du coefficient de frottement revêtement/fondation, de la masse volumique et de la résistance en traction de l'enrobé ainsi que de la longueur de la chaussée.

L'épaisseur d'enrobé joue un rôle indirect en venant diminuer la température moyenne dans le revêtement. Ce modèle préconise donc une importante épaisseur pour réduire l'occurrence des fissures de retrait thermique, tout comme le modèle de Boutin et Lupien (1999).

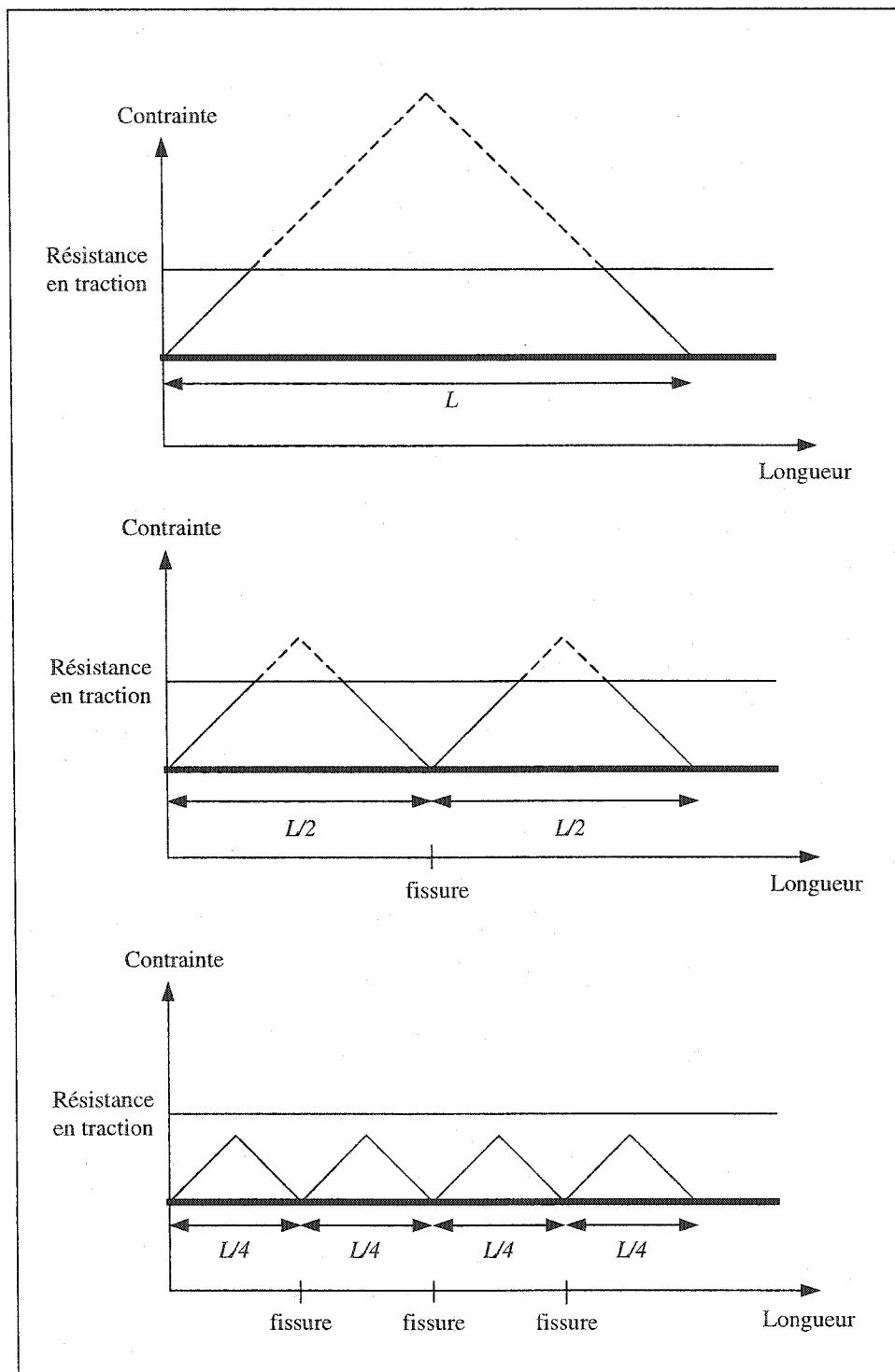


Figure 8 Mécanisme de propagation des fissures (Zubeck et Vinson, 1996)

1.3.2.3 Le modèle de Timm

Le modèle de Timm (2001) se base aussi sur le principe que la contrainte de frottement à l'interface enrobé/fondation vient s'opposer à la contrainte de retrait thermique. Mais on trouve ensuite plusieurs différences notables. Dans son modèle simplifié à une dimension, Timm (2001) tient d'abord compte de la cohésion et la contrainte maximale de frottement devient :

$$\tau_f = c + \sigma_i \tan \phi \quad (1.21)$$

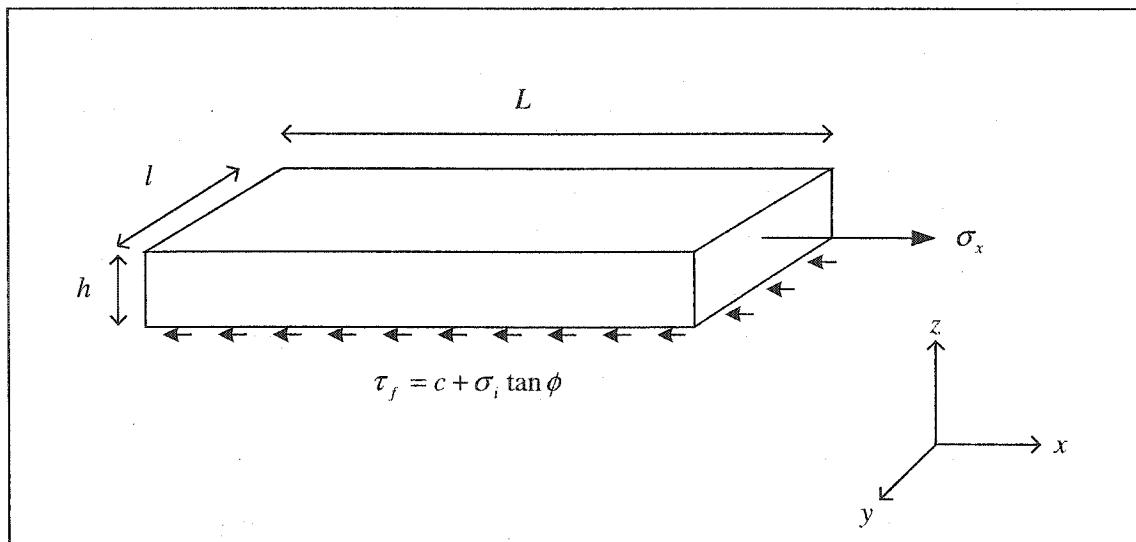


Figure 9 Contraintes de frottement et de traction dans l'enrobé pour le modèle de Timm (2001)

Le poids de l'enrobé est toujours égale à :

$$N = \rho \cdot g \cdot x \cdot w \cdot h \quad (1.22)$$

Avec : N = poids du volume de contrôle (N)

ρ = masse volumique du matériau (kg/m^3)

g = pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

x = longueur du volume de contrôle (m)

w = largeur du volume de contrôle (m)

h = hauteur du volume de contrôle (m)

La contrainte normale est toujours égale à :

$$\sigma_i = \frac{N}{x \cdot w} = \rho \cdot g \cdot h \quad (1.23)$$

La force de traction due au retrait thermique égale à la force de frottement tient compte du coefficient de frottement et de la cohésion :

$$F = c(x \cdot w) + \sigma_i \tan \phi \cdot (x \cdot w) \quad (1.24)$$

Avec : F = force de frottement = force de traction (N)

σ_i = contrainte normale (Pa)

ϕ = angle de frottement interne (degré)

c = cohésion à l'interface (N/m^2)

La contrainte longitudinale qui est nulle à l'extrémité libre s'exprime donc sous la forme :

$$\sigma_x = \frac{F}{h \cdot w} = \frac{(x \cdot w)(c + \rho \cdot g \cdot \tan \phi)}{h \cdot w} = \frac{x(c + \rho \cdot g \cdot h \cdot \tan \phi)}{h} \quad (1.25)$$

Lorsque la contrainte longitudinale atteint la contrainte thermique maximum $E\alpha\Delta T$, la longueur depuis l'extrémité libre de l'enrobé est :

$$X_c = \frac{E\alpha\Delta T}{\frac{c}{h} + \rho g \tan \phi} \quad (1.26)$$

Si la résistance en traction est atteinte, X_c devient la distance entre l'extrémité libre et l'endroit où la résistance est atteinte. Puisque les fissures peuvent apparaître n'importe où dans la zone où la contrainte thermique atteint la résistance en traction, $2X_c$ est la distance maximale et X_c la distance minimale entre deux fissures. L'espacement moyen est donc égal à $1,5 X_c$ (figure 10).

Mathématiquement, dire que les fissures apparaissent aléatoirement dans l'espace où la résistance en traction est atteinte ou qu'elles apparaissent successivement au milieu de chaque nouveau tronçon (Zubeck et Vinson, 1996) revient au même. En ce sens, le modèle simplifié de Timm et le modèle de Zubeck se ressemblent sur plusieurs points. Une des différences concerne toutefois la valeur de la contrainte thermique : pour Timm, elle est égale à $E\alpha\Delta T$ tandis que pour Zubeck, on la mesure avec l'essai de retrait empêché.

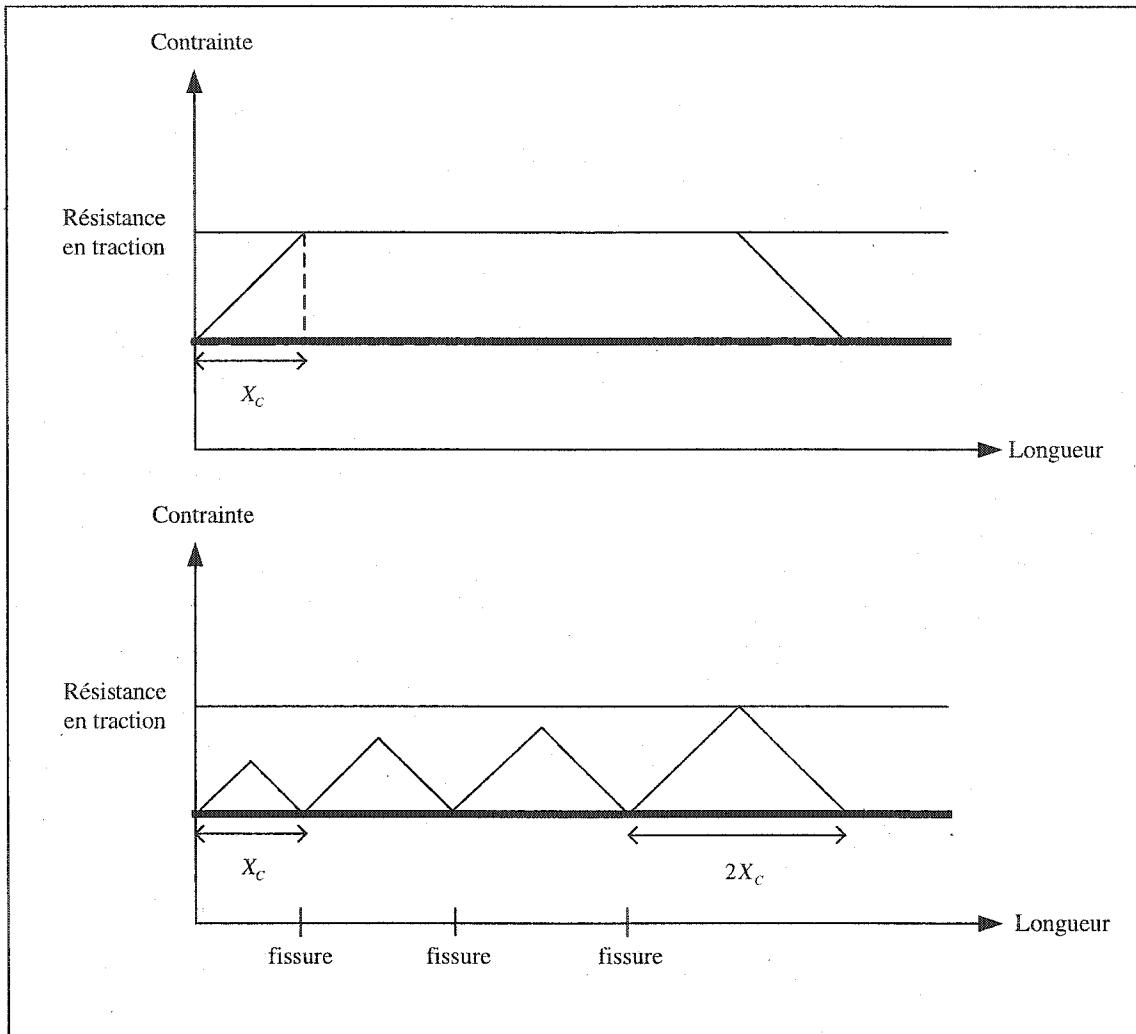


Figure 10 Mécanisme de propagation des fissures (Timm, 2001)

Ce modèle simplifié a ensuite été modélisé avec le logiciel de différences finies FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Toutes les caractéristiques des différentes couches sous-jacentes sont alors prises en compte et l'interface enrobé/fondation ne permet aucun mouvement. L'enrobé est un matériau élastique linéaire, tandis que la fondation granulaire est un matériau plastique suivant une loi de Mohr-Coulomb.

L'un des modèles en deux dimensions proposés par Timm (2001) est montré à la figure 11.

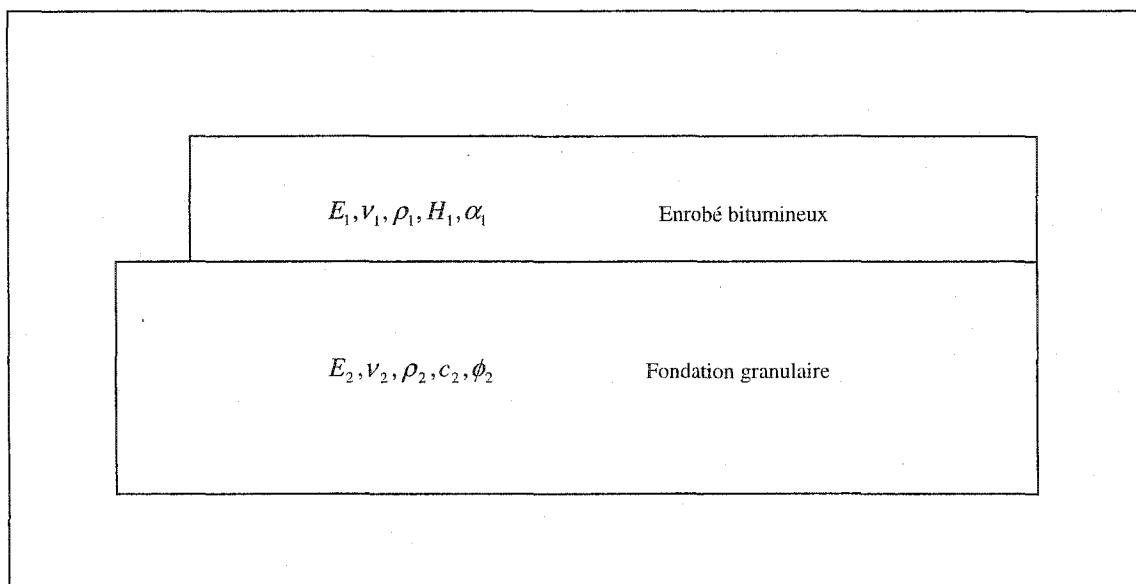


Figure 11 Modélisation de la couche d'enrobé et de la fondation (Timm, 2001)

Cette simulation aux différences finies permet de visualiser les variations de contraintes en modifiant les paramètres du modèle. Les résultats de l'étude paramétrique sont présentés au chapitre 2.

1.3.2.4 Le modèle SHRP – Thermal Cracking Model

Les modèles mécanistes décrits précédemment considèrent que la rupture apparaît lorsque la résistance en traction est dépassée. Il s'agit d'un mécanisme de rupture fragile qui n'est applicable qu'à l'échelle macroscopique. En réalité, des phénomènes à l'échelle microscopique sont à l'origine de cette notion de résistance mais ils sont négligés. De plus, si on veut tenir compte de ce qui se produit dans la zone autour de la fissure, il faut se servir de modèles plus poussés.

Parmi ceux-ci, on trouve la mécanique de rupture linéaire élastique, utilisée par le *Thermal Cracking Model* (TCM) développé lors de la recherche SHRP A-005 (Hiltunen et Roque, 1994). Celui-ci prévoit le nombre de fissures qui vont se développer en fonction du temps à partir des données des essais de traction indirecte à basse température sur l'enrobé (ITLT), des essais du rhéomètre à flexion de poutre sur le bitume (BBR), de la structure de la chaussée et des données environnementales.

Le modèle complet est en fait décomposable en trois parties (Hiltunen et Roque, 1994) :

- Le modèle environnemental : d'après les températures extérieures fournies par la base de données, on commence par calculer un profil de température dans l'enrobé.
- Le modèle de réponse : les résultats des essais ITLT (fluage à court terme et résistance en traction) et la connaissance du coefficient de dilatation thermique permettent ensuite de déterminer les contraintes dans l'enrobé en fonction du temps et de la température.
- Le modèle de rupture, qui est lui-même décomposable en trois modèles. Le modèle de facteur d'intensité de contrainte (*stress intensity factor model*) calcule les contraintes à l'extrémité locale de la fissure. A partir de ce résultat, le modèle de profondeur des fissures (*crack depth model*) prédit la propagation des fissures due aux contraintes imposées. Finalement, le modèle de fréquence des fissures (*crack amount model*) prédit statistiquement le nombre de fissures par unité de longueur, en fonction de la profondeur des fissures et de leur distribution, pour une période de 10 ans.

Les modèles de profondeur et de fréquence des fissures ont finalement été calibrés par régression à partir de 23 tronçons de chaussées SHRP. Ce modèle a l'avantage d'intégrer les propriétés viscoélastiques de l'enrobé et de prédire l'apparition des fissures dans le temps. Ce dernier point permet de prendre en compte toutes les formes de fissuration thermique et pas seulement la fissuration particulière à basse température (*single event thermal cracking*). Donnant parfois des bonnes prédictions (Waldhoff, Buttlar et Kim, 2000) comme de mauvaises (Newman et Janoo, 1999), il reste toutefois compliqué à utiliser en raison des nombreux essais nécessaires et du logiciel Superpave qu'il faut se procurer. En 1999, il était encore sous étude pour trouver comment l'améliorer (Newman et Janoo, 1999).

1.3.2.5 Autres modèles

De nombreux modèles empiriques et mécanistes ont été développés jusqu'à ce jour. Les mécaniques de rupture modernes, dont les fondements ont été posés par Griffith en 1920, ont notamment été utilisées pour les matériaux composites comme le béton de ciment et trouvent aussi leur application pour le béton bitumineux, comme on le voit avec la mécanique de rupture linéaire du modèle SHRP.

Certains auteurs estiment cependant que la mécanique de rupture linéaire élastique ne convient pas au problème. Shen (1998) a notamment proposé un modèle de fissures fictives considérant que l'enrobé est un matériau non-linéaire. Son modèle met l'accent sur l'importance du frottement entre l'enrobé et le matériau de fondation. Pour de grandes contraintes de frottement, Shen (1998) affirme que la formation de fissures ouvertes nécessite une plus grande chute de température. Cependant, si celle-ci est atteinte, l'espacement et la largeur de ces fissures seront plus faibles.

Konrad et Shen (1997) ont développé un modèle aux éléments finis permettant de prédire l'espacement des fissures de retrait thermique pour un revêtement bitumineux

sur une fondation gelée. La mécanique de rupture linéaire élastique est appliquée à un système dans lequel les propriétés des couches gelées sont fonction de la température. Le revêtement et les couches de fondation suivent des comportements linéaires élastiques. Grâce à ce modèle, la profondeur de la ligne de gel, le module de déformation du matériau de fondation gelé et de l'enrobé ainsi que le taux critique de libération d'énergie pour la propagation de fissures sont autant de facteurs qui sont étudiés. Konrad et Shen (1997) notent aussi l'importance de la teneur en humidité dans les matériaux de fondation, qui offre une adhérence entre les grains lorsque gelés.

Walhdoff et al. (2000) ont réalisé une analyse aux éléments finis en trois dimensions pour déterminer les contraintes dans plusieurs chaussées. Les chaussées modélisées sont celles du Minnesota Road Research Project (Mn/ROAD) comme pour le modèle de Timm. La couche d'enrobé suit le comportement d'un matériau viscoélastique et les matériaux granulaires de fondation, un modèle élastique linéaire. Des profils de température ainsi que des charges équivalentes à des essieux de camions sont appliqués pour obtenir les contraintes de charge et thermique combinées. L'application des charges a notamment montré que les contraintes de traction pouvaient croître de 21% pendant les périodes de refroidissement les plus critiques.

1.4 Conclusion et discussion sur les différents modèles

On peut diviser les différents modèles de fissuration par retrait thermique en deux grandes familles : les modèles empiriques et les modèles mécanistes. Dans cette dernière famille, la complexité est grandissante suivant que la rupture est instantanée (modèles de Zubeck et Timm) ou qu'elle apparaît selon une mécanique de rupture plus réaliste comme dans les modèles SHRP ou de Shen. Ces modèles proposent donc différentes mécaniques de rupture, parfois modélisables par éléments ou différences finies, mais ils nécessitent de connaître de nombreuses caractéristiques et lois de comportement des matériaux.

À l'inverse, les modèles empiriques obtenus à partir de corrélations donnent des relations assez simples entre l'espacement des fissures transversales et les facteurs agissant le plus sur la fissuration mais ils sont difficilement applicables à d'autres conditions que celles dans lesquelles ils ont été obtenus.

Parmi les différents modèles présentés précédemment, deux sont retenus pour effectuer l'étude de l'espacement des fissures de retrait thermique sur les chaussées souples à Montréal. Afin de ne pas privilégier l'une des deux approches sur l'autre, un modèle empirique et un modèle mécaniste sont choisis et présentés plus en détail dans le chapitre 2.

1.5 La stabilisation

1.5.1 Présentation

Le but de la stabilisation est d'augmenter la capacité de support d'un sol ou d'une fondation en liant les grains (Tessier, 1990). Il existe deux façons d'effectuer la stabilisation : en place ou en usine, les meilleurs mélanges étant effectués en usine où le contrôle est plus facile. Les principaux liants pour stabiliser une fondation sont les liants hydrauliques (ciment), les liants hydrocarbonés (bitume) et les liants mixtes (ciment + bitume). Les fondations stabilisées aux liants hydrauliques ont des modules de rigidité plus élevées et sont moins sensibles à la température mais présentent des problèmes de fissurations notoires (Régis, 1985).

Le retraitement en place est une des techniques utilisées actuellement dans le recyclage des chaussées et permet de faire disparaître les patrons de fissures.

« La technique consiste, dans un premier temps, à concasser le revêtement bitumineux sur toute son épaisseur, en lui incorporant une partie de la fondation granulaire sous-jacente. Une fois homogénéisé, le matériau décohézionné est nivelé et densifié pour former une nouvelle fondation. La deuxième étape consiste à stabiliser le matériau à l'aide d'un liant, sur une épaisseur définie généralement comprise entre 100 et 150 mm. [...] La pose d'un revêtement bitumineux en surface complète la technique. » (Bergeron, 2000)

Après un tel traitement, Bergeron (2000) observe une propagation des fissures transversales moins importante que pour une chaussée ordinaire. Les caractéristiques des fondations stabilisées ont en outre été étudié au Québec par Trépanier, Gilbert et Windisch (1997) ainsi que par Bonin (1997).

1.5.2 Modélisation de chaussée stabilisée

Dans le contexte de cette étude, on s'intéresse à déterminer l'influence de la fondation sur l'apparition des fissures transversales de retrait thermique. Une fondation stabilisée présente des caractéristiques bien différentes d'une fondation granulaire. D'abord, elle a une rigidité et une cohésion plus élevées, plus proches de celles du revêtement bitumineux. Ensuite, son coefficient de dilatation thermique est plus élevé. Enfin, une fondation stabilisée induit probablement plus de frottement à l'interface fondation/revêtement.

Pour des sols granulaires, Tessier (1990) précise d'ailleurs que l'accroissement de la résistance peut signifier une augmentation de l'angle de frottement interne. En analysant les propriétés mécaniques des graves non traitées, Régis (1985) constate aussi que leur module augmente avec l'angle de frottement interne.

Laveissière et Petit (1998) ont modélisé une chaussée semi-rigide préfissurée sous sollicitations thermiques. Leur chaussée d'étude est composée de 75 mm d'enrobés et de

320 mm de grave-ciment. Ils ont remarqué que la propagation des fissures est augmentée de 49% en diminuant de 50% l'épaisseur d'enrobé, qui joue donc un rôle d'écran protecteur en empêchant les basses températures de descendre trop profond.

