

**L'UNIVERSITE DE LIMOGES
FACULTE DES SCIENCES
ECOLE DOCTORALE STS**

THESE

présentée pour obtenir le grade :

Docteur d'Université

Spécialité : Génie Civil

par

Delphine LAVEISSIERE

**MODELISATION DE LA REMONTEE DE FISSURE EN
FATIGUE DANS LES STRUCTURES ROUTIERES PAR
ENDOMMAGEMENT ET MACRO-FISSURATION**

***DE L'EXPERIMENTATION A L'OUTIL DE DIMENSIONNEMENT POUR
L'ESTIMATION DE LA DUREE DE VIE***

Soutenue le 06 mars 2002 à Egletons

- M. ALAIN VERGNE (Président)
- M. LOUIS FRANCKEN (Rapporteur)
- M. JUAN MARTINEZ (Rapporteur)
- M. HERVE DI BENEDETTO (Examineur)
- M. JEAN-MICHEL PIAU (Examineur)
- M. FRANCIS LETAUDIN (Invité)
- M^{elle} ANNE MILLIEN (Examineur)
- M. CHRITOPHE PETIT (Examineur)

SOMMAIRE GENERAL

<i>Introduction</i>	p 3
<i>Partie I - PROBLEMATIQUE</i>	p 7
<i>Remontée de fissures et fatigue des chaussées</i>	
<i>Partie II - FATIGUE THERMIQUE</i>	p 47
<i>Chapitre I – Action des variations thermiques dans les structures routières</i>	<i>p 53</i>
<i>Chapitre II – Modélisation : approches élastique équivalente et viscoélastique</i>	<i>p 69</i>
<i>Partie III - FATIGUE SOUS TRAFIC</i>	p 103
<i>Chapitre III – Etat de l'art</i>	<i>p 109</i>
<i>Chapitre IV – Etude expérimentale de la fatigue en cisaillement</i>	<i>p 141</i>
<i>Chapitre V – Interprétation des essais et modélisation du comportement</i>	<i>p 167</i>
<i>Chapitre VI – Application aux structures routières – Stratégie de dimensionnement</i>	<i>p 191</i>
<i>Conclusion générale et perspectives</i>	p 223
<i>Liste des notations utilisées</i>	<i>p 229</i>
<i>Liste des figures</i>	<i>p 233</i>
<i>Liste des tableaux</i>	<i>p 245</i>
<i>Bibliographie</i>	<i>p 249</i>

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE ET CONTEXTE DE L'ETUDE

La voiture est un moyen de transport tellement développé de nos jours qu'il est trop souvent oublié que toute notre société (sociale, culturelle et économique) serait différente si le réseau routier n'existait pas. Dans certains pays en voie de développement, l'évolution de l'infrastructure routière est quasiment une question de survie. La France accueille quant à elle, un des meilleurs réseaux routiers du monde. Cette infrastructure, un million de kilomètres de routes et autoroutes construit, représente un patrimoine routier de 185 milliards d'euros. Ces chiffres sont à la hauteur de ceux concernant le parc automobile... 35 millions de véhicules en 2000, dont 85% de voitures particulières et commerciales et 15% de camions (soit 4000000 véhicules dont la charge utile est supérieure à 35 kN).

L'infrastructure routière française est telle que le marché principal des entreprises routières, est celui de l'entretien ; comprendre le processus de dégradation constitue un enjeu très fort pour évaluer la pérennité des structures. Dans la majorité des cas, la dégradation se traduit par l'apparition de fissures en surface de chaussée qui, dans un premier temps, ne perturbent pas nécessairement le fonctionnement de la structure. Mais il est bien sûr évident que sous l'action de différents paramètres, l'état structurel va se dégrader dans le temps ; afin de ne pas mettre en jeu la sécurité des passagers, pour leur confort, il sera nécessaire de "refaire les routes".

La fin des années 50 a vu en France, le démarrage de l'utilisation des matériaux traités aux liants hydrauliques dans le corps des chaussées. Il s'agissait principalement de grave-ciment et grave-laitier. Avec la réalisation de telles structures, les ingénieurs routiers se sont trouvés confrontés à l'existence d'une fissuration qui n'était pas due à la fatigue prématurée de la chaussée. C'est pourquoi dès 1964, des études de fissuration sur les graves-ciment et graves-laitiers sont envisagées [PRA65] de façon à comprendre et évaluer les conséquences de ce phénomène et à proposer des solutions pour combattre la fissuration. Ces recherches ont porté essentiellement sur la fissuration de retrait.