CHAPITRE 2

MODÈLES RETENUS

2.1 Le modèle empirique

2.1.1 Choix du modèle empirique

Parmi les modèles empiriques présentés au chapitre 1, celui de Haas et al. (1987) est celui qui a été retenu. Ce modèle présente l'avantage d'avoir été développé au Canada, de faire intervenir directement l'épaisseur d'enrobé et de ne nécessiter que peu de données. Il ne permet cependant pas de prendre en compte l'épaisseur de fondation. L'espacement des fissures transversales est donné par la formule suivante :

$$TRANCRACK = 218 + 1,28 ACTHICK + 2,52 MINTEMP + 30 PVN - 60 COEFFX \quad (2.1)$$

$$R^2 = 0,70 \quad (2.2)$$

Avec : *TRANCRACK* = espacement moyen des fissures transversales (m)

ACTHICK = épaisseur de l'enrobé bitumineux (cm)

MINTEMP = température minimum sur site ($^{\circ}\text{C}$)

PVN = Pen-Vis Number

COEFFX = coefficient de dilatation thermique ($10^{-5} / ^{\circ}\text{C}$)

Les paramètres du modèle (épaisseur d'enrobé, coefficient de dilatation thermique, température minimale sur site et PVN) sont souvent cités comme des facteurs importants

dans la prédiction de comportement des chaussées vis-à-vis de la fissuration par retrait thermique (Jung et Vinson, 1994; Boutin et Lupien, 1999).

2.1.2 Applicabilité aux données de la Ville de Montréal

En ce qui concerne les données de la Ville de Montréal, la température la plus basse enregistrée sur site est la même pour toutes les chaussées. Il ne reste donc que trois paramètres : le PVN du bitume, le coefficient de dilatation thermique et l'épaisseur d'enrobé. Cependant, ces données sont difficiles à obtenir pour une chaussée type car celle-ci est composée de plusieurs couches d'enrobés, pouvant eux-mêmes être réalisés à partir de bitumes de grades différents. Ces couches ont aussi chacune un coefficient de dilatation thermique différent.

Pour ce modèle, il faut donc considérer que la couche d'enrobé est homogène, mesurer un seul coefficient de dilatation thermique et calculer un seul PVN. Il semble préférable de choisir l'enrobé de surface puisqu'il est le plus atteint par la fissuration. Ne connaissant pas la pénétrabilité et la viscosité de tous les bitumes PG 58 -28 utilisés, il faut aussi se contenter des données d'un seul bitume.

2.1.3 Conclusion

L'application du modèle empirique aux conditions de la Ville doit se faire avec des modifications. La prédiction du nombre de fissures de retrait thermique au kilomètre n'est fonction que de l'épaisseur d'enrobé, du coefficient de dilatation thermique de l'enrobé et du PVN du bitume de la couche supérieure. Pour vérifier si les résultats obtenus suivent encore la loi du modèle original, une étude statistique pourrait être réalisée.

2.2 Le modèle mécaniste

2.2.1 Choix du modèle mécaniste

Le modèle de Timm (2001) est le modèle mécaniste qui paraît le plus pertinent pour cette étude. A partir d'une relation physique assez simple entre le frottement de la fondation et de la couche d'enrobé, il est possible de déterminer les contraintes longitudinales de traction responsables de la fissuration. Une modélisation aux différences finies permettrait d'aller plus loin dans la compréhension de l'influence de chaque paramètre (modules, épaisseurs, coefficient de dilatation thermique...)

Le choix de ne pas retenir le modèle SHRP qui semble aujourd'hui être le plus utilisé et l'un des plus poussé s'est justifié par sa trop grande complexité d'expérimentation et parce qu'il lui reste des composantes empiriques trop générales. L'intérêt du modèle SHRP est qu'il considère la propagation des fissures dans le temps, notamment en fonction de leur profondeur. Cependant, d'autres modèles remettent en cause ce raisonnement. Shen (1998) étudie par exemple la propagation des fissures par rapport à leur largeur.

D'une façon beaucoup plus simple, le modèle de Timm considère que la fissure se propage instantanément sur toute la profondeur de la couche d'enrobé et que sa largeur n'a aucune importance. Ce modèle fournit un espacement moyen entre les fissures à un âge donné en fonction des caractéristiques de la chaussée. Il s'agit bien sûr d'un modèle approximatif mais qui convient à ce niveau d'étude. Le comportement élastique de la couche d'enrobé à basse température est aussi une approximation mais qui semble réaliste à la lecture des différents articles de la littérature.

2.2.2 Modèle à une dimension

Le modèle de Timm (2001) à une dimension a déjà été en partie expliqué dans la revue de littérature du chapitre 1. Lorsque la contrainte longitudinale atteint la contrainte thermique maximum $E\alpha\Delta T$, la longueur depuis l'extrémité libre de l'enrobé est :

$$X_c = \frac{E\alpha\Delta T}{\frac{c}{h} + \rho g \tan \phi} \quad (2.3)$$

Avec : E = module élastique de l'enrobé (Pa)

α = coefficient de dilatation thermique de l'enrobé ($^{\circ}\text{C}$)

ΔT = différence de température ($^{\circ}\text{C}$)

c = adhérence à l'interface (N/m^2)

ρ = masse volumique de l'enrobé (kg/m^3)

g = pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

h = épaisseur de la couche d'enrobé (m)

ϕ = angle de frottement à l'interface (degré)

Cependant, un affinement du modèle est proposé. La contrainte thermique n'est notamment pas homogène dans l'enrobé et ceci est entre autre dû au fait que la température n'est pas la même partout dans le matériau.

D'après la théorie de la résistance des matériaux, une poutre soumise à un gradient thermique est soumise à un moment fléchissant :

$$M = \frac{\alpha EI(\Delta T_2 - \Delta T_1)}{h} \quad (2.4)$$

Avec : M = moment fléchissant (N.m)

α = coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}\text{C}$)

E = module de Young (Pa)

I = moment d'inertie (m^4)

ΔT_1 = variation de température en haut de la poutre ($^{\circ}\text{C}$)

ΔT_2 = variation de température en bas de la poutre ($^{\circ}\text{C}$)

h = épaisseur de la poutre (m)

La contrainte due à un moment fléchissant est :

$$\sigma_x = \frac{Mz}{I} \quad (2.5)$$

Avec : σ_x = contrainte longitudinale à la profondeur z

z = distance verticale de l'axe neutre au point d'intérêt

Ce gradient thermique engendre une contrainte dont l'axe neutre est situé en $z \approx \frac{h}{2}$, on

obtient donc une contrainte de traction maximale sur la face supérieure de l'enrobé :

$$\sigma_x = \frac{\alpha E(\Delta T_2 - \Delta T_1)}{2} \quad (2.6)$$

Puisqu'on considère des contraintes planes en deux dimensions, il faut prendre en compte le coefficient de Poisson et les contraintes deviennent alors :

$$\sigma_x = \frac{\alpha E(\Delta T_2 - \Delta T_1)}{2(1-\nu)} + \frac{x(c + \rho \cdot g \cdot h \cdot \tan \phi)}{h} \text{ pour } x < X_c \quad (2.7)$$

$$\sigma_x = \frac{E\alpha\Delta T}{1-\nu} \text{ pour } x > X_c \quad (2.8)$$

$$X_c = \frac{\alpha Eh}{1-\nu} \left(\frac{\Delta T - \frac{\Delta T_2 - \Delta T_1}{2}}{c + \rho gh \tan \phi} \right) \quad (2.9)$$

Additionnée à la contrainte de retrait thermique, on trouve que l'axe neutre des contraintes commence en $h/2$ mais passe ensuite vers le bas de la couche d'enrobé à cause de la traction de retrait thermique qui augmente avec x . La contrainte due au gradient thermique est donc plus appréciable près de l'extrémité libre.

Si la contrainte de retrait thermique dépasse la résistance en traction de l'enrobé, alors :

$$\frac{E\alpha\Delta T}{1-\nu} > \sigma_t = \sigma_x \text{ pour } x > X_c \quad (2.10)$$

Et l'équation d'équilibre des contraintes devient :

$$\sigma_t = X \left(\frac{c}{h} + \rho \cdot g \cdot \tan \phi \right) + \frac{E \cdot \alpha}{1-\nu} \cdot \frac{(\Delta T_2 - \Delta T_1)}{2} \quad (2.11)$$

Avec : σ_t = résistance en traction (Pa)

ϕ = angle de frottement interne (degré)

ρ = masse volumique (kg/m^3)

g = pesanteur = $9,81 \text{ m/s}^2$

c = adhérence à l'interface (N/m^2)

α = coefficient de dilatation thermique ($/{^\circ}\text{C}$)

E = module de Young (Pa)

ΔT_1 = variation de température en haut de la couche d'enrobé ($/{^\circ}\text{C}$)

ΔT_2 = variation de température en bas de la couche d'enrobé ($/{^\circ}\text{C}$)

h = épaisseur d'enrobé (m)

ν = coefficient de Poisson (sans unité)

X = distance entre l'extrémité libre et le point où la contrainte thermique atteint la résistance en traction (m)

On peut alors prédire l'espacement des fissures *TRANCRACK* égal à $1,5 X$:

$$TRANCRACK = 1,5 \cdot \frac{\sigma_t - \frac{E \cdot \alpha \cdot (\Delta T_2 - \Delta T_1)}{1-\nu} \cdot \frac{2}{2}}{\frac{c}{h} + \rho \cdot g \cdot \tan \phi} \quad (2.12)$$

Cette équation sera utilisée par la suite pour prédire l'espacement des fissures transversales avec le modèle de Timm (2001). Les résultats des simulations réalisées avec FLAC et les courbes obtenues par les équations de contrainte écrites ci-dessus étaient très similaires pour les quatre groupes de chaussées étudiées. Ceci permet d'affirmer que les équations prédisent déjà avec une bonne précision l'état de contrainte dans les chaussées (Timm, 2001).

2.2.3 Modèle à deux dimensions avec le logiciel FLAC

2.2.3.1 Généralité

Le logiciel FLAC 4.0 de la compagnie Itasca Consulting Group, Inc. est un logiciel d'analyse des milieux continus aux différences finies. Il est principalement utilisé pour les études géotechniques dans lesquelles des déformations plastiques ont lieu. Pour résoudre un problème avec FLAC, plusieurs étapes doivent être suivies :

- création d'une grille
- définition des conditions initiales et aux limites
- choix des modèles constitutifs et des propriétés des matériaux

Lors de la création de la grille du modèle, il faut essayer de minimiser l'influence des limites, avec un maillage grossier mais aussi avoir une bonne précision dans les zones d'intérêt, avec un maillage plus fin. On doit donc établir plusieurs zones dont les ratios de maillage ne devraient pas excéder un rapport de 4 : 1 entre deux zones frontalières.

Les conditions aux limites sont les suivantes :

- les déplacements sont bloqués en x et z sous la fondation
- les déplacements sont bloqués en x sur les cotés gauche et droit de la fondation
- le côté gauche de l'enrobé est une extrémité libre modélisant une fissure déjà existante
- l'interface entre l'enrobé et la fondation ne permet aucun mouvement entre les couches

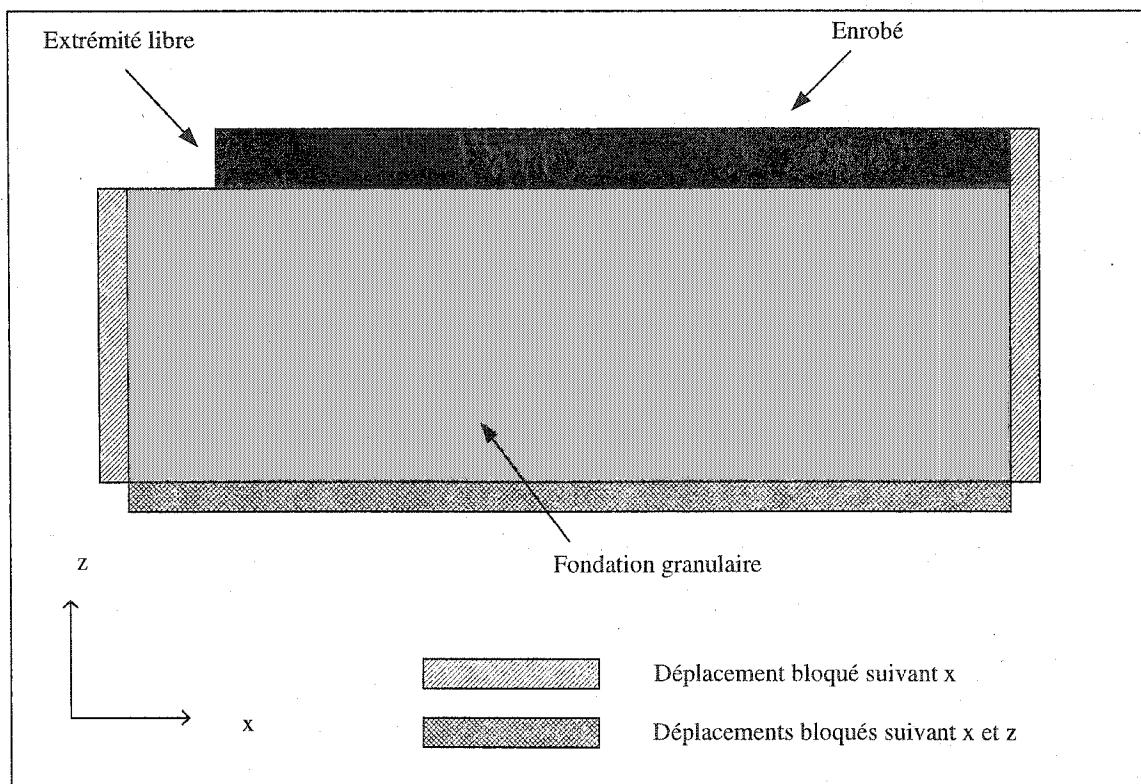


Figure 12 Modélisation de la chaussée avec FLAC

Le logiciel FLAC contient plusieurs modèles prédéfinis permettant de caractériser les matériaux. Dans la thèse de Timm (2001), il a été considéré que l'enrobé avait un comportement élastique isotrope tandis que la fondation suivait un comportement plastique de type Mohr-Coulomb. Le modèle élastique pour l'enrobé se justifie par le fait qu'à basse température, un enrobé se comporte quasiment de façon élastique. Le modéliser comme un matériau viscoélastique aurait probablement compliqué les calculs sans apporter une grande différence dans les résultats. Le guide de l'utilisateur FLAC (Itasca, 2002) recommande le modèle de Mohr-Coulomb pour les matériaux granulaires libres ou avec ciment.

2.2.3.2 Théorie

Pour trouver les contraintes induites dans les matériaux, le logiciel effectue des boucles de calcul en utilisant les différentes équations suivantes :

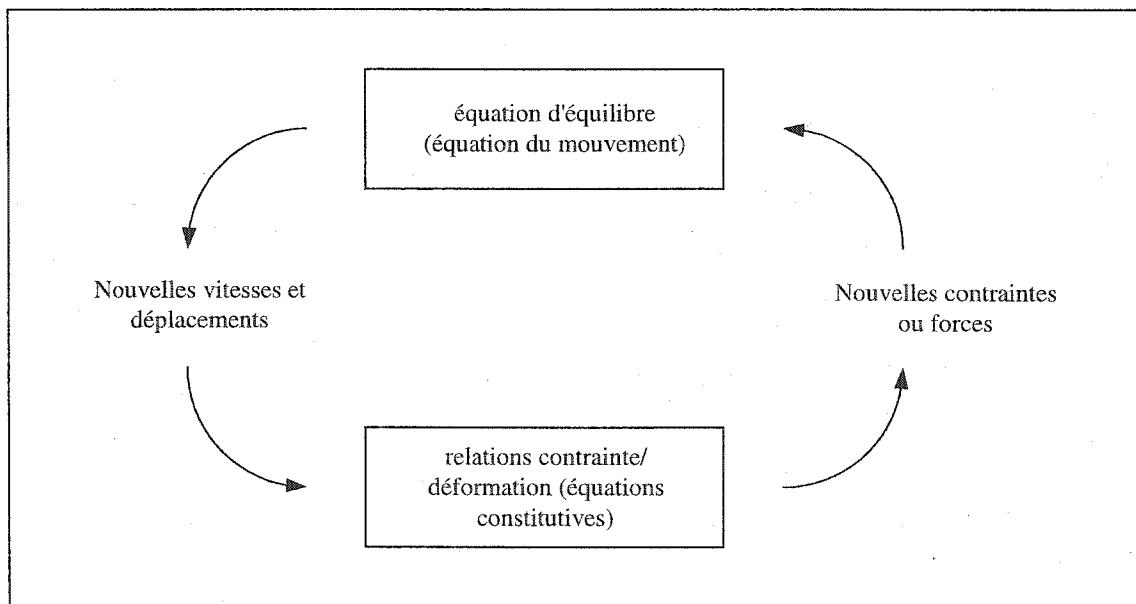


Figure 13 Cycle de calcul de FLAC (Itasca, 2001)

Dans un corps solide continu, l'équation du mouvement s'écrit :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (2.13)$$

Avec : ρ = masse volumique (kg/m^3)

t = temps (sec)

\dot{u}_i = composante de la vitesse (m/sec)

σ_{ij} = composante du tenseur de contrainte (Pa)

x_i = composante des coordonnées (m)

g_i = composante de l'accélération gravitationnelle (m/s^2)

Les autres équations qui s'appliquent au solide, pour un corps déformable sont les équations constitutives ou loi contrainte/déformation. D'abord, l'équation de déformation s'exprime sous la forme :

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.14)$$

Avec : \dot{e}_{ij} = composante du taux de déformation (/sec)

À cela s'ajoutent les lois constitutives des matériaux qui s'écrivent différemment selon qu'on utilise pour le matériau une loi élastique, élastoplastique ou autre (Annexe 1).

2.2.4 Obtention et exploitation de résultats par Timm

2.2.4.1 Calage du modèle

La thèse de Timm (2001) a porté sur l'élaboration du modèle mécaniste qu'il est prévu d'utiliser dans ce travail. À partir des données réelles de fissuration et des caractéristiques physiques de quatre chaussées du programme Mn/ROAD, Timm a calé son modèle en déterminant les paramètres c et ϕ suivant la procédure décrite à la figure 14. Il s'agit d'une procédure itérative au cours de laquelle l'espacement moyen des fissures calculé doit être égal à l'espacement réel à $\pm 20\%$.

2.2.4.2 Étude paramétrique

Une étude paramétrique a par la suite été réalisée sur un modèle à deux dimensions en utilisant le logiciel FLAC (Timm, 2001). Toutefois, les simulations réalisées considéraient un changement de température uniforme, ce qui ne permet pas de mesurer l'influence des différents paramètres sur la contrainte de flexion due aux différentes variations de températures entre le haut et le bas de la couche d'enrobé.

Les critères retenus pour mesurer l'influence de chaque paramètre ont été la contrainte thermique maximum développée, le taux de développement de cette contrainte et la contrainte de courbure (*curling stress*) comme montré à la figure 15. Cette dernière contrainte est due au fait que la force de frottement s'opposant à la force de traction agit uniquement en bas de la couche d'enrobé. Ces forces s'équilibrent horizontalement mais n'ont pas le même point d'application.

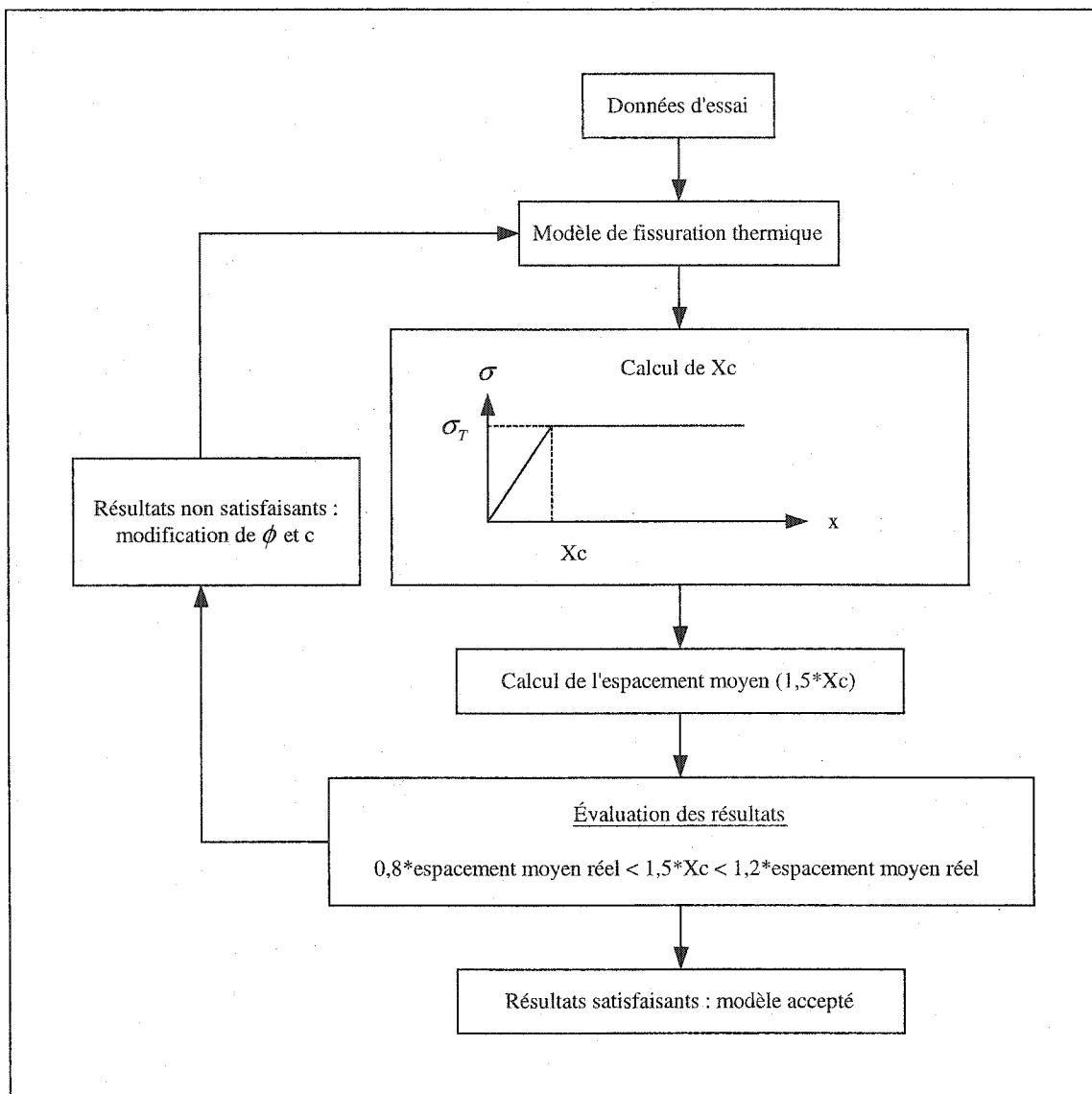


Figure 14 Procédure de comparaison du modèle de Timm (2001)

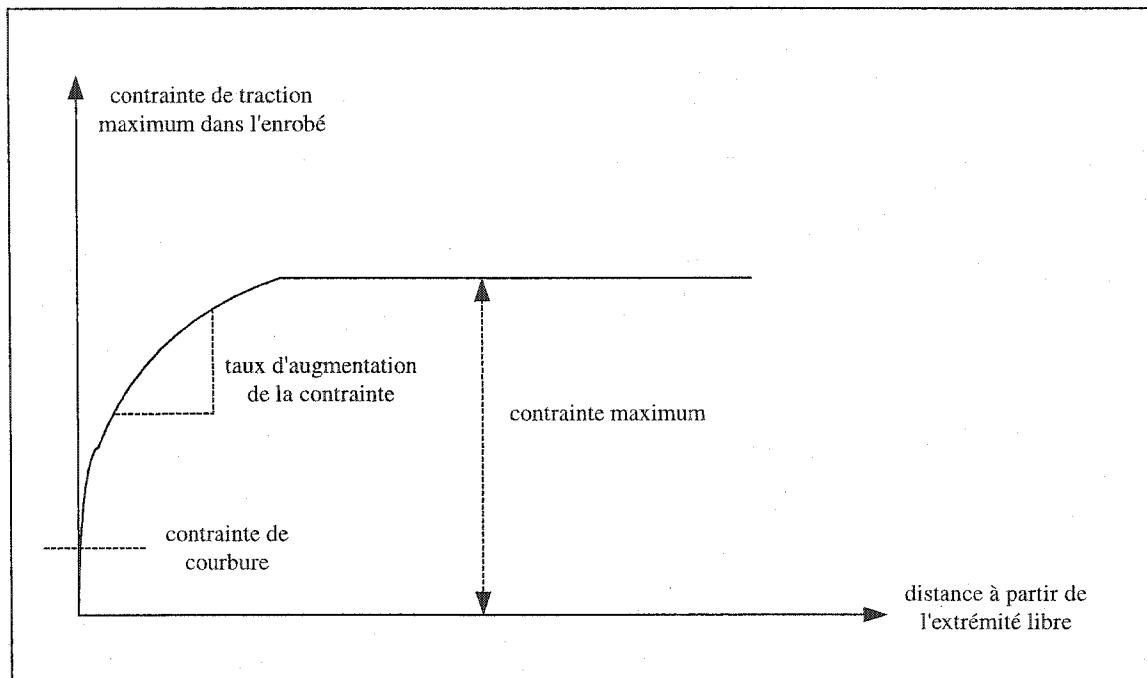


Figure 15 Critères de l'étude paramétrique de Timm (2001)

Finalement, les influences des différents paramètres sont résumées dans le tableau II.

L'indice 1 signifie que le paramètre est associé à la couche d'enrobé et l'indice 2 à la fondation. À l'intérieur même du tableau, le chiffre 3 signifie que le paramètre a une influence prépondérante, 2 une influence secondaire, 1 une influence mineure et rien, aucune influence. Les signes montrent dans quel sens se jouent les influences. Un signe positif indique qu'une augmentation du paramètre augmente la valeur du critère, provoquant éventuellement plus d'apparitions de fissures.

Tableau II

Influence des différents paramètres sur le modèle de Timm

Paramètre	Influence relative sur chaque critère		
	contrainte maximum	taux d'augmentation de la contrainte	contrainte de courbure
E_I	3 (+)	1 (+)	
v_I	2 (-)		
ρ_I			
h_I			3 (-)
α_I	3 (+)	1 (+)	
E_2		3 (+)	
v_2			
ρ_2			
c_2		3 (+)	3 (+)
ϕ_2		2 (+)	

Avec : E = module d'élasticité (Pa) v = coefficient de Poisson ρ = masse volumique (kg/m^3) h = épaisseur (m) α = coefficient de dilatation thermique ($/{^\circ}\text{C}$) c = cohésion (Pa) ϕ = angle de frottement interne (degré)

On constate bien sûr que la contrainte maximale développée est surtout influencée par le module élastique, le coefficient de dilatation thermique et le coefficient de Poisson de l'enrobé, comme constaté à l'équation 2.8. Le taux d'augmentation de la contrainte est lui largement dépendant des propriétés de la fondation. Enfin, l'épaisseur d'enrobé et la cohésion du matériau de fondation sont prépondérants dans le développement de la contrainte de courbure. Il faut noter que l'influence de la cohésion et de l'angle de frottement interne se font moins ressentir au-delà d'un seuil de cohésion. Cette notion de seuil est précisée dans la thèse de Timm (2001).

Enfin, il faut rappeler que Timm a réalisé ses simulations sans tenir compte du gradient thermique entre le haut et le bas de la couche d'enrobé. Il apparaît dans le chapitre 6 que cette donnée est d'une grande importance dans la prédiction finale de l'espacement entre les fissures et que l'épaisseur d'enrobé joue un rôle contradictoire à celui décrit dans le tableau II. Dans l'équation 2.12, une plus grande épaisseur augmente le gradient $\Delta T_2 - \Delta T_1$ et donc diminue l'espacement entre les fissures.

2.2.5 Applicabilité aux conditions de la Ville de Montréal

L'application du modèle empirique aux conditions de la Ville ne peut se faire que si les données nécessaires au modèle peuvent être obtenues de façon fiable. Étant donné la quantité d'informations et de données sur les chaussées d'étude, il a été choisi de ne pas utiliser le logiciel FLAC, dont la précision aurait probablement été superflue.

Les données nécessaires pour pouvoir utiliser le modèle à une dimension de Timm sont donc le module d'élasticité, le coefficient de dilatation thermique, la résistance en traction, la masse volumique et le coefficient de Poisson de l'enrobé ainsi que la cohésion du matériau de fondation et son angle de frottement interne.

Le coefficient de Poisson n'est pas facile à mesurer et plusieurs études indiquent qu'on peut prendre des valeurs arbitraires. La masse volumique n'a qu'une importance négligeable dans les résultats finaux et peut aussi être choisie de façon arbitraire. Il faut donc mesurer le coefficient d'élasticité, le coefficient de dilatation thermique et la résistance en traction qui varient en fonction de la température, du chargement et de la vitesse de variation de la température. La cohésion et l'angle de frottement interne du matériau de fondation seront estimés en fonction des données de la littérature (Annexe 1).

2.2.6 Conclusion

Le modèle mécaniste permet de mieux comprendre l'influence de chaque caractéristique de l'enrobé et de la fondation sur l'espacement des fissures. Il demande cependant plus de données que le modèle empirique de Haas. De plus, la plupart des données nécessaires (module d'élasticité, résistance en traction, coefficient de dilatation thermique) doivent être obtenues en laboratoire et ne sont pas toujours représentatives des caractéristiques réelles, qui varient selon l'âge, l'emplacement, l'utilisation ou encore la construction de la chaussée.

CHAPITRE 3

CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

3.1 Caractéristique à obtenir

Les caractéristiques des enrobés à déterminer sont donc les suivantes :

- module d'élasticité
- résistance en traction
- masse volumique
- coefficient de Poisson
- coefficient de dilatation thermique

La masse volumique et le coefficient de Poisson seront évalués à partir de données de la littérature. Le coefficient de dilatation thermique, le module d'élasticité et la résistance en traction de l'enrobé à basse température nécessitent plus d'attention et seront mesurés par des essais.

Il existe plusieurs modules, que ce soit pour les enrobés bitumineux ou les fondations. Une partie d'entre eux et certains essais sont brièvement décrits en annexe 2. Dans le cadre de cette étude, le module doit être mesuré par des essais qui simulent au mieux les conditions de retrait thermique. À basse température, il s'agit d'un module quasiment élastique, en traction, avec de faibles déformations.

Une revue des modules élastiques de fondation est aussi proposée pour mieux comprendre l'influence que peut avoir une stabilisation.

3.1.1 Module élastique de l'enrobé

Dans cette étude, il a donc été choisi de ne prendre en considération que le module élastique de l'enrobé. En effet, à très basse température, c'est le bitume qui, plus que les granulats, influence le comportement du mélange et le bitume suit quasiment une loi de comportement élastique linéaire.

L'administration routière suédoise a notamment proposé une méthode appelée Väg 94 fournissant des modules pour l'enrobé et la fondation pendant six périodes de l'année, soit l'hiver, début du dégel, dégel, fin du printemps, été, automne (Ullidtz, 1998). Le module de l'enrobé est déterminé en fonction de l'épaisseur de la couche bitumineuse de base.

$$E(T) = E(0) \left(1 - a \cdot \log \left(\frac{T + T_{ref}}{T_{ref}} \right) \right) \quad (3.1)$$

Avec : $E(T)$ = module à la température T (MPa)

T_{ref} = température de référence ($^{\circ}\text{C}$)

T = température ($^{\circ}\text{C}$)

a = constante

Les constantes (module à 0°C , a et température de référence) sont décrites dans le tableau III.

Tableau III

Paramètres du modèle Väg 94 pour les variations du module élastique de l'enrobé en fonction de la température (Ullidtz, 1998)

Couche de base	$E(0)$ (MPa)	a	T_{ref} (°C)
$h < 50$ mm	13 300	3,67	32,9
$50 \text{ mm} < h < 100$ mm	12 500	2,73	21,2
$h > 100$ mm	10 200	2,97	22,4

Pour plus se rapprocher des conditions de Montréal, il est nécessaire de référer à des publications québécoises. À titre indicatif, le logiciel Chaussée du Ministère des Transports du Québec prend un module réversible moyen de 2 894 MPa pour un enrobé bitumineux ordinaire. Dans le catalogue de dimensionnement des chaussées flexibles de la Ville de Montréal (Assaf, Contant et Légaré, 1995), deux valeurs de module d'élasticité sont considérées, soit 4 000 MPa pour les périodes chaudes (de mars à août) et 7 000 MPa pour les périodes froides (de septembre à février).

Une étude du C-SHRP (Anderson, Christison et Johnston, 1999) a permis de réaliser des essais de traction directe sur des échantillons des différentes sections à Lamont, Hearst et Sherbrooke. Les résultats sont présentés au tableau IV. A Sherbrooke, vers -11°C, les modules varient entre 3 800 et 7 030 MPa, vers -21°C entre 13 770 et 23 800 et vers -33°C, entre 23 230 et 32 440 MPa. On voit la très nette augmentation du module entre les différentes températures.

Tableau IV

Modules d'enrobés des sections du C-SHRP (Anderson et al., 1999)

Lamont			
section	bitume	T (°C)	module sécant (MPa)
1	PG 58 -22	-11.1	3 160
		-21.3	9 960
		-31.5	16 020
2	PG 52 -28	-11.4	4 100
		-21.1	15 570
		-31.4	23 980
3	PG 46 -34	-11.1	700
		-20.6	5 580
		-31.6	16 990
4	PG 58 -22	-11.8	6 010
		-21.1	15 360
		-30.9	19 020
5	PG 64 -28	-11.1	3 510
		-20.6	8 630
		-31.2	14 040
6	PG 52 -28	-10.9	1 430
		-20.5	11 280
		-32	18 700
7	PG 52 -34	-11.5	1 300
		-21.1	7 600
		-32.1	20 200

Hearst			
section	bitume	T (°C)	module sécant (MPa)
B	PG 52 -28	-11.3	2 730
		-21.3	8 470
		-31.6	18 820
A	PG 52 -28	-11.4	2 300
		-21.2	8 540
		-31.8	17 960
AA	PG 46 -34	-11.3	1 550
		-21.7	6 660
		-31.5	19 150
BB	PG 52 -28	-11.6	3 490
		-21.2	10 340
		-31.3	21 740

Sherbrooke			
section	bitume	T (°C)	module sécant (MPa)
A	PG 52 -34	-11.2	3 800
		-21.1	13 770
		-33.3	26 830
B	PG 52 -28	-11.2	7 030
		-21.6	23 800
		-32.8	32 440
C	PG 64 -28	-11.7	6 640
		-21.2	14 950
		-33.5	23 230
D	PG 52 -28	-11.8	5 340

Pour un enrobé MG-16 québécois, Doré (1997) a aussi cherché à mesurer le module élastique d'un enrobé pour de faibles taux de déformation (environ 10^{-7} mm/mm/sec). En se basant sur des essais de retrait empêché du MTQ et en prenant un coefficient de dilatation linéaire de $20 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$, il arrive à un module de 7 500 MPa pour une température de -7°C correspondant à la température moyenne dans l'enrobé pendant l'hiver au Québec (indice de gel de 1 000 à 1 200 $^{\circ}\text{C.jour}$).

Dans sa thèse, Timm (2001) rapporte les résultats des essais réalisés par Falling Weight Deflectometer (FWD) lors du programme Mn/ROAD. Pour des conditions hivernales (la température n'est pas précisée), le module retenu pour les enrobés était de 14 000 MPa.

Carter (2002) a réalisé des essais de retrait thermique empêché et de mesure du module complexe sur deux enrobés EG-10 avec des pourcentages de filler différents. Pour des fréquences variant entre 0,1 et 100 Hz, les normes des modules dynamiques complexes variaient entre 15 000 et 30 000 MPa à -15°C .

3.1.2 Module élastique des matériaux de fondation

3.1.2.1 Fondation non stabilisée

Väg 94 propose des modules typiques pour les fondations granulaires au tableau V.

Le catalogue de dimensionnement des chaussées flexibles (Assaf et al., 1995) fournit là encore des données plus particulières à la Ville de Montréal. Pour les matériaux granulaires concassés 0-20 mm et 0-56 mm, les modules d'élasticité proposés sont de 275 MPa pendant les mois de mars à août et de 415 MPa pendant les mois d'hiver, de septembre à février.

Tableau V

Variation de la rigidité des fondations en fonction des saisons selon Väg 94 (Ullidtz, 1998)

Saison	Rigidité (MPa)
hiver	1 000
début du dégel	150
dégel	300
fin du printemps	450
été	450
automne	450

Doré (1997) prend une valeur de 200 MPa pour le module en compression à faible taux de déformation, à une température légèrement inférieure au point de congélation.

Timm (2001), toujours avec le FWD, donne un module de 5 500 MPa pour les fondations et sous-fondations gelées du programme Mn/ROAD. Il rapporte aussi que les essais de laboratoire pour mesurer le module résilient des matériaux de fondation gelés donnent des valeurs comprises entre 7 000 et 70 000 MPa à -10 °C, avec un module résilient qui varie en fonction de la température.

3.1.2.2 Fondation stabilisée

D'une façon générale, après un période de cure, les modules élastiques, résilients et dynamiques des fondations stabilisées sont plus élevés que ceux des fondations granulaires comme le rapporte Bonin (1997) dans sa revue de littérature.

À 0°C et 1 Hz, les spécifications de l'entreprise Jean Lefebvre présente un module dynamique de 6 800 MPa pour un grave-mousse. Pour les liants mixtes, à 0°C, les spécifications de Colas donnent un module d'élasticité de 19 000 MPa pour le

Stabicol 50 et 16 000 MPa pour le Stabicol 90 (90 pour le rapport en % du poids de bitume sur le poids de ciment). À 4,4°C et 4 Hz, les résultats de l'Asphalt Institute donnent un module dynamique maximum de 3 805 MPa pour un grave-émulsion composé de graviers concassés (75% de passant à 5 mm) et 7,5% d'émulsion SS-1h.

Bonin (1997) indique aussi que peu de données sont disponibles concernant l'influence de la température sur les modules des fondations stabilisées.

Depuis 1992, la Ville de Montréal utilise des matériaux recyclés, qui sont surtout stabilisés à l'émulsion de bitume CSS-1 ou à la mousse de bitume. Plusieurs essais furent réalisés par l'Université de Sherbrooke. Avec le Dynaflect, les résultats n'ont pas été satisfaisants. Les résultats pour le FWD et l'essai de plaque à 15°C sont compilés dans le tableau VI.

Tableau VI

Modules mesurés par FWD et essai de plaque pour fondations stabilisées (Bonin, 1997)

	Module (MPa) FWD	Module (MPa) plaque
émulsion	1 600	650
émulsion + ciment	2 400	1 000
émulsion + chaux	1 600	650
mousse	1 000	350
mousse + ciment	3 500	1 400
mousse + chaux	1 500	400

Les résultats sont différents en raison de la nature du chargement : le FWD effectue un chargement dynamique tandis que l'essai de plaque est un essai à chargement statique (Annexe 2).

3.1.3 La résistance en traction de l'enrobé

La résistance en traction d'un enrobé peut être mesurée, entre autres, par des essais de traction ou par l'essai de retrait empêché. Sur les chaussées du programme Mn/ROAD âgées de 5 ans, des résistances variant de 1 772 à 1 901 kPa ont été mesurées grâce à des essais de résistance en traction indirects réalisés à -18°C pour des taux de déformation de 0,025 mm/min (Timm, 2001). Pour des taux plus élevés (12,7 mm/min) et avec le même essai, Roque et al. (1994) trouvent des valeurs plus élevées pour les chaussées du C-SHRP (entre 2 130 et 3 630 kPa à -10°C, entre 3 010 et 4 950 kPa à -20°C).

Anderson et al. (1999) ont réalisé des essais de traction directe à un taux de $0,33 \times 10^{-6}$ mm/mm/sec plus proche du taux de déformation réel. Les valeurs obtenues à -20 et -30°C sont présentées au tableau VII.

Carter (2002), avec des essais de retrait empêché a aussi mesuré la résistance en traction d'un enrobé neuf EG-10. Il arrive à des valeurs moyennes de 2,8 MPa pour un enrobé à 10% de filler et 4,2 MPa pour un enrobé à 7% de filler (température de rupture plus élevée à -32°C). Le taux de refroidissement était de 10°C par heure.

3.1.4 Masse volumique de l'enrobé

Timm (2001) estime la masse volumique d'un enrobé à $2\ 200\ kg/m^3$.

3.1.5 Coefficient de Poisson de l'enrobé

D'après le catalogue de dimensionnement de la Ville de Montréal (Assaf et al., 1995), un coefficient de Poisson de 0,35 peut être pris pour l'enrobé et la fondation granulaire. Pour des températures inférieures à 0°C, Timm (2001) l'évalue à 0,20.

Tableau VII

Résistance en traction des enrobés des sections C-SHRP (Anderson et al., 1999)

Lamont section	bitume	T (°C)	resist. tract. (kPa)
1	PG 58 -22	-20	2 960
		-30	2 740
2	PG 52 -28	-20	3 520
		-30	3 030
3	PG 46 -34	-20	3 100
		-30	4 190
4	PG 58 -22	-20	2 580
		-30	2 160
5	PG 64 -28	-20	2 260
		-30	2 950
6	PG 52 -28	-20	2 640
		-30	2 900
7	PG 52 -34	-20	3 530
		-30	3 380

Hearst section	bitume	T (°C)	resist. tract. (kPa)
B	PG 52 -28	-20	2 760
		-30	2 670
A	PG 52 -28	-20	2 430
		-30	2 860
AA	PG 46 -34	-20	3 030
		-30	3 290

Sherbrooke section	bitume	T (°C)	resist. tract. (kPa)
A	PG 52 -34	-20	3 915
		-30	3 400
B	PG 52 -28	-20	4 455
		-30	3 140
C	PG 64 -28	-20	3 300
		-30	3 060
D	PG 52 -28	-20	3 150
		-30	2 870

3.1.6 Coefficient de dilatation thermique de l'enrobé

La revue de littérature effectuée par Anderson et al. (1999) situe les coefficients entre 1,21 et $3,69 \times 10^{-5} /^{\circ}\text{C}$. Des essais ont aussi été réalisés dans le cadre du programme C-SHRP avec une baisse de température de 5°C par jour. Entre 0 et -25°C , les coefficients variaient entre 2,1 et $2,6 \times 10^{-5} /^{\circ}\text{C}$, à -35°C , entre 1,5 et $2,7 \times 10^{-5} /^{\circ}\text{C}$ et enfin à -45°C , entre 0,8 et $2,7 \times 10^{-5} /^{\circ}\text{C}$.

3.2 Le choix des essais

Le module d'élasticité et la résistance en traction d'un enrobé à basse température peuvent être mesurés par des essais de natures très différentes (Haas et Phang, 1988; Vinson, Janoo et Haas, 1990; Jung et Vinson, 1994; Carter, 2002). Toutefois, les deux seuls essais permettant de mesurer les paramètres d'intérêt sont l'essai de retrait empêché et l'essai de traction directe.

Comme il a déjà été dit, la fissuration de retrait thermique apparaît lorsque les contraintes thermiques dépassent la résistance en traction de l'enrobé. L'essai de retrait empêché permet de visualiser le développement des contraintes thermiques ainsi que de savoir à quelle température et sous quelle contrainte l'enrobé rompt. Des essais de traction doivent aussi être réalisés pour connaître la résistance de l'enrobé ainsi que son module élastique. L'essai de traction indirecte qui aurait pu être réalisé mesure en fait le module résilient d'un enrobé et impose donc des chargements répétés, qui ne sont pas vraiment représentatifs des contraintes thermiques à basse température.

La principale différence entre les essais de traction et l'essai de retrait empêché concerne le développement des contraintes. Avec les essais de traction, les contraintes sont imposées par une déformation à basse température tandis que pour l'essai de retrait

empêché, c'est la température qui induit les contraintes et les déformations. Il est fréquemment cité que c'est l'essai de retrait empêché qui simule le mieux les conditions réelles (Haas et Phang, 1988; Jung et Vinson, 1994).

Des essais de dilatation thermique doivent aussi être réalisés car ils permettent de déterminer le coefficient de dilatation thermique nécessaire pour les modèles de Haas et Timm.

L'essai de traction directe et de dilatation thermique ne sont pas normalisés. Pour chacun des essais, il faut donc s'inspirer de ce qui a déjà été fait et reporté dans la littérature.

3.2.1 L'essai de traction directe

Vinson et al. (1990) décrivent un essai dont les échantillons mesuraient $1,5 \times 1,5 \times 4$ po. et les taux de déplacement étaient de $2,5 \times 10^{-3}$ à 12×10^{-3} mm/min. La température pouvait être abaissée jusqu'à -40°C .

Lors de l'étude du C-SHRP, Anderson et al. (1999) ont quant à eux utilisé des échantillons dont les dimensions étaient d'environ 50 mm de largeur, 30-40 mm d'épaisseur et 280-300 mm de longueur. La température minimale atteinte fut de -30°C . Le taux de déformation était en moyenne de $0,33 \times 10^{-6}$ mm/mm par seconde, pour se rapprocher au maximum des conditions réelles de déformation. Les contraintes, déplacements et températures ont été enregistrés toutes les cinq secondes. Dans la plupart des cas, le matériau a rompu par fragilité sauf quelquefois où une rupture visqueuse a été observée (à la fin, une élongation se produit alors que la contrainte diminue). Dans ce dernier cas, la contrainte maximale est retenue comme résistance.

Une comparaison des résultats obtenus entre les essais de traction directe réalisés pour l'étude C-SHRP et les résultats de traction indirecte réalisés sur les mêmes échantillons

ont montré que ces derniers étaient généralement supérieurs à -10°C. La cause en est probablement la vitesse de chargement, environ 2 000 fois supérieure pour les essais de traction indirecte. À -20°C, 8 des 14 tests de traction indirecte donnent des résultats comparables avec des résistances en traction égales à ± 500 kPa (Anderson et al., 1999).

D'une façon générale, les résistances en traction varient sur une large plage entre 2 160 et 4 190 kPa à -30°C. Les modules sécants, mesurés aux mêmes températures pour des durées allant de 300 à 600 sec, varient entre 14 040 et 32 440 MPa.

3.2.2 L'essai de dilatation thermique

Anderson et al. (1999) ont réalisé des essais de dilatation thermique sur des échantillons rectangulaires identiques à ceux utilisés pour les essais de traction directe. Les déformations ont été mesurées par un comparateur à cadran pour des écarts de température de 5°C, habituellement atteint en une journée. Jusqu'à -25°C, la longueur des échantillons décroissait linéairement avec la température, mais de -25°C à -45°C, la diminution de longueur décroissait avec la température.

Stoffels et Kwanda (1996) ont eux réalisé cet essai sur des échantillons cylindriques d'une hauteur de 51 mm et de diamètre 152,4 mm. Les instruments de mesures étaient des jauge de déformation résistives. Les échantillons étaient maintenus à 0°C au moins 12 heures avant de descendre la température à -25°C. La température était alors abaissée de 0,1°C/min avec une pause d'une heure entre chaque descente de -5°C.

3.2.3 L'essai de retrait empêché

Il s'agit d'un essai normalisé (AASHTO TP10-93, Standard Test Method for Thermal Stress Restrained Specimen Tensile Strength). Cet essai est aussi très bien documenté, notamment par Jung et Vinson (1994), ainsi que par Carter (2002) qui a réalisé cet essai

avec des enrobés québécois. L'essai consiste à refroidir un échantillon d'enrobé à un taux de refroidissement constant tout en l'empêchant de se contracter (Jung et Vinson, 1994). Il se développe alors des contraintes de traction qui augmentent avec le refroidissement jusqu'à ce qu'elles dépassent la résistance en traction de l'échantillon, qui se rompt.

D'après la norme AASHTO TP10-93, le diamètre des échantillons doit être égal à 60 ± 5 mm, la longueur 250 ± 5 mm, le taux de refroidissement de $10 \pm 1^\circ\text{C}$, la température de départ de $5 \pm 1^\circ\text{C}$ et la durée initiale de conditionnement de $6 \pm 0,5$ heures. Le taux de refroidissement et la dimension des échantillons modifient de façon appréciable les résultats.

3.3 Choix des chaussées d'étude et matériaux d'essais

Pour étudier l'influence de la structure vis-à-vis de la fissuration par retrait thermique, il a été choisi de travailler sur des chaussées âgées de 6 à 8 ans, sur bases stabilisées ou non, ayant des épaisseurs d'enrobés différentes mais toujours avec un bitume PG 58 -28 pour rester dans le cadre du travail demandé par la Ville.

Il aurait été plus simple de faire les essais sur des enrobés neufs ou compactés en laboratoire, dont les caractéristiques auraient été entièrement connues, mais réaliser des essais sur des enrobés âgés a le mérite de prendre en compte la modification des caractéristiques mécaniques avec le temps. En effet, le bitume devient plus rigide, provoquant une augmentation du module d'élasticité et une baisse de la résistance en traction. Il est aussi possible de réaliser des vieillissements artificiels des mélanges avec des fours (Kliewer, Zeng et Vinson, 1996) mais la corrélation entre le vieillissement artificiel et naturel, sous les contraintes de trafic et de climat, ne pourra jamais être très satisfaisante.

Le choix de l'âge (6 à 8 ans) permet d'avoir des données globalement comparables à celles du C-SHRP (5 à 6 ans) et du Mn/ROAD (5 ans). De plus, cela permet de travailler sur des chaussées dont les méthodes de construction n'ont pas trop changé par rapport aux méthodes actuelles.

Deux tronçons sur base non stabilisée ont été retenus pour étude :

- Rue Joséphine-Marchand de ouest/Saint-Donat à Saint-Donat (1997)

Enrobés : 40 mm MB-6 et 50 mm de MB-3

Fondations : 200 mm VM-2, 200 mm VM-3 et 300 mm sable A

- Rue Léopold-Christin de Henri-Bourassa vers le nord (1996)

Enrobés : 50 mm de MB-3

Fondations : 200 mm VM-2 et 400 mm VM-3

Sept tronçons sur base stabilisée ont été retenus :

- Rues Aylwin, Chambly, et Saint-Germain de Hochelaga à Sherbrooke (1996)

Enrobé : 75 mm MB-5

Fondations : 200 mm base stabilisée en usine et 300 mm VM-2

- Rues McTavish de Sherbrooke à Docteur Penfield (1996), 8^e avenue de Saint-Zotique à Bélanger (1995), 16^e avenue de Bélanger à Bélair (1995)

Enrobé : 75 mm MB-5

Fondations : 200 mm base stabilisée en usine et 200 mm MR VM-2

- 13^e avenue de Jean-Rivard à Émile-Journauld (1996)

Enrobé : 75 mm MB-5

Fondations : 250 mm pulvérisation en place et 150 mm base stabilisée au bitume mousse

Les équivalences suivantes sont proposées pour comparer avec les nominations actuelles :

MB-6 = EB-10C

MB-5 = EB-10S

MB-3 = EB-20

VM-2 = MG 20

VM-3 = MG 56

3.4 Acquisition des carottes de la Ville et réalisation des éprouvettes

Le carottage des chaussées a été effectué le 1^{er} avril 2003 par le service des Infrastructures et de l'Environnement de la Ville de Montréal, il s'agissait de carottes de 10 po. de diamètre réalisées verticalement. Toutefois, la carotte de l'un des tronçons ne correspondait pas avec les plans fournis par la Ville. Il s'agit de la rue Léopold-Christin dont l'enrobé aurait dû être composé d'une couche de base MB-3 et d'une couche de roulement MB-6. La carotte reçu n'a fourni que la couche de base, soit 50 mm de MB-3. Après discussion avec les services municipaux, il a été confirmé qu'aucune couche de roulement n'a été posée sur cette chaussée.