Ces structures semi-rigides ont été introduites dans le catalogue des structures de chaussées de 1971 (SETRA – LCPC) et ceci a eu comme conséquence de ne plus considérer les fissures de retrait des chaussées du réseau routier national conçues selon cette technique comme une dégradation, dans la mesure où elles sont acceptées dès lors que le choix d'une telle structure a été fait [BON86]. Le catalogue des structures de chaussées de 1977 a étendu leur domaine d'application.

La fissuration de retrait des chaussées à assises semi-rigides constitue un handicap au développement de ce type de structure dont les intérêts techniques et économiques sont par ailleurs certains. En effet, la durabilité de ces structures est essentiellement liée au temps de remontée des fissures de retrait au travers des couches de surface. Une meilleure compréhension du comportement des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques et la mise au point de solutions limitant le phénomène de remontée, constituent donc des enjeux majeurs.

La société SACER est détentrice d'un brevet pour l'utilisation d'un procédé de pré-fissuration dans les graves traitées aux liants hydrauliques.

Afin de répondre à un besoin d'entreprise, à savoir notamment, l'optimisation du procédé de préfissuration, cette thèse a fait l'objet d'un contrat CIFRE entre SACER et le laboratoire 3MSGC (*Mécanique et Modélisation des Matériaux et Structures du Génie Civil*) de l'Université de Limoges.

L'objectif de cette étude a été de mieux comprendre et modéliser les processus de dégradations d'une structure routière. Nous avons pris le parti d'aborder le problème en découplant les effets des deux sollicitations majeures : thermique puis trafic.

La résolution du problème complet ne sera possible que lorsque *chacun* des processus de dégradation sera *parfaitement* identifié.

Ainsi, ce document se décompose en trois parties.

La **partie I** se veut être une synthèse, des connaissances actuelles du phénomène de remontée de fissure au travers des couches de surface (au sens large, car il sera fait état aussi bien du processus de fissuration que des systèmes qui existent pour limiter, contrôler ou supprimer la fissuration ou encore de la fatigue). Même s'il faut souligner que cette étude trouve son origine dans l'utilisation des chaussées semi-rigides, comme nous l'avons mentionné plus haut, la problématique des remontées de fissures concerne aussi toutes les structures rechargées.

Dans la **partie II**, les phénomènes thermiques ont retenu notre attention.

L'analyse bibliographique (*chapitre I*) des actions des variations thermiques sur les structures routières a été faite en s'intéressant à l'action de la température sur les propriétés mécaniques du béton bitumineux, mais aussi au comportement d'une structure routière, et notamment à la propagation des fissures sous variations thermiques.

Cette synthèse nous a conduit (*chapitre II*) à l'élaboration d'un modèle simple de l'estimation de la remontée de fissure en fonction du choix du pas de préfissuration et du climat pour l'utilisation de la technique de préfissuration *Joints Actifs*[®] de SACER dans le cas de structures semi-rigides. Une première approche est faite avec une hypothèse de comportement élastique, l'outil devant être accessible à l'entreprise. Les paramètres du modèle doivent être facilement identifiables.

Dans une seconde approche, la prise en compte du comportement viscoélastique du béton bitumineux permet d'améliorer la modélisation et de fixer les limites de validité de l'approche élastique.

La **partie III** s'intéresse au deuxième mode de sollicitation des structures routières : le trafic.

Si l'initiation de la fissuration est d'origine thermique, la propagation est fortement liée aux actions des charges roulantes. Les modèles existants, de nos jours, ne prennent en compte que l'ouverture de la fissure dans le phénomène de propagation. Ces modèles ne permettent pas une description réaliste du mode de dégradation des structures semi-rigides ou rechargées.

C'est pourquoi, nous nous sommes intéressés à l'effet du cisaillement cyclique sous trafic.

Le *chapitre III* est consacré à l'état des connaissances sur la fatigue sous trafic. Il s'avère que les travaux sur le comportement des matériaux bitumineux en fatigue par cisaillement sont peu nombreux. Le laboratoire 3MSGC d'Egletons possède un banc de fatigue adapté à la simulation de la propagation de fissure en fatigue sous cisaillement (*chapitre IV*).