Étant donné que l'on désire étudier la dimension longitudinale de l'enrobé, il a fallu réaliser des éprouvettes en carottant longitudinalement dans l'enrobé. Un exemple de préparation pour un enrobé posé sur une fondation stabilisée est décrit sur la figure 16.

Le diamètre de toutes les éprouvettes est de 40 mm et leur longueur d'environ 150 mm. Il s'agit du maximum qui ait pu être réalisé avec les matériaux fournis.

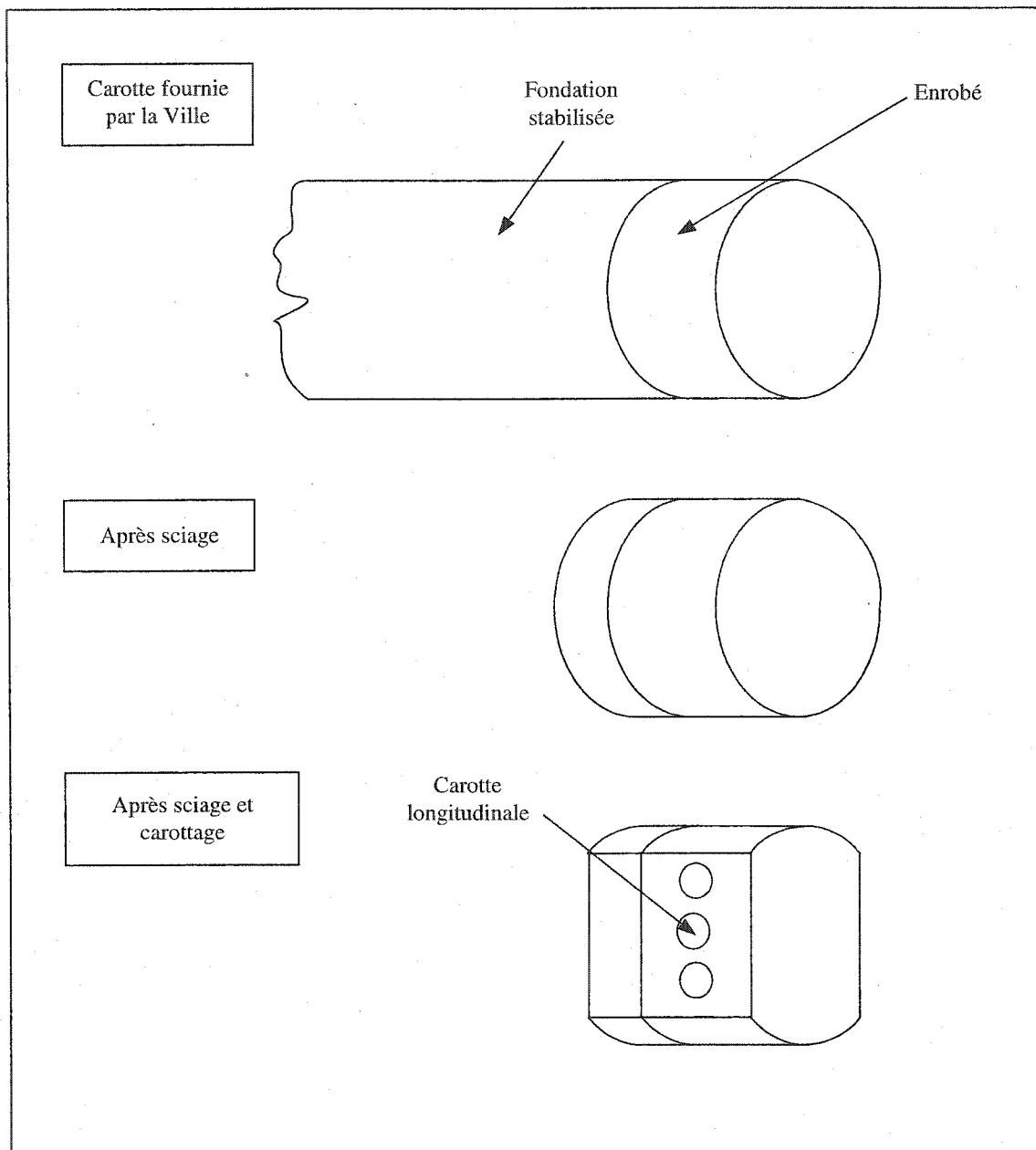


Figure 16 Exemple de préparation d'éprouvette (non à l'échelle)

CHAPITRE 4

RÉALISATIONS DES ESSAIS

Ce chapitre présente les essais réalisés dans le cadre de cette étude qui vise à apprécier l'effet des caractéristiques des enrobés et des fondations sur l'espacement des fissures de retrait thermique. À ce titre, les essais suivants sont décrits en termes de caractérisation des échantillons, matériel utilisé, calibrage des appareils de mesure et résultats.

4.1 L'essai de dilatation thermique

4.1.1 Stockage des éprouvettes

Les éprouvettes sont au préalable stockées à 20°C et 50% d'humidité dans un lit de sable pour minimiser le fluage.

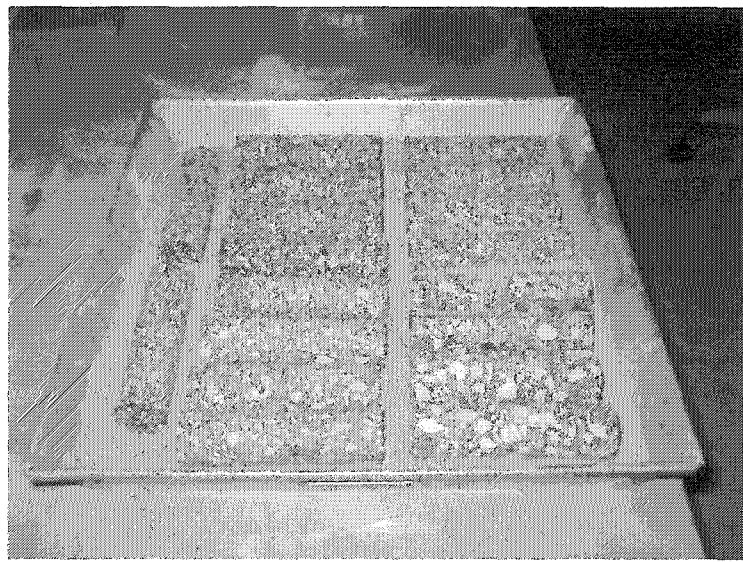


Figure 17 Stockage des éprouvettes

4.1.2 Matériel utilisé

L'essai de dilatation thermique a été réalisé dans la chambre environnementale montée sur la presse MTS de l'École de Technologie Supérieure (ETS)². Le logiciel TestWare-SX a permis de définir les variations de température imposées à la chambre via un contrôleur numérique et le logiciel TestStar II. Les déformations des éprouvettes ont été mesurées par des jauge TML type PL-60-11-3LT d'une longueur de 60 mm, toutes du même lot et commandées au même fournisseur. La colle utilisée est une M-Bond GA-2 composée d'une résine adhésive et d'un agent durcisseur conçus par Micro-Measurements de la compagnie Vishay. L'acquisition des données s'est faite par le System 6000 de Vishay. Dans notre cas, la fréquence d'acquisition a été fixée à une toutes les 15 min, avec un maximum de 10 données à la fois.



Figure 18 Trois éprouvettes et le silicate de titane dans la chambre d'essai

² Presse hydraulique multifonctionnelle MTS-810 100 kN, manufacturée par MTS Systems Corporation, installée et opérée depuis octobre 2000. Chambre environnementale MTS-651 -70/100°C.

4.1.3 Calibrage des appareils de mesure de la température

Le calibrage des appareils de mesure de la température est indispensable car cette dernière donnée est probablement l'une des plus difficiles à mesurer. Une chute de température de +20 à -40°C telle que réalisée pour les essais de dilatation thermique a été appliquée aux trois thermocouples de type T ainsi qu'à la sonde de la presse (désignée sonde MTS) et à la sonde du laboratoire (désignée sonde S). D'après les résultats du calibrage, il s'avère que les thermocouples sont très sensibles et donc plus rapides en réponse que les sondes. Cependant, les sondes donnent des résultats plus proches de la commande en moyenne et en écart-type. La sonde S a été retenue comme sonde témoin car elle donne la plus faible différence en moyenne avec la commande.

Tableau VIII

Résultats du calibrage des appareils de mesure de la température

	Écart avec commande				
	thermocouple 1	thermocouple 2	thermocouple 3	sonde MTS	sonde S
moyenne	1,0	1,9	2,0	0,4	0,3
écart-type	0,6	0,7	0,7	0,4	0,4

4.1.4 Protocole expérimental

Deux jauge ont été collées sur chaque éprouvette, avec un angle de 180 degrés. À chaque essai, les déformations de trois éprouvettes et du silicate de titane ont été mesurées. Le silicate de titane ayant un coefficient de dilatation quasi-nul, la déformation de sa jauge a été soustraite aux déformations brutes mesurées par les autres jauge pour obtenir les déformations réelles. Les éprouvettes et le silicate ont été posés horizontalement sur un lit sable et un thermocouple a été fixé sur chaque éprouvette.

Les descentes en températures ont toujours été de 2°C par heure et les températures ont été stabilisées pendant 2 heures à +20, +10, 0, -10, -20, -30 et -40°C. Après cela, la température a été remontée à 20°C à 10°C / heure. L'acquisition des données commence après les 2 heures de stabilisation initiale à +20°C.

4.1.5 Résultats

La baisse de température de +20°C à 0°C est considérée comme étant une période de stabilisation des éprouvettes, qui ont été manipulées juste avant. À partir de 0°C, on considère que l'état de déformation est stable dans le temps lorsque que la moyenne des déformations est de moins de 2 µm/m (2 microdef) en une demi-heure, comme le proposent Stoffels et Kwanda (1996). Les mesures des températures et la moyenne des déformations de chaque échantillon sont rapportées aux figures 19, 20 et 21.

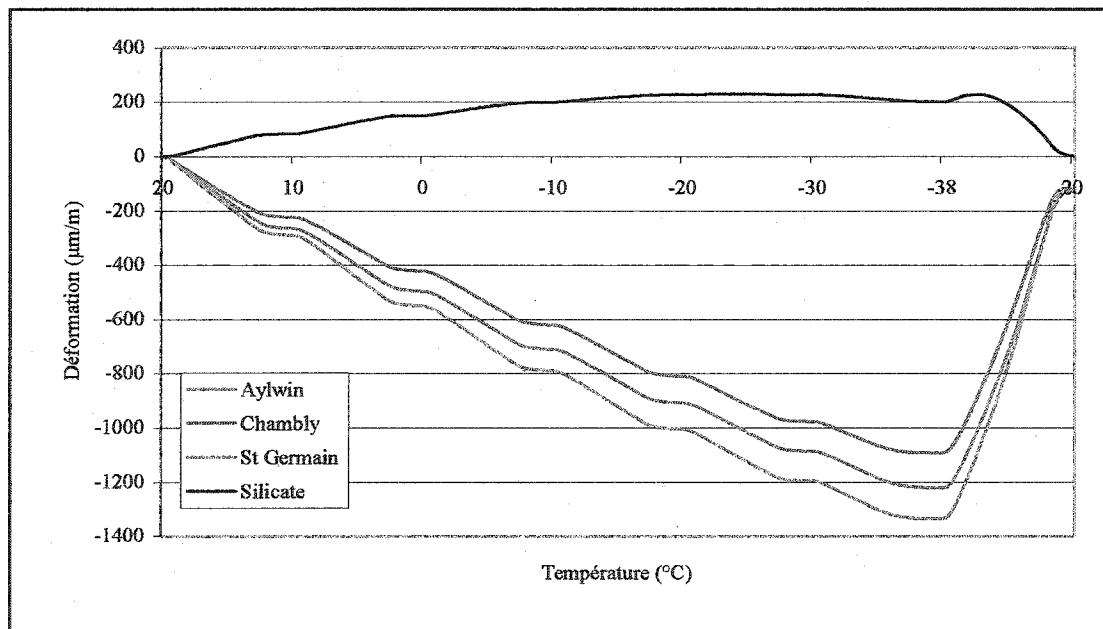


Figure 19 Essai de dilatation thermique (rues Aylwin, Chambly, St Germain)

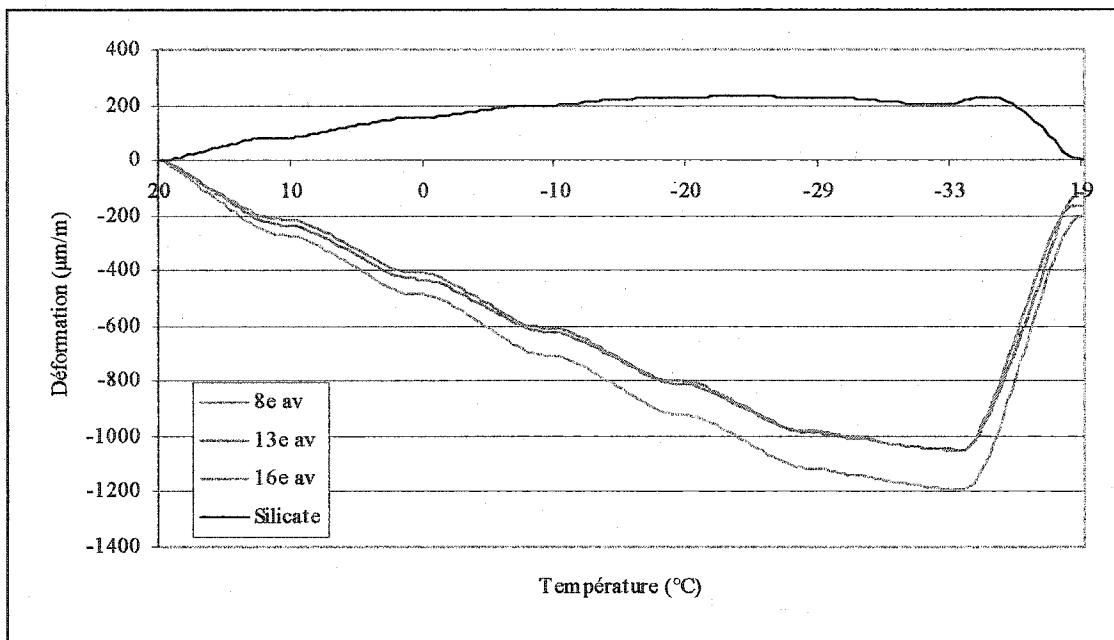


Figure 20 Essai de dilatation thermique (8^e, 13^e et 16^e avenue)

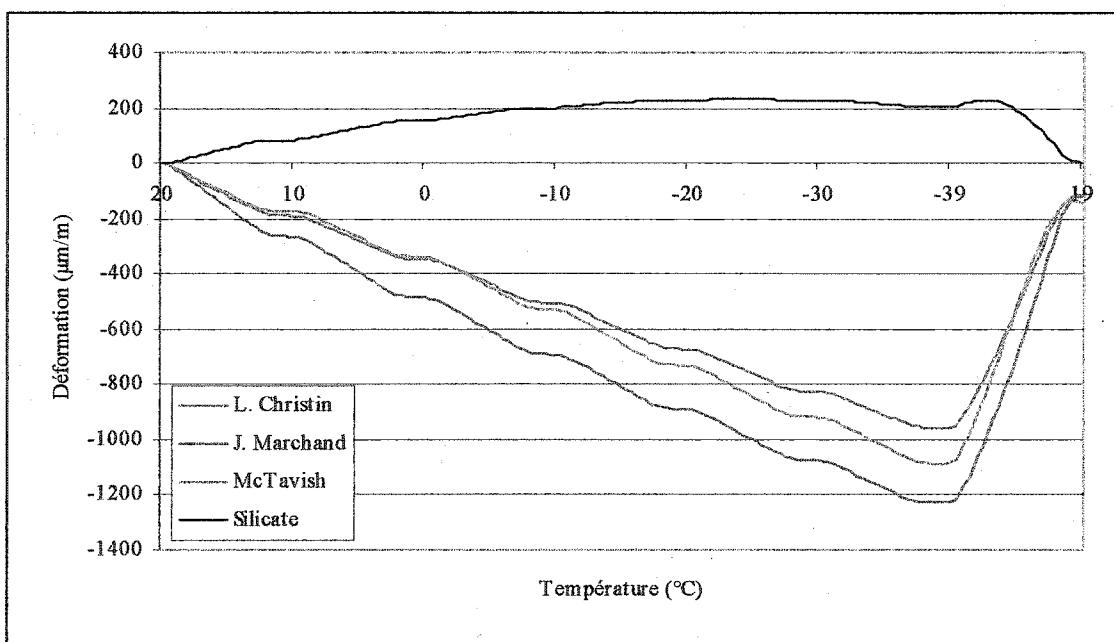


Figure 21 Essai de dilatation thermique (rues L. Christin, J. Marchand et McTavish)

Les coefficients de dilatation thermique sont obtenus en divisant les différences de déformations mesurées aux températures stabilisées par les différences de températures. Le coefficient mesuré à +15°C n'est pas considéré comme fiable puisque l'éprouvette est encore en conditionnement. Par la suite, les coefficients à +5, -5, -15 et -25°C ne sont pas constants mais décroissent avec la température comme on le constate sur les figures 22, 23 et 24.

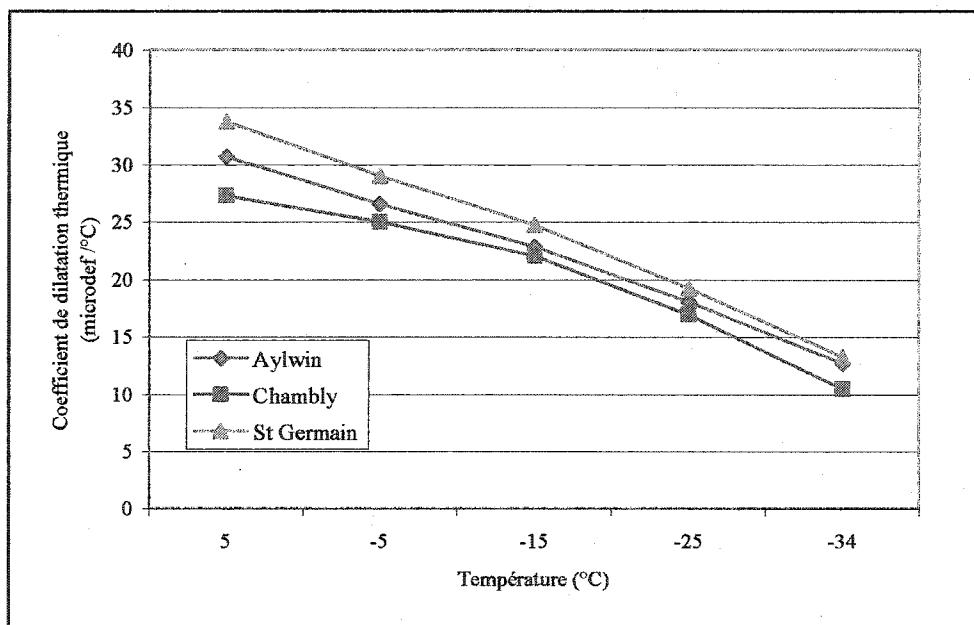


Figure 22 Coefficients de dilatation thermique (rues Aylwin, Chamby, St Germain)

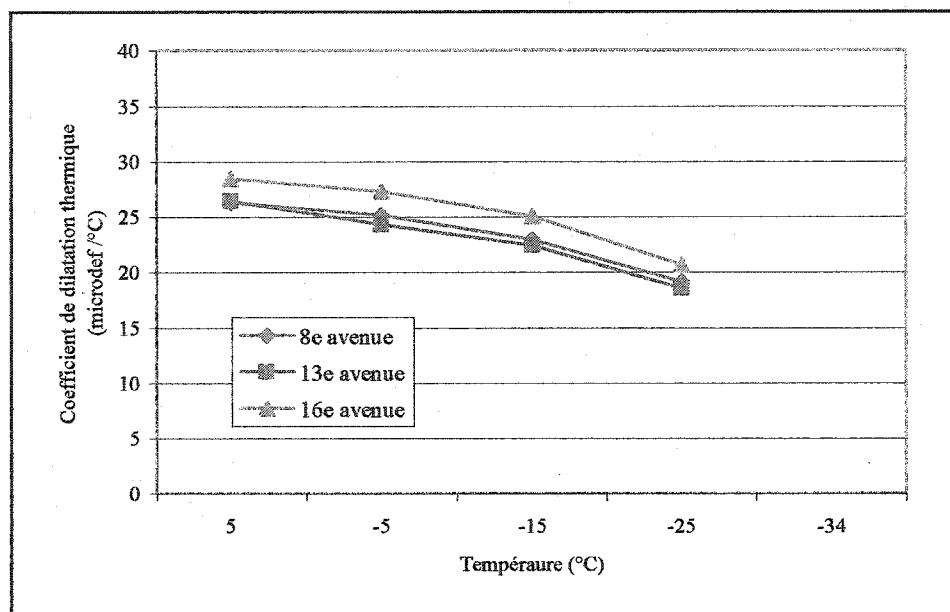


Figure 23 Coefficients de dilatation thermique (8^e avenue, 13^e avenue, 16^e avenue)

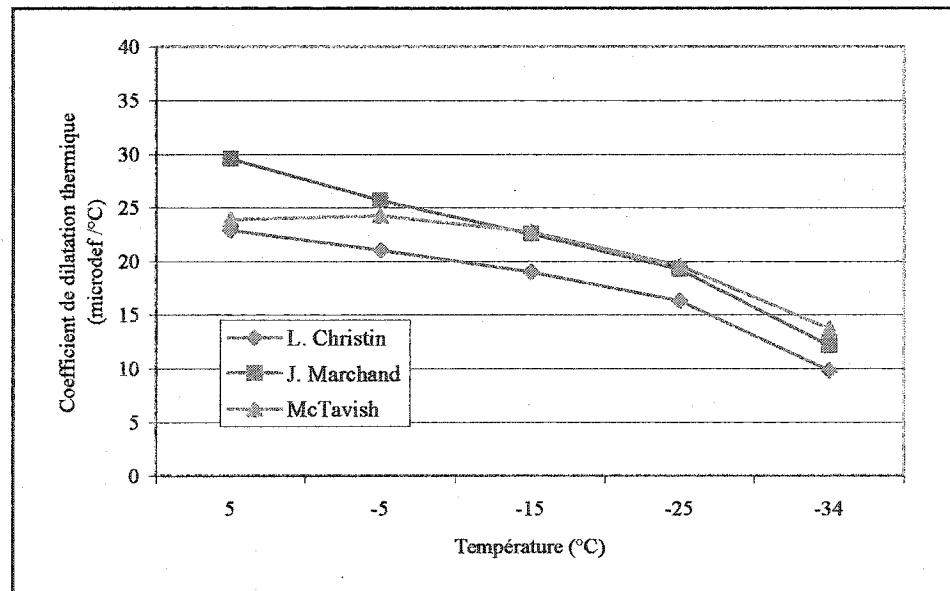


Figure 24 Coefficients de dilatation thermique (rues L. Christin, J. Marchand, McTavish)

Les résultats des essais sont présentés dans le tableau IX.

Tableau IX

Coefficients de dilatation thermique des tronçons ($10^{-6} /{^\circ}\text{C}$)

	Températures ($^{\circ}\text{C}$)				
	5	-5	-15	-25	-34
Aylwin	31	27	23	18	13
Chambly	27	25	22	17	10
St Germain	34	29	25	19	13
8e avenue	26	25	23	19	
13e avenue	26	24	22	19	
16e avenue	28	27	25	21	
L. Christin	23	21	19	16	10
J. Marchand	30	26	23	19	12
McTavish	24	24	23	20	14

Un quatrième essai a été réalisé pour confirmer les résultats précédents. Les échantillons des rues Léopold Christin et Saint Germain ont été posés sur le sable tandis que les échantillons de la rue McTavish et de la 16^e avenue ont été enfouis dans le sable. La descente en température a aussi été modifiée : stabilisation à 0°C pendant 12 heures puis descente en température de 2°C par heure avec stabilisation pendant 2 heures à -10, -20, -30 et -40°C comme précédemment. L'acquisition des données a commencé après les 12 heures de stabilisation à 0°C . Les résultats sont présentés à la figure 25 et au tableau X.

On constate que les résultats des échantillons enfouis dans le sable ou non, et subissant une stabilisation en température différente sont quasiment identiques aux résultats précédents. On peut donc en conclure que le support des échantillons n'a que peu d'importance et que la stabilisation en température, après 12 heures à 0°C est bien effectuée, comme précédemment.

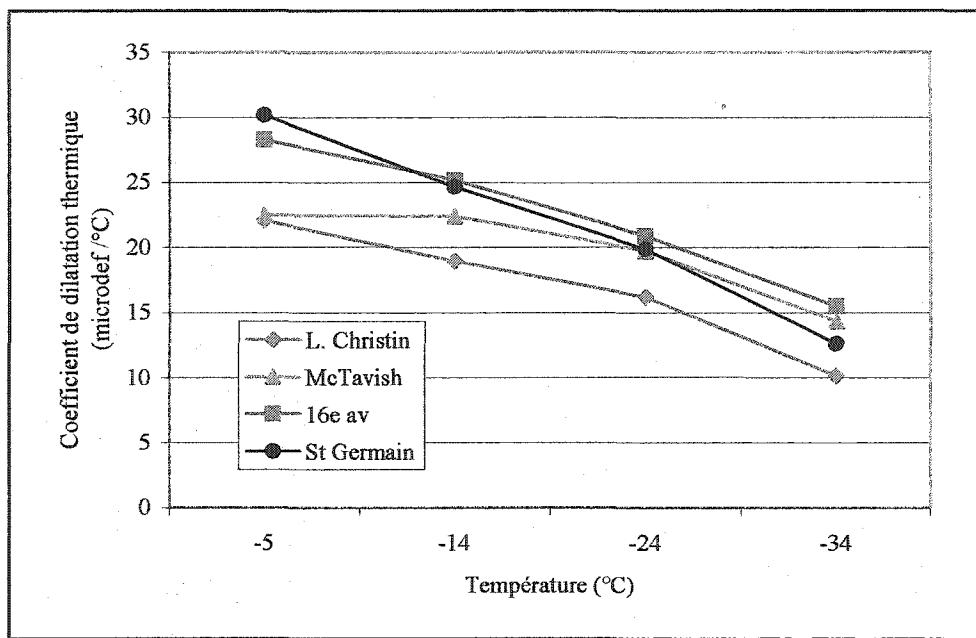


Figure 25 Vérification des coefficients de dilatation thermique de quatre tronçons

Tableau X

Coefficients de dilatation thermique des tronçons vérifiés ($10^{-6} / ^\circ\text{C}$)

	Températures (°C)			
	-5	-14	-24	-34
L. Christin	22	19	16	10
McTavish	23	22	20	14
16e avenue	28	25	21	15
St Germain	30	25	20	13

Finalement, les essais donnent des coefficients de dilatation thermique qui concordent avec ce qui existe dans la littérature (Anderson et al., 1999). À -30°C , la valeur moyenne obtenue en interpolant ou extrapolant les résultats est de $16 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ à -30°C pour un EB-10. Ceci correspond très bien à la valeur mesurée lors de l'étude C-SHRP pour le tronçon de Sherbrooke ($15 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ à -35°C).

4.2 L'essai de retrait empêché

4.2.1 Calibrage des extensomètres

Un essai sur un cylindre d'aluminium étalon dont le coefficient de dilatation thermique est connu ($23,6 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$) a été effectué pour calibrer les extensomètres, il a été trouvé que ces derniers avaient un coefficient de dilatation de $16 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$ (figure 26). Puisqu'ils sont d'une longueur de 100 mm, le déplacement réel X est calculé, après correction de la valeur mesurée x , avec la formule suivante :

$$X = x - 0,0016 \cdot (T_{ini} - T) \quad (4.1)$$

La température initiale est de 5°C , x et X sont en millimètres.

Cette formule a été insérée dans TestStar II de façon à ce que le déplacement réel et non mesuré initialement soit maintenu à 0 pendant toute la durée de l'essai de retrait empêché.

4.2.2 Préparation de l'essai

Avant de réaliser un essai de retrait empêché ou de traction directe, il faut préparer les éprouvettes pour pouvoir les utiliser avec la presse. La première étape consiste à coller les casques d'aluminium à l'aide du montage du laboratoire (figure 27). Ce montage permet de centrer les échantillons de façon à ce que le champ de contrainte soit bien homogène lors de la traction. Les casques sont préalablement nettoyés à l'acétone et le collage se fait pendant 24 heures avec un adhésif structural de résine époxyde Sikadur 31 Hi-Mod Gel. Une fois l'échantillon collé, il peut être monté sur la presse, d'abord en bas, puis en haut, en faisant descendre le vérin. Trois extensomètres sont placés à 120 degrés autour de l'éprouvette afin de mesurer les déplacements (figure 28).

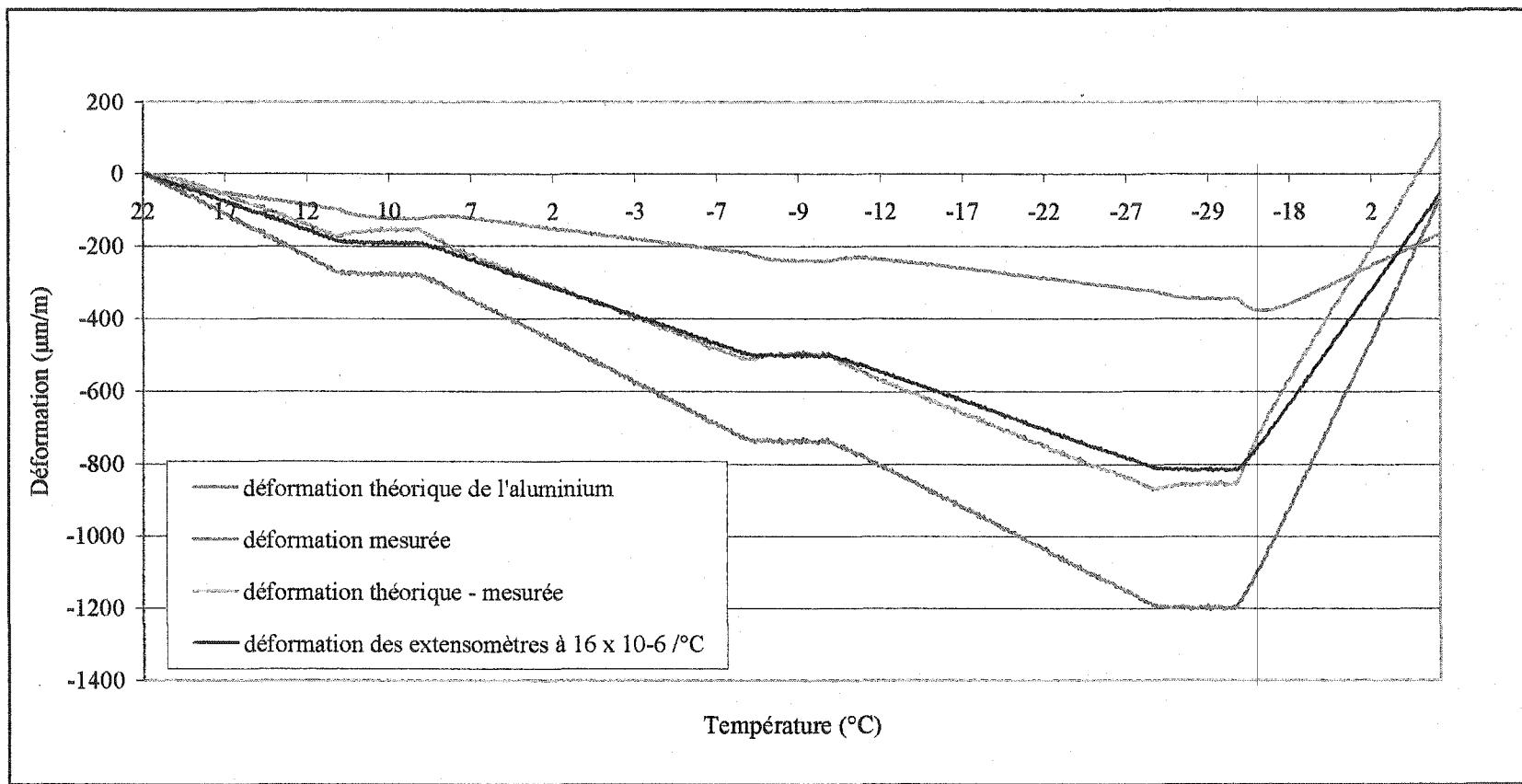


Figure 26 Mesure de la dilatation thermique des extensomètres

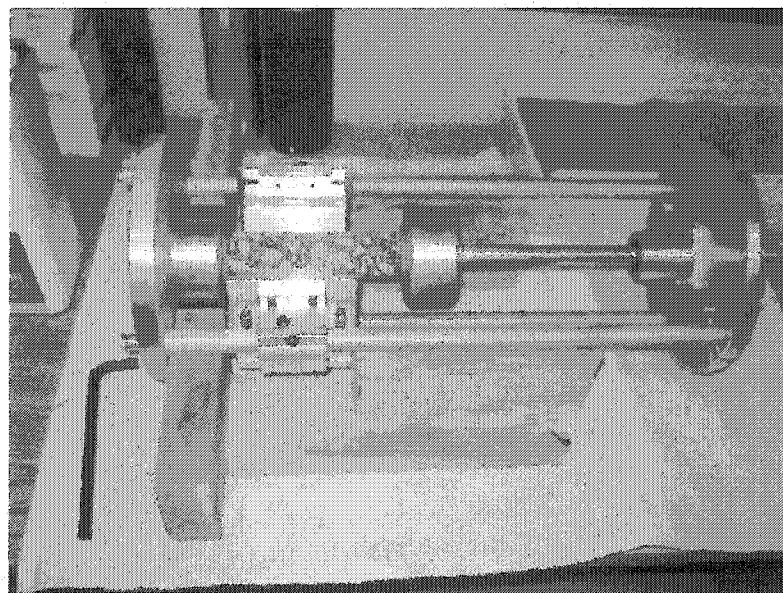


Figure 27 Collage d'un échantillon

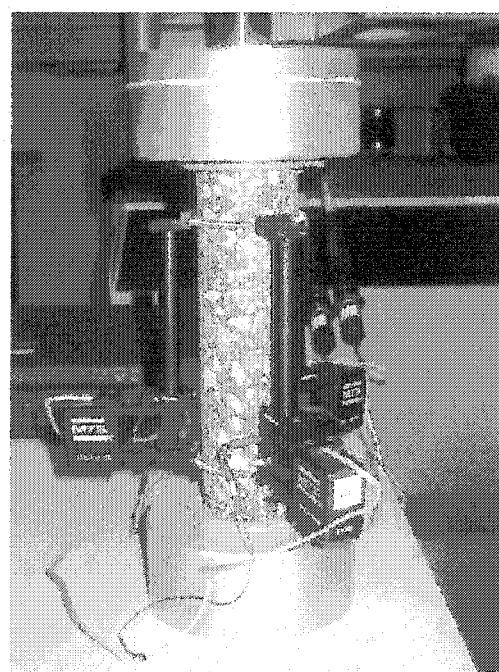


Figure 28 Éprouvette et extensomètres

4.2.3 Réalisation de l'essai

Cet essai a été réalisé après un conditionnement de 6 heures à 5°C durant lequel la force appliquée à l'échantillon conserve une valeur nulle. Puis, la descente en température se fait à 5°C / heure, ce taux représentant mieux les conditions réelles de refroidissement que les 10°C / heure de la norme (Annexe 3). La programmation du conditionnement, de la descente en température et de l'acquisition de données s'est fait grâce au logiciel TestWare-SX. La presse était configurée et asservie via le logiciel TestStar II de MTS qui réalisait aussi l'acquisition de données.

4.2.4 Résultats

Les résultats des essais de retrait empêché sont représentés sur une courbe où figurent la température et l'évolution des contraintes de traction, mesurées par le système d'acquisition de données TestStar II. Les figures 29 et 30 montrent les résultats pour les enrobés EB-10 et EB-20 testés.

Finalement, une synthèse des résultats est présentée dans le tableau XI. Il faut noter que trois ruptures se sont produites à moins de deux centimètres des casques (16^e avenue, 8^e avenue #2 et L. Christin #2) et que deux ruptures ont eu lieu entre les extensomètres (8^e avenue #1 et L. Christin #1). Tous les résultats sont cependant valides.

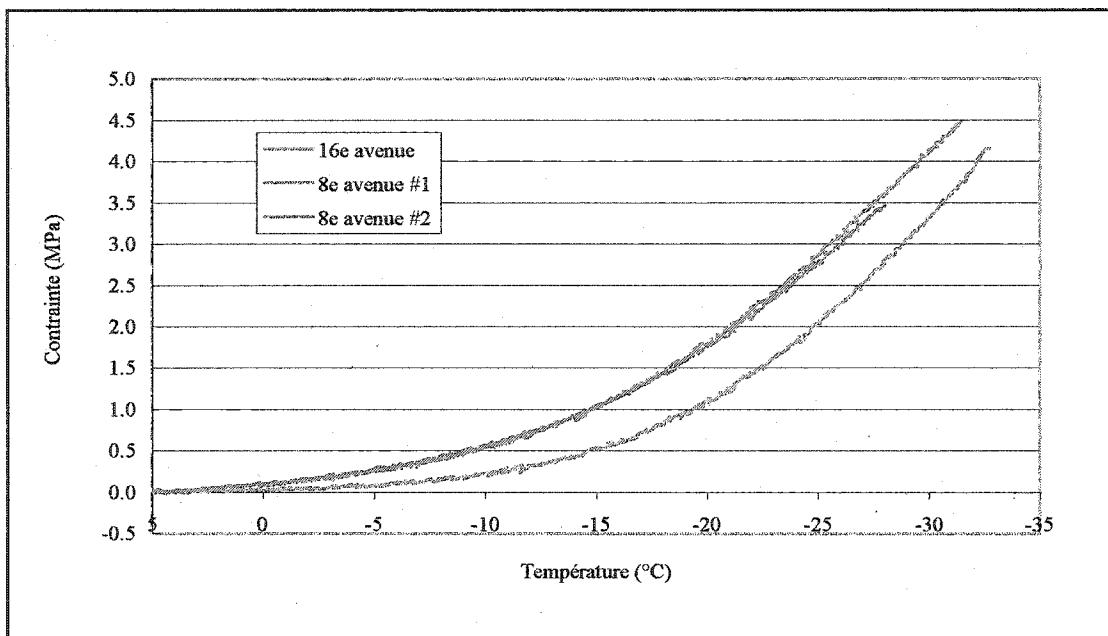


Figure 29 Résultats des essais de retrait empêché pour les enrobés EB-10

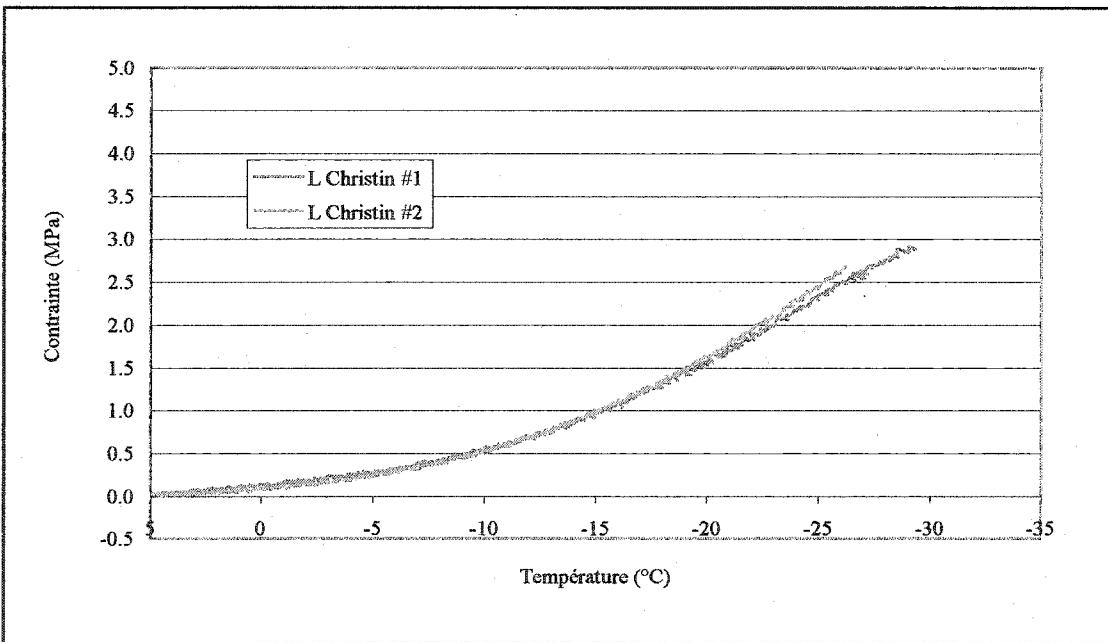


Figure 30 Résultats des essais de retrait empêché pour les enrobés EB-20

Tableau XI

Températures et contraintes de rupture pour l'essai de retrait empêché

		T (°C)	σ (MPa)
EB-10	16 ^e avenue	-33	4,2
	8 ^e avenue #1	-31	4,5
	8 ^e avenue #2	-28	3,5
EB-20	L. Christin #1	-29	2,9
	L. Christin #2	-26	2,7

Les valeurs moyennes des contraintes à la rupture pour les EB-10 et EB-20 sont respectivement de 4,0 et 2,8 MPa et les moyennes de températures de rupture -30°C et -28°C. Ces données sont encore très proches des valeurs obtenues par Carter (2002) pour des enrobés neufs et permettent d'affirmer qu'après 6 à 8 ans d'âge, les enrobés conservent encore de bonnes caractéristiques.

4.3 L'essai de traction directe

Des essais de traction ont été réalisés à -20°C et -30°C avec la même presse que celle utilisée pour les essais de retrait empêché. Une période de conditionnement de 4 heures a été effectuée avant l'essai à -20°C, et la durée a été allongée à 6 heures pour les essais à -30°C. Dans les deux cas, la vitesse de déplacement imposée était de 10^{-4} mm/sec. Les essais ont été réalisés sur les échantillons des rues J. Marchand, Aylwin et Chambly. Après cela, un essai supplémentaire a été réalisé sur un échantillon de la 8^e avenue qui avait au préalable subi une rupture lors d'un essai de retrait empêché mais dont la rupture n'était pas visible (échantillon 8^e avenue #1). Les résultats sont présentés aux figures 31, 32, 33 et 34.

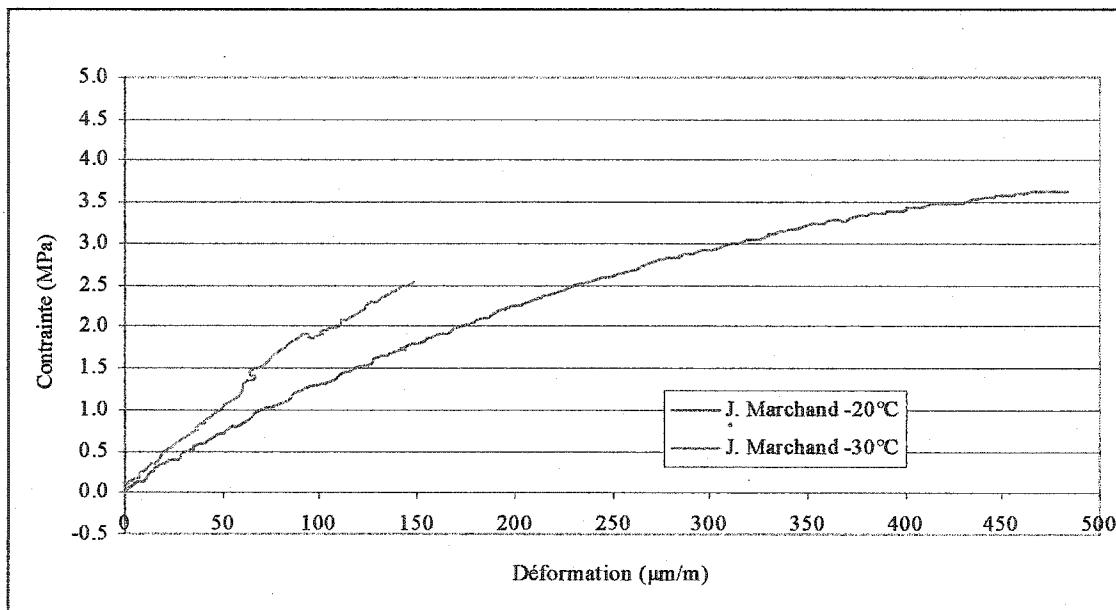


Figure 31 Résultats des essais de traction sur les échantillons de la rue J. Marchand

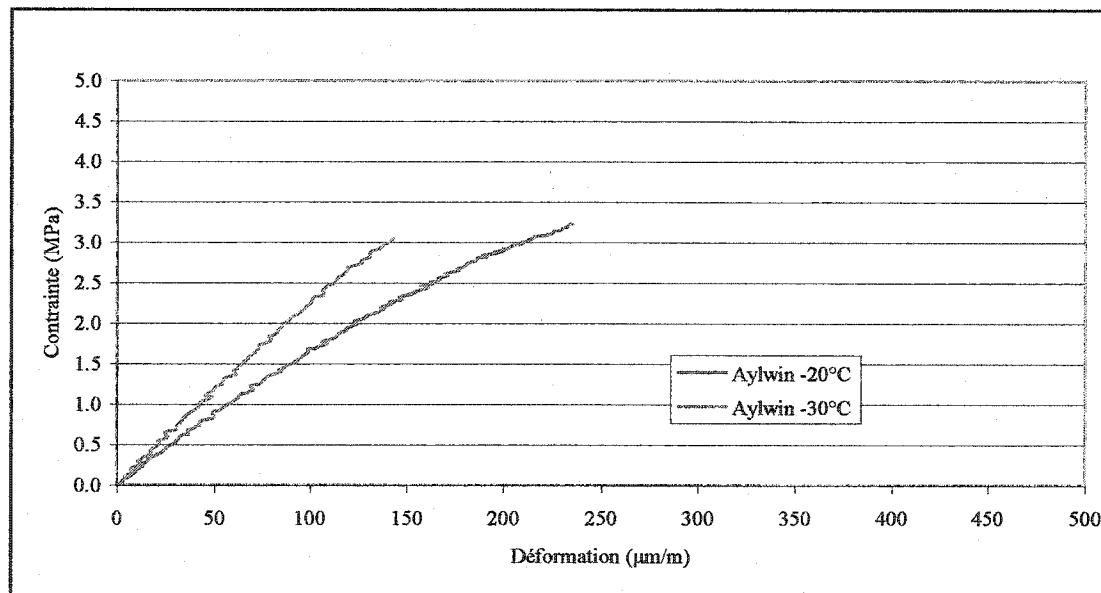


Figure 32 Résultats des essais de traction sur les échantillons de la rue Aylwin

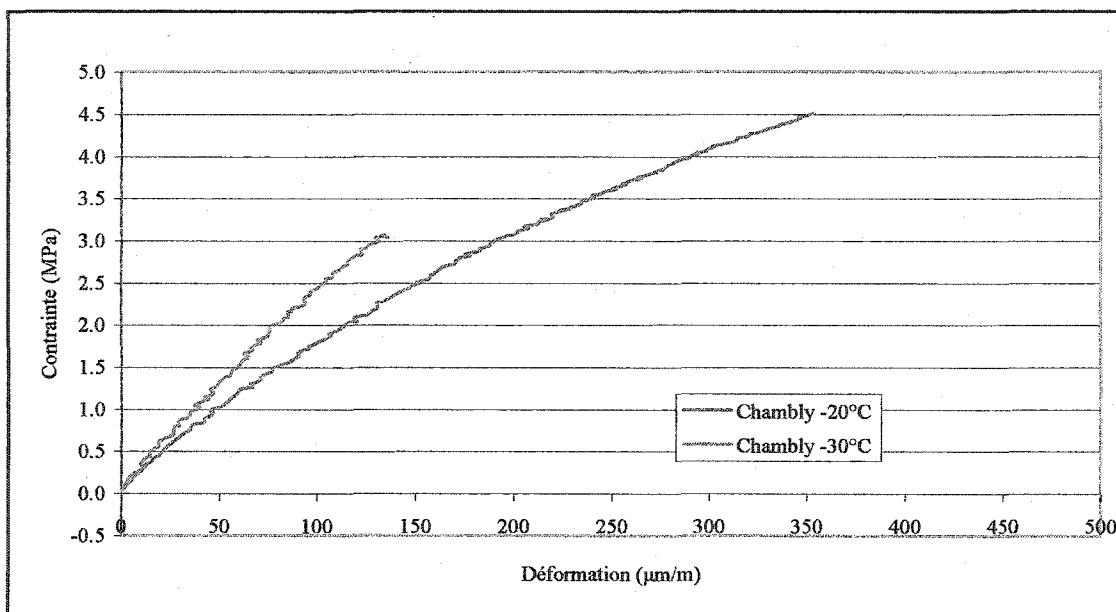


Figure 33 Résultats des essais de traction sur les échantillons de la rue Chambly

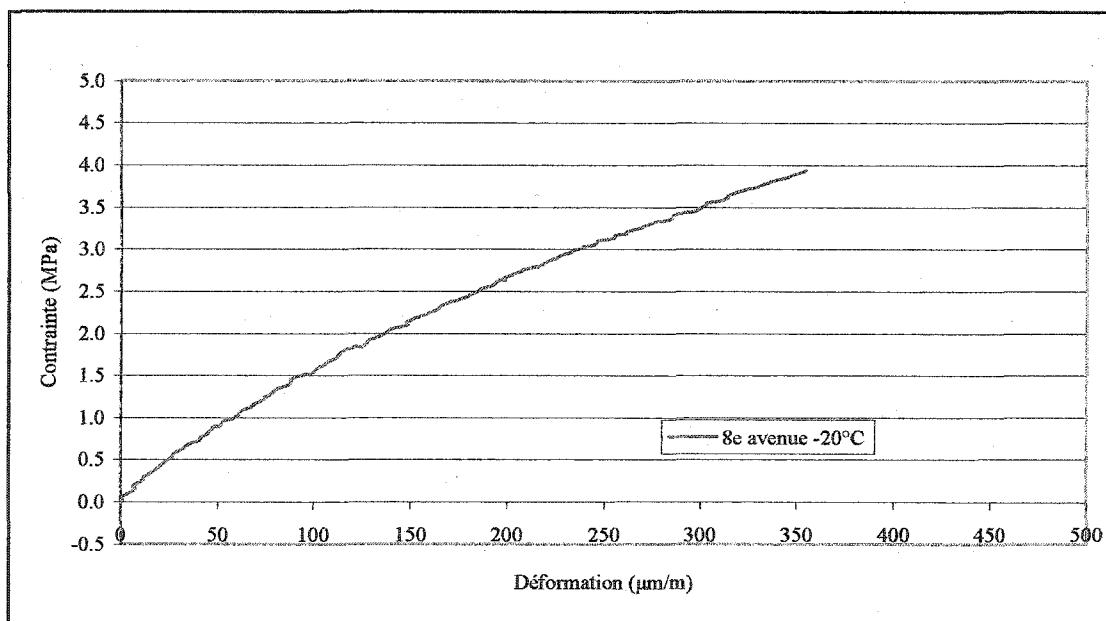


Figure 34 Résultats des essais de traction sur l'échantillon de la 8^e avenue

Trois ruptures se sont produites à moins de 2 cm des casques (Chambly -30°C, Aylwin -20°C et J. Marchand -20°C) et les quatre autres ruptures ont eu lieu entre les extensomètres. Les modules élastiques lors de la rupture sont calculés et les résultats finaux sont résumés dans le tableau XII. Enfin, un graphique des différents modules obtenus est montré à la figure 35.