Les résultats expérimentaux obtenus ont permis de proposer une loi (*chapitre V*) qui a été implantée dans le code de calcul aux éléments finis CAST3M. La modélisation numérique de l'essai a montré la validité de la loi proposée et enfin le modèle a été utilisé pour la prédiction de la dégradation de deux structures réelles. Cet exemple permet de montrer la fiabilité d'un outil simple de simulation numérique de la dégradation.

PARTIE I

PROBLEMATIQUE

SOMMAIRE PARTIE I

REMONTEE DE FISSURES ET FATIGUE DES CHAUSSEES

1. FISSURATION DANS LES CHAUSSEES : NATURE, ORIGINE ET DIAGNOSTIC.....	12
1.1. DIFFÉRENTS TYPES DE STRUCTURES DE CHAUSSÉES.....	12
1.1.1. Structures rigides.....	13
1.1.2. Structures semi-rigides.....	13
1.1.3. Structures souples.....	13
1.2. DIFFÉRENTES FORMES DE FISSURES DANS LES CHAUSSÉES	13
1.2.1. Origines des fissures	13
1.2.1.a. Fatigue.....	13
1.2.1.b. Retrait.....	13
1.2.1.c. Mouvements du sol	14
1.2.1.d. Défaut de construction.....	14
1.2.1.e. Vieillissement et effets environnementaux.....	14
1.2.2. Formes et chemin de fissuration.....	14
1.2.2.a. Orientation.....	14
1.2.2.b. Forme	14
1.2.2.c. Aspect.....	14
1.2.2.d. Ouverture de la fissure	15
1.2.2.e. Chemin de fissuration.....	15
1.3. DIFFÉRENTES FISSURATIONS POUR DIFFÉRENTES STRUCTURES	15
1.3.1. Fissures affectant toutes les structures	15
1.3.2. Fissures spécifiques selon la structure.....	16
1.3.2.a. Structures rigides.....	16
1.3.2.b. Structures semi-rigides.....	16
1.3.2.c. Structures souples.....	16
1.3.3. Remontée de fissure dans la couche de roulement	16
1.3.3.a. Charges provoquant les mouvements de la pointe de la fissure	17
1.3.3.b. Nature des mouvements des lèvres de la fissure	17
1.3.4. Description schématique de la remontée de fissure au travers de la couche de roulement	18
1.3.5. Détérioration de l'apparence de la fissure en surface de chaussée.....	19
1.4. MÉTHODOLOGIE POUR ÉVALUER UNE STRUCTURE	19
1.5. CONCLUSION SUR LA NATURE, L'ORIGINE ET LE DIAGNOSTIC DES FISSURES	20
2. ESTIMATION ET EVALUATION DU POTENTIEL DE REMONTEE DE FISSURATION D'UNE CHAUSSEE.....	21
2.1. NATURE DES FISSURES.....	21
2.1.1. Fissuration induite par le trafic.....	21
2.1.2. Fissuration environnementale.....	21