Les essais donnent des contraintes de rupture légèrement plus basses pour le EB-20 (3,6 et 2,5 MPa à -20 et -30°C) que pour le EB-10 (moyennes de 3,9 et 3,0 MPa à -20 et -30°C). Toutefois, le faible nombre d'essais réalisés ne permet pas de conclure sur ce point.

Les modules sont tous plus élevés à -30°C qu'à -20°C et la moyenne retenue pour un EB-10 à -30°C est de 21 940 MPa. Pour le EB-20, la seule valeur mesurée est de 17 110 MPa. Enfin, l'essai sur l'échantillon de la 8^e avenue est à mettre à part puisqu'il s'agit d'un échantillon ayant déjà subi un essai de retrait empêché et une rupture (!). Sa capacité à subir un essai de traction indique qu'un enrobé peut subir une rupture « non effective » et s'auto-réparer avec un réchauffement.

Tableau XII

Contraintes et modules élastiques sécants à la rupture
pour les essais de traction directe

		σ (MPa)	E (MPa)
EB-20	J. Marchand -20°C	3,6	7 500
	J. Marchand -30°C	2,5	17 110
EB-10	Aylwin -20°C	3,2	13 740
	Aylwin -30°C	3,0	21 410
	Chambly -20°C	4,5	12 770
	Chambly -30°C	3,1	22 460
	8 ^e avenue -20°C	3,9	11 110

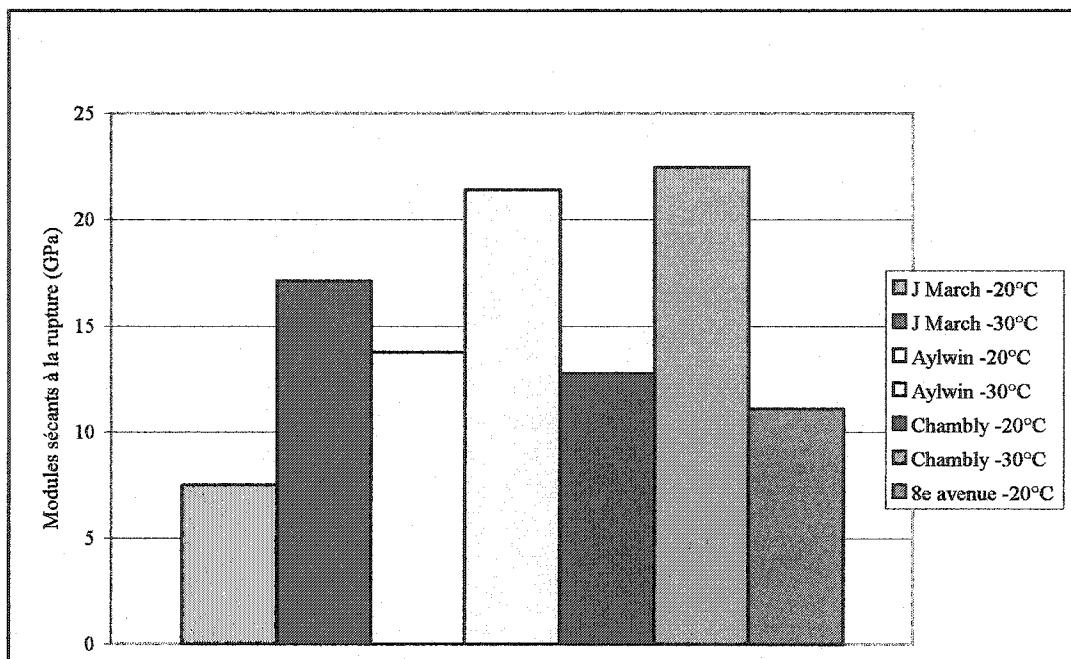


Figure 35 Modules élastiques sécants à la rupture pour les essais de traction directe

La valeur de module trouvée pour un EB-10 est légèrement inférieure aux modules sécants trouvés à Sherbrooke pour un MB-16 (Anderson et al., 1999) dont la moyenne avec un bitume PG XX -28 se situe à 26 510 MPa (sections C et D). On peut penser que l'enrobé du tronçon de Sherbrooke a durci plus vite en raison de la température plus basse et du trafic important.

CHAPITRE 5

APPLICATION DES MODÈLES ET ANALYSE DES RÉSULTATS

5.1 Les données du programme C-SHRP et de la Ville de Montréal

Avant d'appliquer les différents modèles aux données de la Ville, il est intéressant de tester ces modèles sur des données à l'échelle nationale, soit celles provenant du Programme stratégique de recherche routière du Canada (C-SHRP). Les tronçons routiers expérimentaux de ce programme se trouvent à Lamont (Alberta), Hearst (Ontario) et Sherbrooke (Québec) et ont été construits dans les années 1991 et 1992. Au cours des cinq ou six hivers qui ont suivi, de nombreuses données ont été recueillies (températures, relevé de fissuration...) et un programme d'essais a été développé afin de caractériser les matériaux. Des essais de dilatation thermique et de traction directe ont notamment été réalisés. Plusieurs modèles de prédiction des températures de rupture et de résistance à la fissuration thermique ont aussi été examinés (Anderson et al., 1999).

5.1.1 Observations des tronçons du C-SHRP

Il ressort du rapport de l'ATC (Anderson et al., 1999) qu'à Lamont, les espacements entre fissures allaient de l'excellent au très mauvais, à Hearst, très peu de fissures ont été observées et à Sherbrooke, les résultats sont assez moyens.

Le dimensionnement des chaussées est représenté à la figure 36.

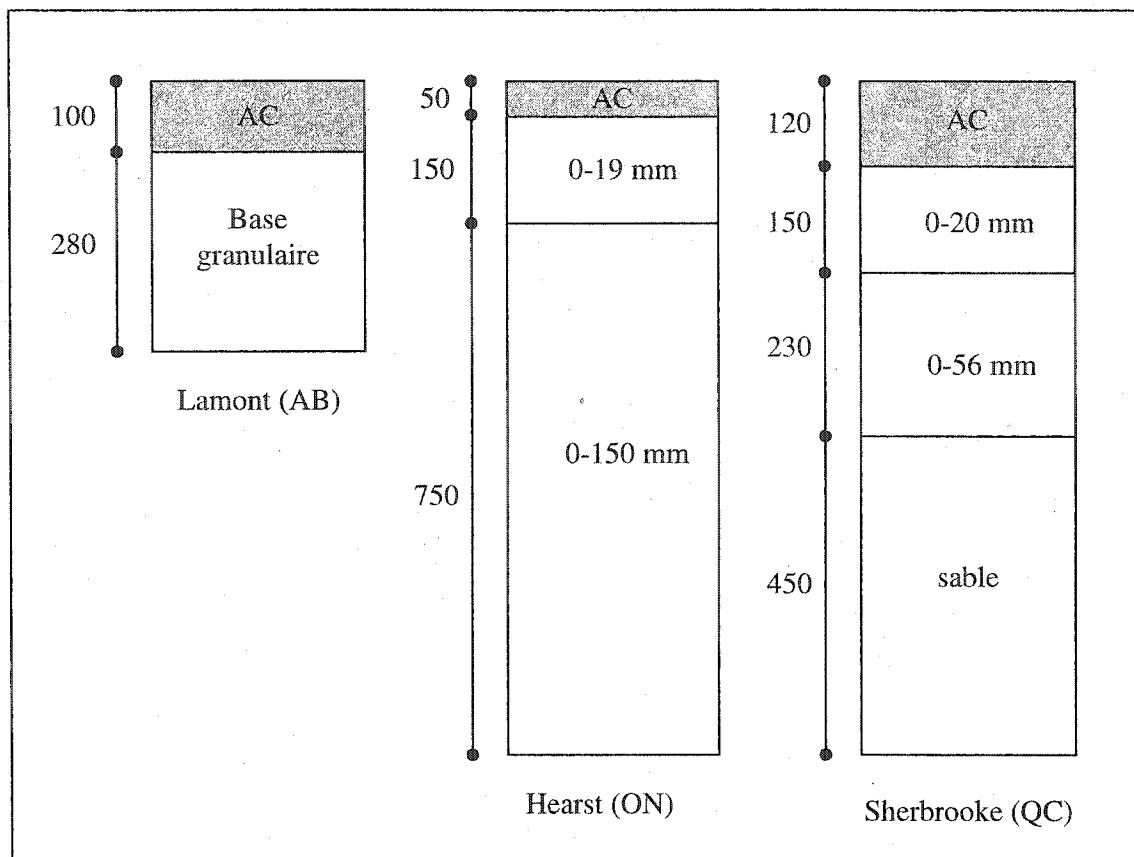


Figure 36 Dimensionnement des chaussées C-SHRP (en mm)

Bien que les conditions climatiques soient différentes sur les trois sites, les bons résultats des tronçons de Hearst, pour lesquels l'épaisseur d'enrobés est relativement faible, pourraient être dus à l'importante fondation (900 mm) et/ou au bitume, dont la pénétration est toujours supérieure à 150, produisant un enrobé à faible module. Les résultats de Sherbrooke, plutôt moyens, sont plus difficilement extrapolables aux autres tronçons car ils sont les seuls à subir un trafic relativement important, de 12 à 16 millions d'ECAS (équivalent charges axiales simples), tandis que les autres sections ne dépassent pas le million d'ECAS. À Lamont, les résultats très disparates montrent tout de même une grande différence de comportement selon le grade de bitume utilisé.

5.1.2 Observations des tronçons de la Ville de Montréal

À première vue, les résultats sont bons à Montréal. Le dimensionnement des chaussées souples sur base granulaire semble satisfaisant puisque les deux tronçons d'étude ne présentent chacun qu'une fissure transversale. Sur base stabilisée en usine, les résultats sont là encore globalement satisfaisants, même si on observe un peu plus de variabilité. Le seul regret concerne le tronçon dont la fondation provient d'un retraitement en place, et qui présente un certain nombre de fissures transversales régulièrement espacées.

5.2 Application du modèle de Haas

5.2.1 Application aux données du C-SHRP

Les données nécessaires sur les bitumes, les épaisseurs d'enrobé, la température et le coefficient de dilatation thermique sont résumés dans le tableau XIII, puis les prédictions du modèle empirique et les espacements réels sont comparés dans le tableau XIV.

5.2.2 Interprétation des résultats pour les données du C-SHRP

Dans l'ensemble, ces résultats montrent peu de corrélation mais les données recueillies ainsi que les résultats finaux doivent faire l'objet d'une discussion.

D'abord, le coefficient de dilatation thermique retenu a été le plus faible mesuré dans l'étude de l'ATC menée par Anderson et al. (1999). En effet, il a été montré que ce dernier diminuait à mesure que la température s'abaissait de -25°C à -45°C. Les données à -45°C sont les plus proches de celles observées dans les situations de froid extrême.

Tableau XIII

Caractéristiques des chaussées du C-SHRP nécessaires au modèle de Haas

		PEN	η (cSt)	PVN	ACTHICK (cm)	MINTEMP ($^{\circ}$ C)	COEFFX ($10^5 /^{\circ}$ C) à -45 $^{\circ}$ C
Lamont	1	100	277	-0,79	10	-46	1,6
	2	150	214	-0,74	10	-46	1,6
	3	333	163	-0,17	10	-46	1,6
	4	93	219	-1,22	10	-46	1,2
	5	88	530	0,05	10	-46	1,6
	6	176	280	-0,09	10	-46	2,7
	7	241	195	-0,30	10	-46	1,6
Hearst	1 (AA)	224	210	-0,26	5	-40	1,4
	2 (A)	160	270	-0,27	5	-40	1,4
	3 (B)	154	255	-0,42	5	-40	1,4
	4 (BB)	154	255	-0,42	10	-40	1,4
Sherbrooke	1 (A)	161	323	0,04	12	-39,6	0,8
	2 (B)	88	334	-0,64	12	-39,6	0,8
	3 (C)	90	631	0,34	12	-39,6	1
	4 (D)	147	232	-0,63	12	-39,6	0,8

Tableau XIV

Comparaison des résultats du modèle de Haas et de l'espacement réel pour les données C-SHRP

		TRANCRACK (m)	Espacement réel après 5 ou 6 ans (m)
Lamont	1	<10	9
	2	<10	6
	3	14	>200
	4	<10	6
	5	20	16
	6	<10	37
	7	10	111
Hearst	1 (AA)	32	167
	2 (A)	31	>200
	3 (B)	27	167
	4 (BB)	33	67
Sherbrooke	1 (A)	87	91
	2 (B)	66	16
	3 (C)	84	23
	4 (D)	67	67

L'interprétation des résultats est établie comme suit : on estime que l'espacement limite est de 20 m et on peut considérer que le modèle se trompe s'il surestime ou sous-estime l'espacement uniquement par rapport à cette limite. Dans ce cas, le modèle ne se trompe que pour quatre chaussées (Lamont 3, Lamont 6, Lamont 7 et Sherbrooke 2), ce qui lui donne un taux de fiabilité de 73% comme indiqué au tableau XV. Parmi ces quatre cas, il n'y en a qu'un seul pour lequel l'espacement a été surestimé (Sherbrooke 2), ce qui permet d'affirmer qu'il est assez conservateur.

Tableau XV

Comparaison des espacements pour le modèle de Haas et les données du C-SHRP par rapport à la limite de 20 m

Espacements		prédits	
		< 20 m	> 20 m
réels	< 20 m	26,7%	6,7%
	> 20 m	20,0%	46,7%

Le modèle n'a toutefois pas su prédire le meilleur comportement des chaussées de Hearst. Au contraire, il prédit un bon comportement des chaussées de Sherbrooke, dont le PVN est élevé, l'épaisseur d'enrobé importante et les coefficients de dilatation thermique très bas.

Pour Lamont, à l'exception de la chaussée 6 dont le coefficient de dilatation thermique est anormalement élevé, le modèle recommande des épaisseurs de 100 à 290 mm pour que l'espacement entre les fissures soit maintenu au-delà de 20 m partout.

5.2.3 Application aux données de la Ville de Montréal

Comme il a été spécifié au chapitre 2, l'étude porte sur l'enrobé supérieur de la chaussée. On estime d'abord que le bitume utilisé par la Ville est un PG 58 -28 standard dont le PVN est fixé à -0,74, qui est le PVN le plus bas pour les bitumes PG XX -28 utilisés lors du programme C-SHRP étudié. La température minimale dans l'air est arrondie à -29°C (Annexe 3) et les coefficients de dilatation thermique à -30°C sont calculés à partir des résultats des essais. Les résultats sont présentés au tableau XVI.

La formule initiale peut donc être réécrite de la façon suivante :

$$TRANCRACK = 122,7 + 1,28 ACTHICK - 60 COEFFX \quad (5.1)$$

Avec : *TRANCRACK* = espace moyen des fissures transversales (m)

ACTHICK = épaisseur de l'enrobé bitumineux (cm)

COEFFX = coefficient de dilatation thermique ($10^{-5}/^{\circ}\text{C}$)

Tableau XVI

Comparaison des résultats du modèle de Haas et de l'espace moyen pour les données de la Ville de Montréal

	<i>ACTHICK</i> (cm)	<i>COEFFX</i> ($10^{-5}/^{\circ}\text{C}$) à -30°C	<i>TRANCRACK</i> (m)	Espace moyen après 6 à 8 ans (m)
Léopold Christin	5,0	1,3	51	110
Joséphine Marchand	9,0	1,6	38	100
Aylwin	7,5	1,6	36	70
Saint Germain	7,5	1,6	36	33
Chamby	7,5	1,4	48	34
Mc Tavish	7,5	1,7	30	35
16 ^e avenue	7,5	1,8	24	49
8 ^e avenue	7,5	1,7	30	>200
13 ^e avenue	7,5	1,7	30	20

5.2.4 Interprétation des résultats pour les données de la Ville de Montréal

Le coefficient de dilatation thermique retenu ici est calculé à -30°C soit en interpolant les valeurs mesurées à -25°C et -35°C, soit en extrapolant lorsque les données à -35°C ne sont pas disponibles. Pour la rue Joséphine Marchand, il s'agit d'une moyenne des coefficients de dilatation thermique des autres EB-10 puisqu'on considère l'enrobé de la couche supérieure.

Il faut constater que la corrélation entre l'espacement réel et l'espacement prédit par le modèle n'est pas très élevée. Ceci est en partie dû aux différentes caractéristiques des bitumes utilisés car on sait qu'il existe plusieurs pénétrations et viscosité pour un même PG XX -28. Le modèle prédit en fait des espacements assez limités de $37\text{ m} \pm 14\text{ m}$. Toutefois, en reprenant la lecture précédente avec un espacement limite de 20 m, le modèle prédit un bon comportement des toutes les chaussées, ce qui est le cas.

Il faut aussi noter que seules deux chaussées sont sur fondation granulaire : Léopold Christin et Joséphine Marchand. Le modèle ne s'applique pas forcément aux autres chaussées.

5.2.5 Conclusion pour le modèle de Haas

Avec les données disponibles, le modèle prédit que toutes les chaussées auront un espacement de plus de 20 m. Dans le cas le plus défavorable de la 16^e avenue, une épaisseur de 75 mm d'enrobé est suffisante.

5.3 Application du modèle de Timm

L'application du modèle de Timm doit se faire en deux temps. Il faut d'abord savoir si les contraintes de retrait thermique dépassent la résistance en traction de l'enrobé. Il est cependant très difficile de calculer l'évolution de ces contraintes et seul l'essai de retrait empêché permet d'en voir une estimation. Si la résistance en traction est dépassée, alors l'équation 5.2 établie au chapitre 2 permet de prédire l'espacement des fissures transversales :

$$TRANCRACK = 1,5 \cdot \frac{\sigma_r - \frac{E \cdot \alpha}{1-\nu} \cdot \frac{\Delta T_2 - \Delta T_1}{2}}{\frac{c}{h} + \rho \cdot g \cdot \tan \phi} \quad (5.2)$$

La masse volumique de l'enrobé est fixée à $2\ 200\ kg/m^3$ et le coefficient de Poisson à 0,20 comme dans la simulation de Timm. Pour simplifier le modèle, la différence des variations de température $\Delta T_2 - \Delta T_1$ est estimée égale à la différence de température entre le haut et le bas de l'enrobé $T_2 - T_1$. Ces températures sont obtenues à partir de la température de l'air grâce à la formule de Robertson (1987) :

$$T_{\min} = 0,859T_{air} + (0,02 - 0,0007T_{air})D + 1,7 \quad (5.3)$$

Avec : T_{\min} = température minimale à la profondeur D ($^{\circ}\text{C}$)

T_{air} = température minimale pendant l'hiver ($^{\circ}\text{C}$)

D = profondeur sous la surface (mm)

Par rapport aux données disponibles en annexe 2, il a été choisi de ne conserver des valeurs d'angle de frottement que comprises entre 30 et 45° et des cohésions de 0 à 50 000 Pa.

5.3.1 Application aux données du C-SHRP

L'application de ce modèle aux données C-SHRP doit être différente pour les trois lieux d'expérimentation puisque les fondations sont différentes dans les trois cas.

Il apparaît que la contrainte thermique n'a jamais dépassé la résistance en traction pour la chaussée Lamont 3 puisqu'elle n'a aucune fissure. Suite à cette constatation, le modèle est appliqué aux autres tronçons pour calculer l'espacement des fissures (tableau XVIII).

Les cohésions et angles de frottement retenus sont montrés au tableau XVII.

Tableau XVII

Cohésions et angles de frottements pour le modèle de Timm et les données du C-SHRP

	Cohésion (Pa)	Angle de frottement (°)
Lamont	20 000	40
Hearst	0	40
Sherbrooke	5 000	40

Tableau XVIII

Résultats de la simulation avec le modèle de Timm pour les chaussées du C-SHRP

	Résistance en traction (MPa) à -30°C	E (MPa) à -30°C	α (10^{-6} /°C) à -35°C	h (m)	T_2-T_1 (°C)	$TRANCRACK$ (m)	Espacement réel après 5 ou 6 ans (m)
Lamont	1	2,74	16 020	26	0,1	13	11
	2	3,03	23 980	26	0,1	13	9
	3	4,19	16 990	26	0,1	13	>200
	4	2,16	19 020	29	0,1	13	6
	5	2,95	14 040	21	0,1	13	16
	6	2,90	18 700	27	0,1	13	37
	7	3,38	20 020	25	0,1	13	111
	1 (AA)	3,29	19 150	26	0,05	10	>200
Hearst	2 (A)	2,86	17 960	26	0,05	10	197
	3 (B)	2,67	18 820	26	0,05	10	179
	4 (BB)	3,21	21 740	26	0,1	12	169
	1 (A)	3,40	26 830	22	0,12	13	49
	2 (B)	3,14	32 440	22	0,12	13	16
Sherbrooke	3 (C)	3,06	23 230	24	0,12	13	46
	4 (D)	2,87	29 780	22	0,12	13	67

5.3.2 Interprétation des résultats pour les données du C-SHRP

Les résultats paraissent très bons mais ils sont biaisés par le fait que les cohésions et angles de frottement ont été choisis par l'auteur pour calibrer le modèle. Le taux de fiabilité du modèle est cette fois de 80% par rapport à la limite de 20 m expliquée au chapitre 5.2.2 (tableau XIX). Ce modèle est donc assez efficace, mais seulement s'il a pu être calé sur des données existantes.

Tableau XIX

Comparaison des espacements pour le modèle de Timm et les données du C-SHRP par rapport à la limite de 20 m

Espacements		prédits	
		< 20 m	> 20 m
réels	< 20 m	26,7%	6,7%
	> 20 m	13,3%	53,3%

5.3.3 Application aux données de la Ville de Montréal

Le modèle de Timm n'est valable que pour des chaussées dont la fondation est granulaire puisque la rupture du matériau de fondation est caractérisée par le critère de Mohr-Coulomb. L'application du modèle est donc limitée aux chaussées des rues Léopold Christin et Joséphine Marchand.

Pour savoir si la contrainte de retrait thermique dépasse la résistance en traction, il est cette fois possible d'utiliser les données des essais de traction et de retrait empêché. Ces données combinées sont représentées sur la figure 37.

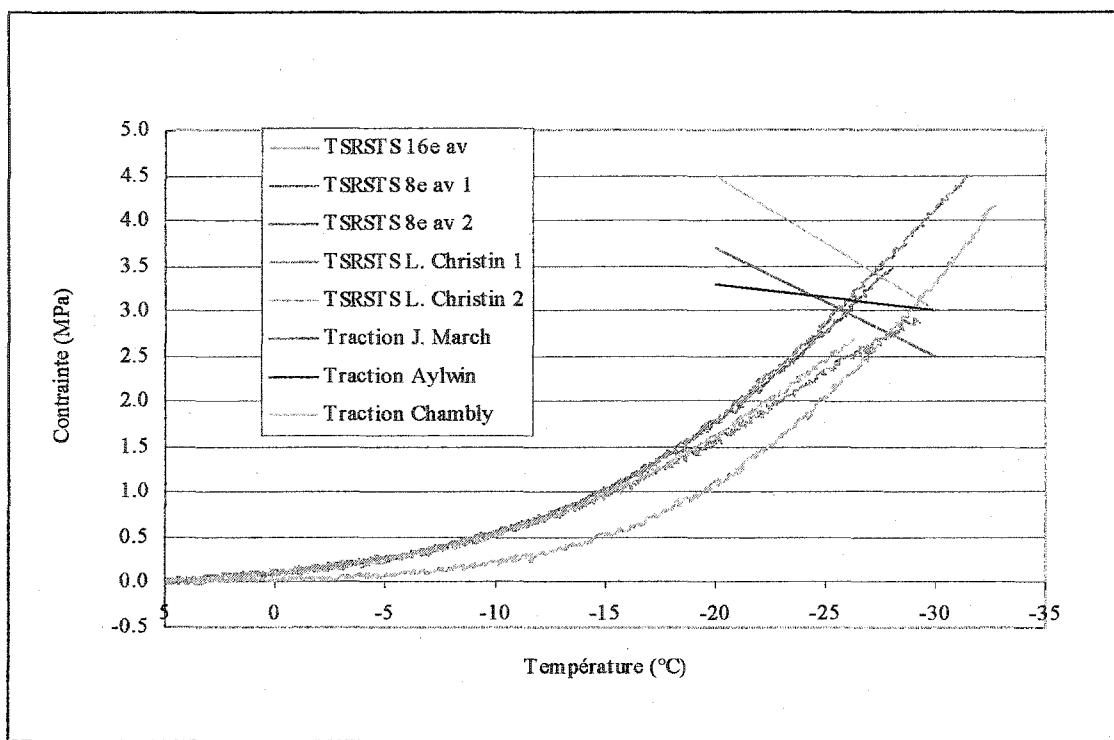


Figure 37 Courbes réunies des essais de retrait empêché et de traction

Pour le EB-20, il apparaît que la rupture se fait au minimum à 2,7 MPa et -26°C sur le deuxième essai de retrait empêché L. Christin. La courbe de contrainte n'atteint même pas la courbe de résistance en traction.

Pour un EB-10, la contrainte de rupture minimale est de 3,0 MPa (intersection des courbes Traction Aylwin et TSRSTS 16^e avenue) et la température minimale est de -26°C (intersection des courbes Traction Aylwin et TSRSTS 8^e avenue 1).

La température la plus basse de l'air ayant été de -29°C (Annexe 3), on considère qu'une rupture a eu lieu pour les deux chaussées. Le modèle de Timm est donc applicable pour déterminer l'espacement des fissures.

Pour la rue Joséphine Marchand, le coefficient de dilatation thermique est la moyenne des coefficients des différents EB-10 calculés à -30°C, comme pour le modèle de Haas. Le module élastique retenu est aussi la moyenne des modules élastiques sécants mesurés à la rupture, à -30°C, soit 21 940 MPa.

Pour le EB-20 de la rue Léopold Christin, c'est la valeur obtenue sur l'échantillon du tronçon Joséphine Marchand qui est prise en compte soit 17 110 MPa. Quant au coefficient de dilatation thermique, c'est celui mesuré dans le chapitre précédent.

Enfin, la cohésion retenue est de 1 000 Pa et l'angle de frottement est de 40°. Les résultats sont présentés au tableau XX.

Tableau XX

Résultats de la simulation avec le modèle de Timm pour les chaussées de la Ville de Montréal

	Résistance en traction (MPa) à -30°C	E (MPa) à -30°C	α (10^{-6} /°C) à -35°C	h (m)	T_2-T_1 (°C)	$TRANCRACK$ (m)	Espacement réel après 5 ou 6 ans (m)
L. Christin	2,7	17 110	13	0,05	2,0	95	110
J. Marchand	3,0	21 940	16	0,09	3,6	113	100

5.3.4 Interprétation des résultats pour les données de la Ville de Montréal

Comme précédemment, les résultats sont bons uniquement pour la cohésion et l'angle de frottement choisis. Au-delà de ces constations, il faudrait prédire le comportement des chaussées en fonction de leurs caractéristiques. En l'occurrence, il s'agit de prédire le comportement des chaussées de la Ville de Montréal en fonction de l'épaisseur d'enrobé.

Avec ce modèle, l'épaisseur d'enrobé joue des rôles contradictoires dans l'apparition des fissures de retrait thermique. Si on considère que la fondation sur laquelle l'enrobé est posé possède une cohésion, une plus grande épaisseur d'enrobé tend à faire augmenter l'espacement entre les fissures. Avec des simulations aux différences finies, Timm (2001) constate aussi que l'épaisseur d'enrobés fait diminuer la contrainte de courbure (*curling stress*) citée précédemment donc fait encore augmenter l'espacement. Toutefois, une plus grande épaisseur d'enrobés rend aussi la différence de variations de température entre le haut et le bas de cette couche plus importante, ce qui contribue à diminuer l'espacement.

Il est donc primordial de connaître le comportement de la fondation, ce qui n'est pas notre cas. Avec une approximation telle que réalisée dans ce travail, il a seulement été possible de faire quelques simulations pour différentes épaisseurs et différentes cohésions selon que le sol est gelé (plus grande cohésion) ou non (tableaux XXI et XXII).

Tableau XXI

Prédiction de comportement de chaussées de la Ville de Montréal en fonction de l'épaisseur ($c = 1\ 000\ Pa$)

	Résistance en traction (MPa) à -30°C	E (MPa) à -30°C	α ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) à -35°C	h (m)	T_2-T_1 (°C)	TRANCRACK (m)	Espacement réel après 5 ou 6 ans (m)
J. Marchand	3,0	21 940	16	0,09	3,6	113	100
essai 1	3,0	21 940	16	0,15	6,0	102	
essai 2	3,0	21 940	16	0,20	8,1	79	

Tableau XXII

Prédiction de comportement de chaussées de la Ville de Montréal en fonction de l'épaisseur ($c = 30\,000 \text{ Pa}$)

	Résistance en traction (MPa) à -30°C	E (MPa) à -30°C	α ($10^{-6}/^\circ\text{C}$) à -35°C	h (m)	T_2-T_1 ($^\circ\text{C}$)	$TRANCRACK$ (m)	Espacement réel après 5 ou 6 ans (m)
J. Marchand	3,0	21 940	16	0,09	3,6	9	100
essai 1	3,0	21 940	16	0,15	6,0	12	
essai 2	3,0	21 940	16	0,20	8,1	11	

Pour une cohésion de 1 000 Pa, le modèle de Timm prédit qu'augmenter l'épaisseur d'enrobé ne fait que diminuer l'espacement entre les fissures. On constate aussi que même avec une cohésion plus élevée, augmenter l'épaisseur ne fait pas toujours diminuer les espacements. Ceux-ci restent cependant très faibles et loin de la réalité.

5.4 Appart des autres modèles

Parmi les modèles présentés dans la revue de littérature, certains font intervenir l'épaisseur d'enrobés dans la prédiction de l'espacement des fissures de retrait thermique. Les modèles de Boutin et celui de Zubeck présentés au chapitre 1 affirment notamment que la fissuration apparaît quand la température moyenne ou la température au milieu de la couche d'enrobé dépasse une température critique de rupture de l'enrobé ou du bitume.

Dans sa prédiction de l'espacement des fissures à chaque année, le modèle de Zubeck est un cas particulier du modèle de Timm (avec une cohésion nulle et un coefficient de frottement égale à 2). Par contre, pour qu'il y ait fissuration, Zubeck et Vinson (1996) posent une autre condition : que la température moyenne dans l'enrobé dépasse la

température de rupture calculée à partir de la température de l'essai de retrait empêché. Cette température de rupture est calculée par l'équation suivante :

$$FT = 1,03 FT_{orig} + 0,51 AGE \quad (5.4)$$

Avec : FT = température de rupture ($^{\circ}\text{C}$)

FT_{orig} = température de rupture originale, pour un enrobé neuf ($^{\circ}\text{C}$)

AGE = âge de l'enrobé (année)

Dans le cadre de ce travail, $FT = -26^{\circ}\text{C}$ puisqu'il s'agit de la température de rupture minimale calculée sur un échantillon de EB-10 vieux de 7 ans.

Le modèle de Boutin considère que la température de rupture est celle du bitume pour l'essai BBR moins 2 degrés :

$$FT = FT_{orig} + AGE - 2 \quad (5.5)$$

Dans le cadre de cette étude, la température minimale de rupture $FT_{orig} = -28^{\circ}\text{C}$ puisqu'il s'agit d'un bitume PG XX -28 et donc, après 7 ans, $FT = -23^{\circ}\text{C}$.

À Montréal, la température minimale de l'air est estimée à -29°C . En calculant la température minimale au milieu d'une couche d'enrobé de 50 mm avec l'équation 1.4 de Boutin et Lupien (1999), on trouve -20°C , ce qui est au-delà de toutes les températures de rupture. Cette équation n'est toutefois censée s'appliquer qu'à des enrobés dont l'épaisseur dépasse 100 mm. Avec la formule 5.3 de Robertson (1987), on trouve -22°C , ce qui est là encore au-dessus de toutes les températures de rupture.

Les modèles de Boutin et Zubeck ne prévoient donc aucune rupture d'un enrobé de 50 mm d'épaisseur au bitume PG 58 -28 et pour une température minimale de l'air de

-29°C comme à Montréal. Les autres modèles n'apportent finalement pas de précision sur une épaisseur optimale de dimensionnement pour l'enrobé.

5.5 Conclusions générales sur les résultats des modèles et les observations

5.5.1 Apport de l'épaisseur d'enrobé

D'après les observations générales à la Ville de Montréal et d'après les modèles de Boutin, Zubeck et Haas, une plus grande épaisseur d'enrobé contribue à diminuer l'espacement entre les fissures de retrait thermique. Selon le modèle de Timm, ce ne serait donc qu'un retardement ou une diminution de la température nécessaire pour faire fissurer l'enrobé. Une fois que la résistance en traction est atteinte, les différences de variations de température entre la face supérieure et la face inférieure de l'enrobé font que celui-ci fissure plus lorsque la cohésion de la fondation est faible.

Finalement, d'après les résultats de tous les modèles étudiés, une épaisseur de 70 mm semble appropriée pour maintenir un espacement de plus de 20 m sur les chaussées de la Ville.

5.5.2 Apport de la fondation granulaire

D'après les observations visuelles, les 50 mm d'enrobés de la rue Léopold Christin et à plus forte raison, les 90 mm de la rue Joséphine Marchand suffisent donc à empêcher une propagation rapide des fissures de retrait thermique. On constate aussi qu'à Hearst, les 50 mm d'enrobés suffisent. Mais les fondations des chaussées de Hearst sont les plus épaisses comparativement à celles de Lamont et de Sherbrooke. Il semble donc que l'épaisseur de fondation joue un rôle important et qu'il faut s'assurer de respecter les règles de protection contre le gel. En effet, la cohésion choisie pour chacun des groupes de chaussées est inversement liée à l'épaisseur de fondation comme l'indique le

tableau XXIII. Ceci laisse sous-entendre qu'une fondation sous-dimensionnée gèle plus rapidement et offre une cohésion plus élevée.

Tableau XXIII

Comparaison entre l'épaisseur de fondation granulaire et la cohésion retenue pour le modèle de Timm

	Épaisseur de fondation granulaire (mm)	Cohésion de la fondation (Pa)
Hearst	900	0
Montréal	400 à 600	1 000
Sherbrooke	380	5 000
Lamont	280	20 000

5.5.3 Apport de la fondation stabilisée

Pour les chaussées sur fondations stabilisées, le modèle de Timm ne s'applique pas. Le modèle de Haas ne leur prédit pas de comportements différents d'une chaussée ordinaire. Un autre modèle doit donc être développé car l'épaisseur de matériau se contractant au froid est augmentée mais les matériaux ont des caractéristiques différentes et ne réagissent pas de la même façon.

D'après les observations visuelles, on constate que la chaussée qui se comporte le moins bien à Montréal ne possède aucune fondation granulaire drainante (13^e avenue, avec pulvérisation en place et stabilisation au bitume moussé).

D'une façon générale, une fondation stabilisée au liant hydrocarbonée augmente l'épaisseur de matériaux bitumineux et donc empêche la température de descendre trop profond. Ceci est très important pour une ville comme Montréal où l'on trouve de nombreuses infrastructures sous la chaussée. La ligne de gel descend moins bas mais

c'est l'enrobé et la fondation stabilisée qui reprennent le plus d'effort et donc auront plus tendance à fissurer une fois que la température de rupture est dépassée. D'après les modèles de Boutin et Zubeck, il semble aussi qu'on pourrait abaisser la température de rupture pour une plus grande épaisseur de matériaux bitumineux. Là encore, l'épaisseur de matériaux joue donc des rôles contraires d'où la nécessité d'approfondir les recherches dans ce sens.

CONCLUSION

Ce travail a permis de caractériser les enrobés utilisés à Montréal et d'utiliser ces données afin de prédire l'espacement des fissures transversales en fonction de l'épaisseur d'enrobés à l'aide de deux modèles empirique et mécaniste. Quoique l'application de ces deux modèles n'ait pas permis de déterminer un dimensionnement optimal, une observation des tronçons C-SHRP et le comportement global des modèles permet de tirer plusieurs conclusions utiles.

Pour des chaussées à faible trafic (PG 58 -28) de la Ville, une épaisseur d'enrobé de 70 mm et une épaisseur de fondation de 600 mm sont suffisantes pour limiter l'espacement des fissures transversales à un espacement de plus de 20 m après 6 à 7 ans. La nature de la fondation est très importante car, tout en conservant de bonnes caractéristiques (module élevé, drainabilité...), elle doit offrir un frottement minimal. Elle ne doit pas contenir d'eau qui pourrait geler et augmenter de façon significative les contraintes à l'interface avec le revêtement. Une chaussée bien drainée et dont la profondeur de fondation est suffisante vis-à-vis du critère de protection contre le gel n'a donc pas besoin d'une importante épaisseur d'enrobés. Par contre, avec une fondation gélique qui offre plus de frottement, il est préférable d'avoir une plus grande épaisseur d'enrobé pour réduire l'espacement des fissures.

La structure recommandée par cette étude a été dimensionnée à partir des normes du Québec, des recommandations du ministère des Transports et des résultats de cette étude. Elle propose une épaisseur d'enrobé inférieure et une épaisseur de fondation supérieure aux pratiques actuelles retenues dans le catalogue de conception et de réhabilitation de la Ville de Montréal.

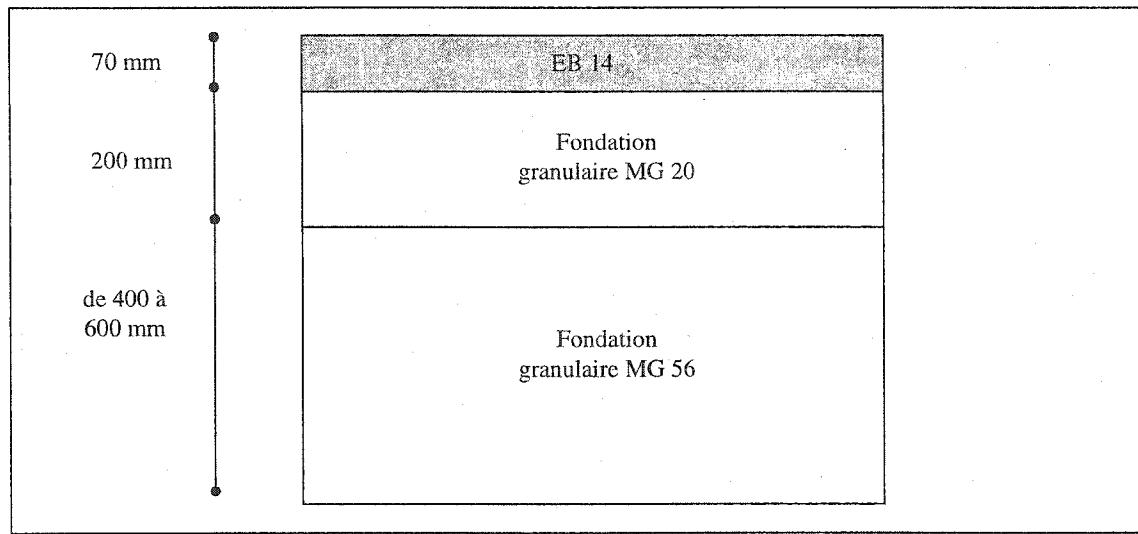


Figure 38 Structure recommandée pour les chaussées à faible trafic de la Ville de Montréal (non à l'échelle)

L'épaisseur de matériaux MG-56 en sous-fondation varie selon le type de sol support :

- 400 mm pour du roc ou till
- 520 mm pour du sable avec moins de 30 % de fins
- 600 mm pour de l'argile, silt, tourbe ou sable avec plus de 30% de fins

Il faut finalement noter que ces conclusions se basent uniquement sur le comportement des chaussées vis-à-vis de la fissuration thermique et que ces résultats doivent être mis en parallèle avec une étude structurale plus complète.

RECOMMANDATIONS

Lors de ce travail, il est apparu que les modèles étaient assez limités dans leurs prédictions. Voici quelques recommandations pour de futurs travaux concernant l'élaboration d'un modèle plus précis :

1. Pour une application plus complète du modèle de Haas, il faut connaître les PVN de tous les bitumes employés.
2. Il serait bon de prendre en compte le trafic pour prédire l'espacement des fissures sur n'importe quelle section de la Ville et pas seulement des routes résidentielles.
3. Une caractérisation des fondations stabilisées et des fondations granulaires gelées permettraient d'intégrer ces données dans un modèle aux éléments finis et de prédire le comportement de toute la structure de la chaussée.
4. Enfin, une étude à plus grande échelle concernant l'apparition dans le temps des fissures transversales devrait être réalisée sur de plus nombreuses chaussées de manière à pouvoir prédire l'espacement des fissures tout au long du vieillissement de la chaussée et pas seulement au bout de 6 à 8 ans.

ANNEXE 1

Lois de comportement des matériaux granulaires

Écrire la loi de comportement d'un matériau consiste à construire une relation fonctionnelle permettant d'exprimer les efforts intérieurs, représentés par les contraintes, en fonction des grandeurs cinématiques décrivant la déformation du milieu étudié. Cela nécessite de faire l'analyse de résultats expérimentaux et de mettre en évidence des mécanismes physiques. Ceci n'a pas été réalisé dans le cadre de ce travail mais est expliqué par Mestat (1993).

Dans la suite du travail, nous supposons que les matériaux sont des milieux continus, ce qui suppose déjà qu'il n'existe pas de discontinuités importantes. On peut caractériser la loi de comportement d'un matériau suivant qu'il est linéaire ou non linéaire, visqueux ou non visqueux et élastique ou plastique.

Loi de comportement élastique (Mestat, 1993)

Le comportement d'un matériau est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas sur la courbe effort-déformation et qu'à un état de contraintes correspond un état de déformation et un seul. Ce comportement peut en plus être linéaire, auquel cas, le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes, c'est la bien connue loi de Hooke. Bien sûr, le comportement linéaire n'est qu'une approximation et la plupart des matériaux montrent rapidement des courbes effort-déformation non linéaires, cependant pour des sollicitations faibles (déformations de 0,01% pour les sols) beaucoup de solides présentent effectivement un comportement réversible linéaire.

Lorsque la limite d'élasticité est dépassée, la courbe effort-déformation en déchargement est différente de celle en chargement et le comportement est dit inélastique. Une déformation permanente est alors dite irréversible ou plastique. On observe aussi un phénomène d'écrouissage lorsque à partir d'un niveau de chargement, la limite

d'élasticité évolue en fonction des sollicitations appliquées. Pour des matériaux granulaires, les déformations macroscopiques sont essentiellement dues aux déplacements relatifs des particules par rapport aux autres, qui ne sont pas réversibles. Il a été dit que les matériaux granulaires ne présentaient pas de comportement élastique mais c'est une hypothèse dont on ne tiendra pas compte dans ce travail.

La loi de Hooke qui traduit le comportement élastique linéaire isotrope est souvent présentée sous la forme suivante :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{A1.1})$$

Avec : E = module d'Young (Pa)

ν = coefficient de Poisson (sans unité)

ε_{kk} = déformation volumétrique (sans unité)

δ_{ij} = symbole de Kronecker

σ_{ij} = contraintes (Pa)

Loi de comportement élastique parfaitement plastique

L'apparition de déformations réversibles lors du chargement d'un solide peut avoir plusieurs origines. Au niveau microscopique, cela dépend du matériau mais pour des solides cristallins (métaux), l'origine la plus fréquente est un glissement des plans atomiques les uns par rapport aux autres. Dans le cas des sols, les déformations permanentes proviennent de la modification de l'assemblage des grains ou des particules solides. Un certain volume de grains peut effectivement glisser, tourner par rapport à d'autres, mais il peut aussi d'agir d'un seul grain.

Le modèle le plus simple pour représenter ce comportement est le modèle élastique parfaitement plastique. A l'intérieur d'une certaine surface de rupture, le matériau se comporte de façon élastique linéaire isotrope ou anisotrope tandis que sur la surface de rupture, il a atteint son maximum de résistance et sa déformation plastique est théoriquement infinie.

Il existe plusieurs critères de rupture ou critère de plasticité à partir desquels on a construit de lois de comportement élastique parfaitement plastique. La rupture d'une éprouvette de matériau est caractérisée par l'observation d'une contrainte maximale puis d'un palier d'écoulement, qui indique l'apparition de la plasticité parfaite. Les critères les plus utilisés sont les critères de Mohr-Coulomb, dont le critère de Tresca est un cas particulier et le critère de Drucker-Prager dont le critère de Von Mises est un cas particulier. Le critère de Mohr-Coulomb étant celui retenu pour la modélisation de la fondation, il va être expliqué plus en détail.

La façon la plus courante et la plus simple de comprendre le critère de Mohr-Coulomb est d'en faire la représentation sur un diagramme contrainte tangentielle – contrainte normale dans le plan de rupture (figure A1).

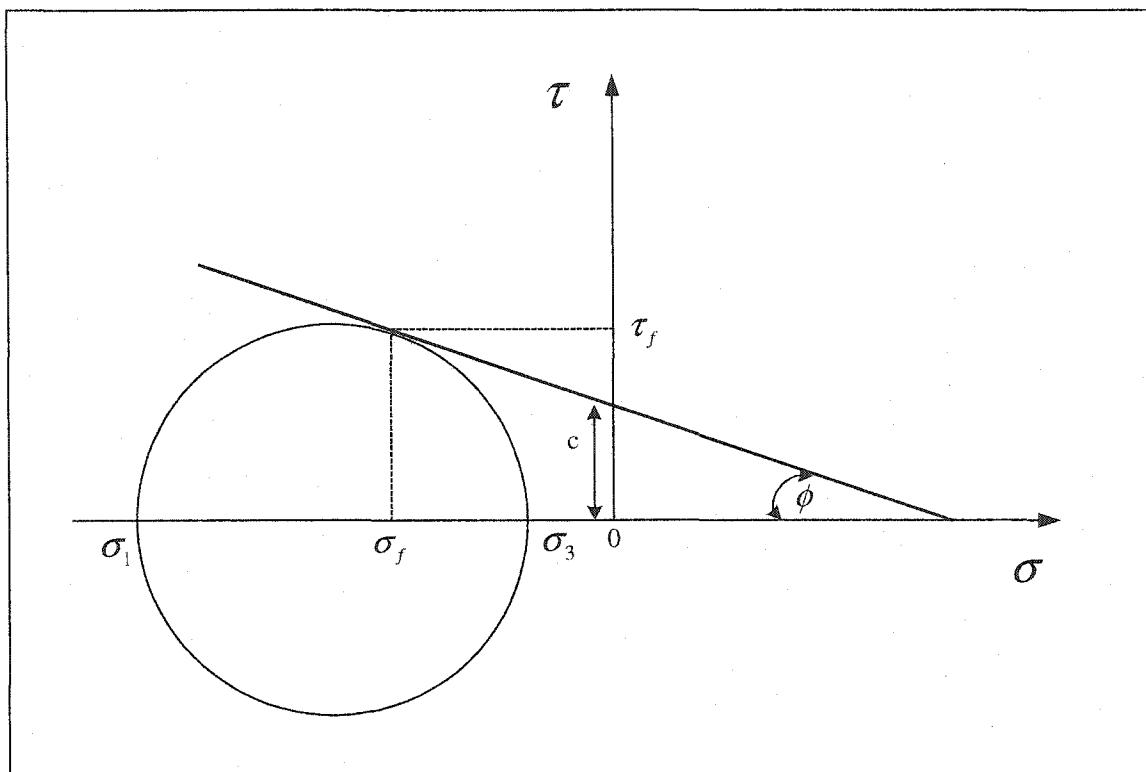


Figure A1 Critère de Mohr-Coulomb et cercle de Mohr

On voit sur cette dernière figure les relations entre l'enveloppe de rupture et un cercle de Mohr. Les axes τ et σ représentent les contraintes tangentielles et normales dans le plan de rupture. De plus :

σ_1 et σ_3 = contraintes principales (Pa)

σ_f = contrainte normale au plan de rupture, à la rupture (Pa)

τ_f = contrainte tangentielle au plan de rupture, à la rupture (Pa)

c = cohésion (Pa)

ϕ = angle de frottement interne (degré)

L'équation de l'enveloppe de rupture est donc constituée de la droite d'équation :

$$\tau_f = \sigma_f \tan \phi + c \quad (\text{A1.2})$$

et de son symétrique par rapport à l'axe des abscisses.

Pour être plus complet avec la description du comportement du matériau, il faut tenir compte de sa résistante en traction σ' (Pa) par laquelle la rupture peut aussi apparaître (figure A2).

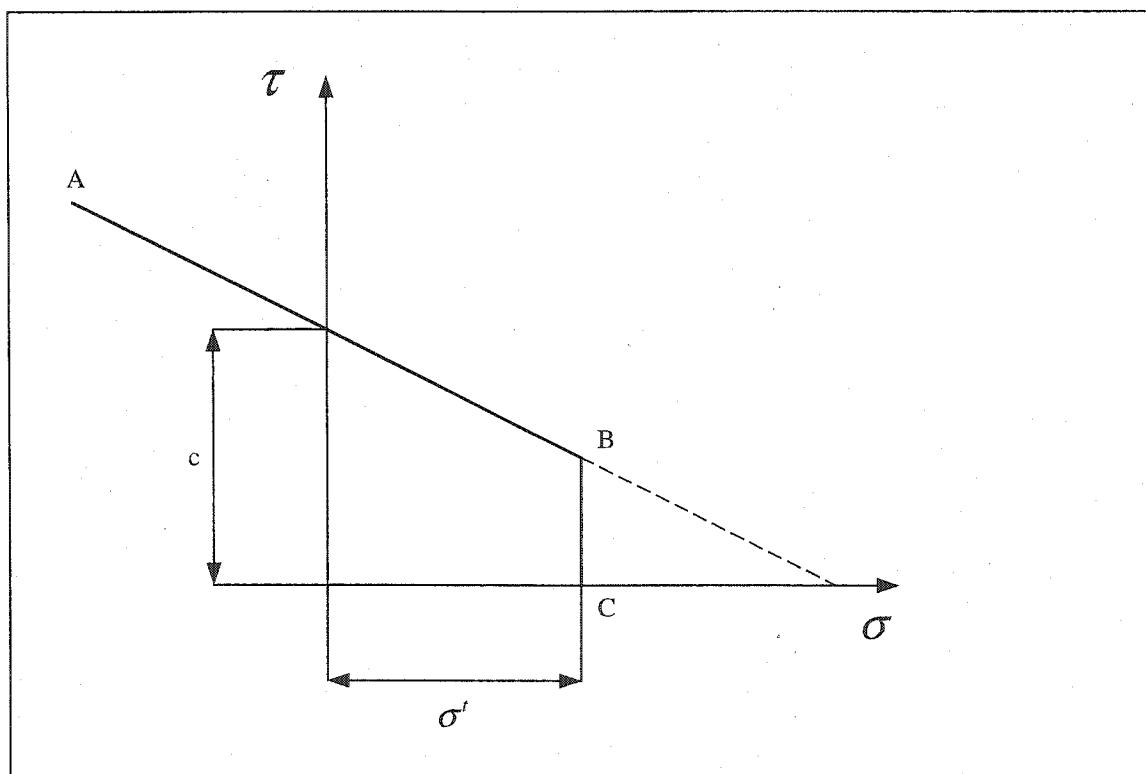


Figure A2 Critère de Mohr-Coulomb et rupture en traction

La rupture est donc différente suivant que l'état de contrainte dépasse la partie AB ou BC de l'enveloppe de contrainte. Au-delà de AB, il s'agit d'une rupture en cisaillement

et au-delà de BC d'une rupture en traction. Le point de contrainte est ramené au domaine élastique en utilisant les règles d'écoulement propres à chaque type de rupture.

Dans le plan des contraintes principales, l'équation A1.2 s'écrit :

$$\sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} = 0 \quad (\text{A1.3})$$

et constitue le critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les matériaux en général, sans qu'ils aient forcément un plan de rupture. Dans le plan des contraintes normales, l'enveloppe de rupture utilisée par FLAC pour le critère de Mohr-Coulomb est donc représentée à la figure A3 (les contraintes de compression sont négatives et dans tous les cas, $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$).

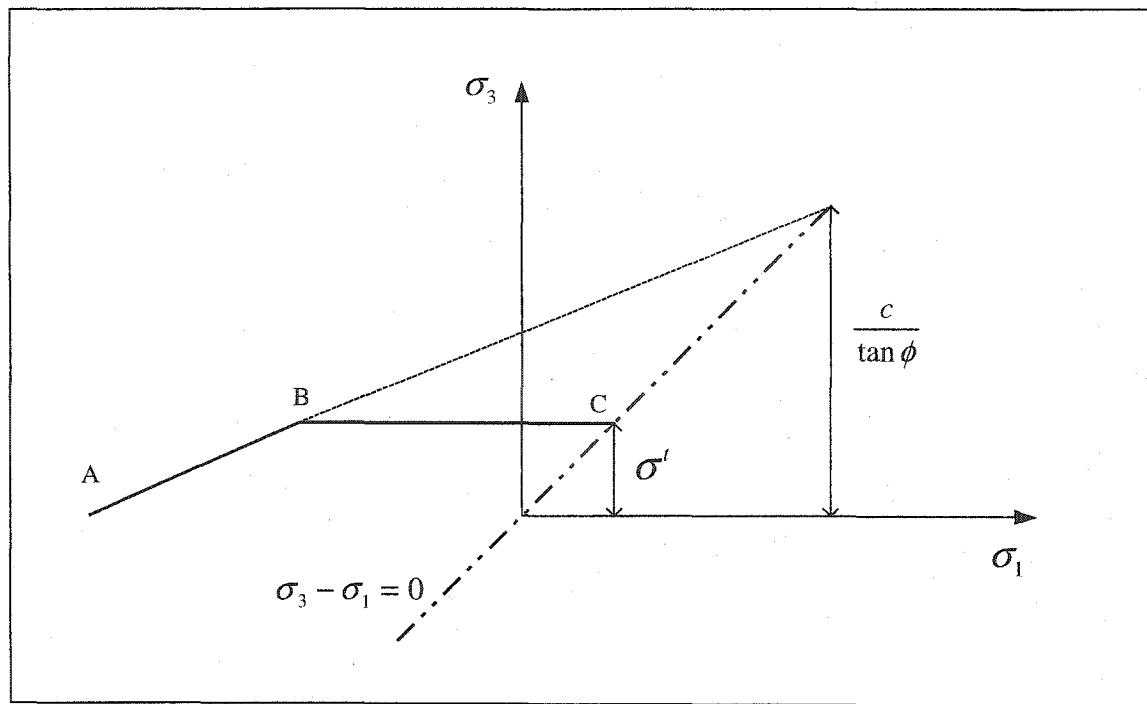


Figure A3 Critère de Mohr-Coulomb dans le plan des contraintes principales

Là encore, le point de contrainte est ramené au domaine élastique (sous AB et BC) en utilisant les règles d'écoulement propres à chaque rupture.

Valeurs typiques des paramètres du critère de Mohr-Coulomb

Selon Mestat (1993), les sols ont des angles de frottement interne compris entre 15° et 45° . En dessous ou autour de 30° , il s'agit typiquement d'un matériau de type argileux tandis qu'au-delà, il s'agit typiquement d'un sable. La cohésion est moins bien connue mais on peut dire que les matériaux pulvérulents (comme les sables) n'ont pratiquement pas de cohésion tandis que les matériaux cohérents (argiles et limons) ont une cohésion comprise entre quelques kilopascals et plusieurs centaines de kilopascals. D'une façon générale, il semble que ϕ augmente avec l'angularité et la rugosité des particules ainsi qu'avec la distribution granulométrique (Mestat, 1993).

En analysant les propriétés mécaniques des graves non traitées, Régis (1985) constate aussi que leur module augmente avec l'angle de frottement interne. Celui-ci serait augmenté avec l'angularité des éléments constitutifs de la grave. Quant à la cohésion, elle est considérée comme quasiment nulle.

Timm (2001) prend les valeurs de ϕ typiques pour ses matériaux :

- fondation ou sous-fondation granulaire : $25^\circ - 50^\circ$
- sol support : $20^\circ - 40^\circ$

Pour la cohésion, il considère que celle-ci peut varier de 0 à 240 kPa même si des sols gelés pourraient avoir des cohésions bien plus élevées.

Lors d'essais sur des matériaux de fondation de type MG-20, Martineau (1995) a trouvé des angles de frottement interne compris entre 35° et 46° .

Enfin, une étude bibliographique du Centre Technique Maritime et Fluvial de l'État Français³ recense plusieurs coefficients de frottement, notamment pour les interfaces béton/sol, béton/granulats. Quelques expériences indiquent que la présence d'eau ou une granulométrie trop resserrée diminuent le coefficient. Un récapitulatif du point de vue des auteurs de différents manuels confirme aussi que le coefficient augmente si le béton est coulé sur la fondation. Pour des travaux pétroliers, la cohésion est prise en compte et il est cité que pour un sable ou de l'argile drainée, $c = 0$ tandis que pour de l'argile non drainée, $\phi = 0$. Enfin, les règlements de divers pays sont étudiés. Au Canada, pour une couche de fondation propre, le coefficient retenu ($\tan\phi$) est de 0,55. Toutefois, les valeurs des règlements doivent être appliquées avec des coefficients de sécurité.

Finalement, les expériences tendent vers une fourchette centrale de 0,41 à 0,80 ($\phi = 22^\circ$ à 38°) tandis que les auteurs de manuel ou les règlements vont de 0,43 à 0,70 ($\phi = 23^\circ$ à 35°).

³ <http://www.cetmef.equipement.gouv.fr/publications/ouvrages/cgop/rapport-final.pdf>

ANNEXE 2

Modules d'enrobé

Description de quelques modules

Module de Young

Le module de Young utilisée dans la loi de Hooke permet de caractériser les matériaux élastiques linéaires dont la loi de comportement est décrite en annexe 1. Bien qu'un enrobé bitumineux soit un matériau suivant une loi de comportement viscoélastoplastique, on considère qu'il s'agit d'un matériau élastique et linéaire à basse température.

Rigidité et module complexe

Le module élastique décrit ci-dessus dépend en fait de la température et du temps de chargement. Pour mieux caractériser un enrobé, on parle plutôt de rigidité. À chaud et grand temps de chargement, la rigidité d'un enrobé est faible tandis qu'à froid et court temps de chargement, elle est plus élevée. Cette rigidité est aussi la norme du module complexe E^* de l'enrobé qui se compose du module élastique et du module visqueux (figure A4).

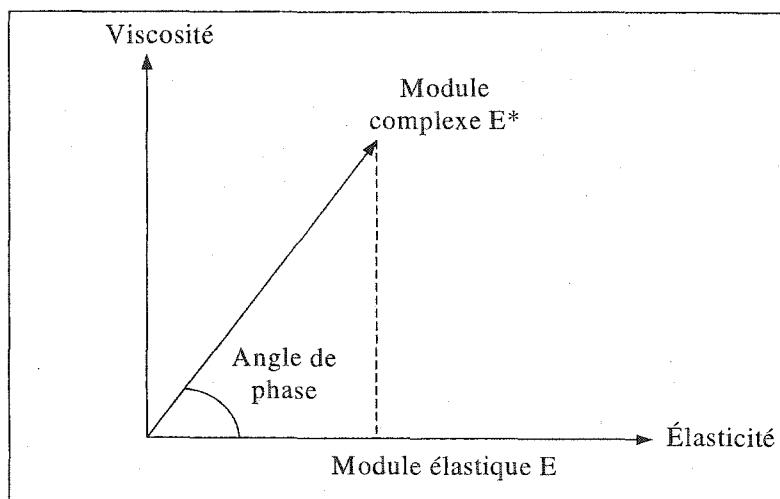


Figure A4 Exemple de module complexe

Pour un matériau purement élastique, l'angle de phase est nul et le module est un nombre réel, c'est le module de Young. Pour mesurer un angle de phase et une rigidité, il est donc nécessaire d'effectuer des essais cycliques à différentes températures. L'échantillon est alors sollicité par une charge cyclique de forme sinusoïdale sans période de repos. La caractérisation complète d'un enrobé se fait donc à une certaine température pour une fréquence donnée.

Module résilient

Le module réversible ou module résilient M_R sert à caractériser les matériaux soumis à des chargements répétitifs. Il est notamment utilisé par les méthodes de conception de chaussée de l'AASHTO ou de l'Asphalt Institute. C'est aussi celui qui doit être utilisé comme module élastique avec la théorie élastique (Huang, 1993). Effectivement, les matériaux routiers ne sont pas élastiques et montrent des déformations permanentes après chaque application de charge. Mais si la charge est faible par rapport à la résistance du matériau et que la charge est répétée un grand nombre de fois, les déformations sont quasiment entièrement recouvrées et proportionnelles à la charge.

«La mesure en laboratoire du M_R se définit comme le rapport de la contrainte déviatorique cyclique σ_d [...] appliquée à l'échantillon sur la déformation axial réversible ϵ_r recouvrée après le relâchement de la contrainte déviatorique. [...] Le module réversible est défini comme étant la pente du comportement en déformation sous contrainte après plusieurs cycles de chargement (comportement élastique) lors de l'essai triaxial.» (Desrochers, 2001)

Contrairement aux essais de mesure du module complexe, les charges cycliques sont appliquées entre deux périodes de repos.

Essais de mesure du module

Généralité

Les différents essais présentés permettent de déterminer les modules résilients ou élastiques des matériaux granulaires ou des enrobés bitumineux mais leur réalisation n'a pas été envisagée dans cette étude. Ils caractérisent les matériaux dans des situations très différentes et chaque donnée de module doit être cité avec le type d'essai qui lui correspond.

En plus de la température, les facteurs environnementaux qui influencent beaucoup la rigidité d'un enrobé et qui sont difficilement simulables sont l'âge (le bitume s'oxyde et durcit avec le temps) et la densification par le trafic.

FWD et Dynaflect

Il est possible de mesurer les modules des différentes couches d'une chaussée par des essais *in situ* grâce des essais de deflectométrie tels que le FWD (Falling Weight Deflectometer) ou le Dynaflect. Ces deux techniques d'auscultation permettent en fait de caractériser le bassin de déflection d'une chaussée sous un chargement dynamique. Grâce à un logiciel, il est ensuite possible de déterminer les modules dynamiques, souvent apparentés aux modules résilients, des différentes couches. Une certaine expérience est nécessaire lorsqu'il s'agit de déterminer les modules de plus de deux couches car le procédé de calcul des modules est assez particulier. À partir de paramètres de la chaussée et de certaines hypothèses fixées par l'opérateur, le logiciel calcule une série de bassin de déflection qu'il vient comparer avec le bassin mesuré. En minimisant l'écart entre les bassins, la structure de la chaussée peut alors être évaluée. Le module n'est donc pas calculé directement mais par l'intermédiaire de rétrocalcul. Lorsque la chaussée a plus de deux couches, la solution peut ne pas être unique. En fait,

l'épaisseur des couches, la température de l'enrobé et son degré d'humidité modifient de façon importante les modules mesurés in situ.

Le FWD et le Dynaflect peuvent toutefois donner des résultats assez différents en raison des différents chargements qu'ils imposent. Le FWD applique un chargement dynamique par une masse tombant sur une plaque et simulant le passage d'un camion. Le Dynaflect impose une charge statique (son poids) ainsi qu'une charge dynamique rotative appliquée sur deux roues. C'est le FWD qui est aujourd'hui le plus utilisé car son chargement lui permet de mesurer des portances élevées.

Cependant, ces méthodes ont aussi leurs inconvénients. Les mesures au FWD posent problèmes dès lors qu'on est en hiver (portance élevée, présence de gel) ou que la chaussée est trop fissurée (impossible d'avoir un bassin de déflexion sur une surface intacte). De plus, le FWD effectue un chargement dynamique et les modules sont obtenues à partir des courbes de déflexion par des calculs de statique prenant comme hypothèse la théorie des couches élastiques.

Essai de plaque

L'essai de plaque, par un chargement statique imposant une déformation de 0,5 pouce, permet de déterminer le module élastique d'un matériau via la théorie élastique et les abaques de Burmister. Cet essai est normalisé ASTM D-1195.

Techniques d'auscultation sismique

Les techniques d'auscultation sismique sont une autre façon de mesurer in situ certaines caractéristiques mécaniques des couches d'une chaussée. Le SASW (Spectral Analysis of Surface Wave) utilise les propriétés de propagation des ondes de surface pour mesurer le module élastique à très faibles déformations. Une étude réalisée par Grenier (2001) sur des chaussées à Montréal a montré que, à 20°C, les modules calculés étaient 4 à 7 fois supérieurs aux modules réversibles du FWD. Les contraintes induites par la

propagation des ondes sont effet très faibles et nullement comparables au passage d'un camion. Le module déterminé par cette méthode est donc bien un module élastique mais valable uniquement pour des déformations très faibles.

CBR et essai triaxial

C'est l'essai triaxial qui doit être utilisé pour mesurer le module résilient d'un matériau granulaire. Celui-ci permet de mesurer pour divers chargement les variations du module résilient en fonction de l'état de contrainte. À partir des données obtenues en laboratoire, la détermination finale du module réversible se fait par la modélisation de l'état de contrainte *in situ* des matériaux.

Le CBR (California Bearing Ratio) est un autre essai bien connu pour caractériser un sol. C'est en fait un essai de pénétration effectué par un piston qui pénètre dans le sol à une vitesse de 0,5 pouce par minute. Bien que la validité de l'essai CBR soit de plus en plus mis en doute, il reste néanmoins un moyen simple d'obtenir la portance d'un sol grâce à la relation :

$$M_R = 1500 \cdot CBR \quad (\text{A2.1})$$

Avec M_R = module résilient (MPa)

CBR = California Bearing Ratio

Les résultats des essais CBR et de compression triaxiale ne donnent cependant pas les mêmes résultats que les essais de mesure *in situ* et il existe des facteurs de correction pour passer du module élastique rétrocalculé au module réversible. Ce ratio varie de 0,1 à 3,5 selon Desrochers (2001). Il est en moyenne de 0,62 pour des granulats de fondation et de sous fondation sous un enrobé bitumineux.

ANNEXE 3

Températures à Montréal

La base de données d'Environnement Canada contient les températures de l'air à chaque heure pour la Ville de Montréal du 1^{er} janvier 1993 au 31 décembre 2002.

La température la plus basse enregistrée est -31,2°C, le 16 janvier 1994. Depuis 1995, année de construction de la plus vieille chaussée d'étude, la température minimale a été de -28,3 °C, le 18 janvier 1997.

C'est au cours de la nuit du 16 au 17 janvier 1997 que les différences de température les plus élevées ont été obtenues sur des durées allant de 5 à 11 heures. Le relevé des températures est présenté au tableau A1. On observe un ΔT de :

- 23,3 °C en 11 heures (2,1 °C / heure)
- 22,1 °C en 10 heures (2,2 °C / heure)
- 21,5 °C en 9 heures (2,4 °C / heure)
- 20,5 °C en 8 heures (2,6 °C / heure)
- 19,2 °C en 7 heures (2,7 °C / heure)
- 17,3 °C en 6 heures (2,9 °C / heure)
- 15,1 °C en 5 heures (3,0 °C / heure)

Enfin, les différences de température horaires maximales, moyennes et les écarts-types sur les dix dernières années à Montréal sont résumés dans le tableau A2.

Tableau A1

Relevé des températures pour
la nuit du 16 au 17 janvier 1997

heure	température (°C)
18h	-1,7
19h	-3,9
20h	-6,2
21h	-10,4
22h	-13,8
23h	-16,3
0h	-19
1h	-20,9
2h	-22,2
3h	-23,2
4h	-23,8
5h	-25
6h	-25,9
7h	-26,7
8h	-27,2
9h	-27,3
10h	-27,6

Tableau A2

Différences de température horaires maximales, moyennes et écarts-types
sur les dix dernières années

	Températures inférieures à :					
	-25°C	-20°C	-15°C	-10°C	-5°C	0°C
	Différence de température horaire (°C)					
maximale	3,6	5,5	5,5	5,8	7,0	8,6
moyenne	0,7	0,7	0,8	0,7	0,7	0,7
écart-type	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Anderson, K., Christison, T. et Johnston, C. (1999). *Low temperature pavement performance : an evaluation using C-SHRP test road data*. Ottawa: Transportation Association of Canada.
- Assaf, G., Contant, M. et Légaré, P. P. (1995). Développement d'un catalogue de dimensionnement des chaussées flexibles. 30e congrès annuel de l'A.Q.T.R., Hull.
- Bergeron, G. (2000). Retraitemen en place à Transports Québec : Résultats des suivis de performance de 1991 à 2000. *Bulletin Innovation Transport*, 9, 15-25.
- Bonin, J. (1997). *Caractérisation des propriétés de fondations de chaussées réhabilitées avec des matériaux recyclés stabilisés*. M. Sc. Québec: Université Laval
- Boutin, G. et Lupien, C. (1999). Thermal Cracking Of Asphalt Pavement. *Proceedings of the Canadian Technical Asphalt Association*, 44, 157-173.
- Carter, A. (2002). *Rhéologie en petite déformation des enrobés bitumineux et mesure de leur résistance à basse température à partir de l'essai TSRSTS*. M. Sc. Montréal: École de Technologie Supérieure
- Desrochers, P. (2001). *Modules réversibles des matériaux granulaires de chaussées en condition de laboratoire et de terrain*. M. Sc. Québec: Université Laval
- Doré, G. (1997). *Détérioration des chaussées en condition de gel; une nouvelle approche prévisionnelle*. Ph. D. Québec: Université Laval
- Durand, J.-M. et Doré, G. (1993). *Manuel d'identification des dégradations des chaussées flexibles*. Québec: Ministère des transports.
- Grenier, S. (2001). *Évaluation des propriétés élastiques de matériaux de chaussées à l'aide de techniques d'auscultation sismiques*. M. Sc. Québec: Université Laval
- Haas, R., Meyer, F., Assaf, G. et Lee, H. (1987). A Comprehensive Study of Cold Climate Airport Pavement Cracking. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 56, 198-245.
- Haas, R. et Phang, W. A. (1988). Relationships between Mix Characteristics and Low-Temperature Pavement Cracking. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 57, 290-303.

- Hills, J. F. et Brien, D. (1966). The Fracture of Bitumens and Asphalt Mixes by Temperature Induced Stress. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 35, 292-305.
- Hiltunen, D. R. et Roque, R. (1994). A Mechanics-Based Model for Thermal Cracking of Asphaltic Concrete Pavements. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 63, 81-117.
- Huang, Y. H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall.
- Itasca (2001). *FLAC Theory and Background*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Itasca (2002). *FLAC User's Guide*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Jackson, M. et Vinson, T. S. (1996). Analysis of Thermal Fatigue Distress of Asphalt Concrete Pavements. *Transportation Research Record*, 1545, 43-49.
- Jung, D. H. et Vinson, T. S. (1994). *Low-temperature Cracking : Test Selection*. Washington, D.C.: National Research Council.
- Kliwer, J. E., Zeng, H. et Vinson, T. S. (1996). Aging and Low-Temperature Cracking of Asphalt Concrete Mixture. *Journal of Cold Regions Engineering*, 10(3), 134-148.
- Konrad, J.-M. et Shen, M. (1997). Prediction of the Spacing Between Thermal Contraction Cracks in Asphalt Pavements. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 24, 288-302.
- Laveissière, D. et Petit, C. (1998). Modélisation de la fissuration par fatigue de chaussées préfissurées sous sollicitations thermiques. *Revue Générale des Routes et Aérodromes*, 760, 49-52.
- Martineau, B. (1995). *Base de données Matériaux granulaires*. Québec: Ministère des Transports.
- Mestat, P. (1993). *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Newman, J. K. et Janoo, V. (1999). Evaluation of Thermal Cracking at Elmendorf AFB Using SHRP Technology. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 13(2), 76-81.

- Raad, L., Saboundjian, S., Sebaaly, P. et Epps, J. (1998). Thermal cracking models for AC and modified AC mixes in Alaska. *Transportation Research Record*, 1629, 117-126.
- Régis, C. (1985). *Assises de chaussées*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Robertson, W. D. (1987). Selection of Paving Asphalt Cements for Low Temperature Service. *Proceedings of paving in cold areas*, 4, 44-84.
- Shen, W. (1998). *Models and Solutions for Permanent Deformation and Thermal Cracking of Flexible Pavements*. Ph. D. Notre Dame, Indiana: University of Notre Dame
- Stoffels, M. M. et Kwanda, F. D. (1996). Determination of the Coefficient of Thermal Contraction of Asphalt Using the Resistance Strain Gage Technique. *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 65, 73-92.
- Tessier, G. R. (1990). *Guide de construction et d'entretien des chaussées*. Montréal: Association québécoise du transport et des routes.
- Timm, D. H. (2001). *A Phenomenological Model to Predict Thermal Crack Spacing of Asphalt Pavements*. Ph. D.: University of Minnesota
- Trépanier, G., Gilbert, P. et Windisch, É. J. (1997). *Étude des caractéristiques mécaniques et de la capacité structurale de chaussées recyclées par le procédé de retraitement en place*. Montréal: École de Technologie Supérieure.
- Ullidtz, P. (1998). *Modelling flexible pavement response and performance*. Lyngby, Danemark: Polyteknisk Forlag.
- Vinson, T. S., Janoo, V. et Haas, R. (1990). *Summary Report on Low Temperature and Thermal Fatigue Cracking*. Washington, D.C.: National Research Council.
- Waldhoff, A. S., Buttler, W. G. et Kim, J. (2000). Investigation of Thermal Cracking at Mn/ROAD Using the Superpave IDT. *Proceedings of the Canadian Technical Asphalt Association*, 45, 228-259.
- Zubeck, H. K. et Vinson, T. S. (1996). Prediction of Low-Temperature Cracking of Asphalt Concrete Mixtures with Thermal Stress Restrained Specimen Test Results. *Transportation Research Record*, 1545, 50-58.