2.1.3.	<i>Effets combinés du trafic et des actions environnementales sur la propagation de fissures</i>	21
2.1.4.	<i>Bilan des constatations sur des chantiers de structures semi-rigides</i>	22
2.2.	PARAMÈTRES INFLUENÇANT LA PROPAGATION DE FISSURE (CAS DES STRUCTURES SEMI-RIGIDES).....	23
2.3.	CONCLUSION SUR LES REMONTÉES DE FISSURATION	24
3.	CARACTERISATION ET PREVENTION DE LA REMONTEE DES FISSURES	25
3.1.	CARACTERISATION DE PROCEDES ANTI-REMONTEE DE FISSURE.....	25
3.1.1.	<i>Test d'adhérence</i>	25
3.1.1.a.	Traction directe.....	25
3.1.1.b.	Test d'arrachement.....	26
3.1.1.c.	Tests de cisaillement	26
3.1.2.	<i>Tests de laboratoire pour la simulation du comportement de la couche de surface sous chargement répété (trafic et/ou thermique)</i>	27
3.1.2.a.	Simulation du trafic.....	28
3.1.2.b.	Simulation des effets de chargement thermique.....	29
3.1.2.c.	Simulation des effets combinés du trafic et des chargements thermiques dans la couche de base.....	30
3.1.3.	<i>Conclusion</i>	31
3.2.	PREVENTION CONTRE LA FISSURATION ET UTILISATION DE SYSTEMES ANTI-REMONTEE DE FISSURE	32
3.2.1.	<i>Prévention et traitement de la fissuration en amont de la couche de surface</i>	32
3.2.1.a.	Limitation de la formation de fissure durant la phase de construction	32
3.2.1.b.	Techniques de préfissuration pour les couches de base traitées aux liants hydrauliques.....	32
3.2.1.c.	Méthodes utilisées avant la mise en place de la couche de roulement afin d'éliminer l'origine de la fissuration	33
3.2.1.d.	Méthodes utilisées durant la maintenance de la structure afin de limiter l'activité de la fissure existante	34
3.2.2.	<i>Utilisation d'un système d'interposition</i>	34
3.2.2.a.	Couche de nivellement	34
3.2.2.b.	Système d'interposition.....	34
3.2.2.c.	Couche de roulement	36
3.2.3.	<i>Conclusion sur la prévention contre la fissuration</i>	37
3.3.	CONCLUSION SUR LA REMONTÉE DE FISSURATION	38
4.	MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA COUCHE DE ROULEMENT	39
4.1.	PARAMÈTRES D'ENTRÉE POUR UNE MODÉLISATION	39
4.1.1.	<i>Données environnementales et conditions de chargement</i>	39
4.1.2.	<i>Caractéristiques de base de la couche de roulement</i>	40
4.2.	LOIS	40
4.2.1.	<i>Loi de fatigue</i>	41
4.2.2.	<i>Loi de propagation de fissure</i>	41
4.3.	MODÈLES POUR LE DIMENSIONNEMENT	41
4.3.1.	<i>Modèles multicouches linéaires élastiques Vangurp [VAN89]</i>	41
4.3.2.	<i>Modèles multicouches linéaires élastiques prenant en compte les problèmes de propagation de fissures</i>	42
4.3.3.	<i>Modèles basés sur les équations d'équilibre</i>	42
4.3.4.	<i>Approche de dimensionnement empirique</i>	43
4.3.5.	<i>Analyse en éléments finis Vanelstraete [VAN96], Majidazdeh [MAJ70], Monismith [MON80], Scarpas [SCA93], Marchand [MAR82]</i>	43
4.3.6.	<i>Modèle d'endommagement</i>	43
4.3.7.	<i>Modèle viscoélastique VEROAD</i>	43
4.4.	REMARQUES SUR LA MODÉLISATION, SES LIMITES	43

Partie I

REMONTEE DE FISSURES ET FATIGUE DES CHAUSSEES

Les phénomènes de fatigue et de remontée de fissures au travers de la couche de roulement sont des dommages qui n'épargnent, malheureusement, aucun type de structures de chaussées. Les origines et processus d'amorçage de la fissuration diffèrent quelque peu selon la structure ; mais la fatigue est, en général et majoritairement, la cause de la propagation et donc de l'apparition de la fissure en surface. Les causes identifiées sont le trafic et les conditions environnementales (telles que les variations thermiques).

Ce chapitre va donc se consacrer à établir le bilan des connaissances sur la remontée de fissures dans tous les types de structures.

Notre étude ayant débuté sur une étude de chaussée particulière, les structures semi-rigides préfissurées sur lesquelles nous reviendrons au chapitre suivant dans l'étude thermique, nous nous sommes davantage intéressés dans ce chapitre à souligner les points particuliers concernant ces structures.

1. FISSURATION DANS LES CHAUSSEES : NATURE, ORIGINE ET DIAGNOSTIC

Les structures routières, en général, sont composées de matériaux dont la nature et les propriétés des matériaux constitutifs varient fortement (graves non traitées, béton bitumineux, graves traitées aux liants hydrauliques...). Toutes ces structures ont en commun des problèmes de fissuration d'origines diverses et dont les formes diffèrent d'autant. Le trafic ou les causes environnementales sont à l'origine des problèmes, mais la nature de ces derniers va varier en fonction de la structure. Le contrôle de la fissuration au travers de la couche de roulement est donc une tâche qui s'avère difficile du fait de la diversité des phénomènes. Il apparaît donc important de diagnostiquer la nature et la cause des fissures afin de lutter efficacement contre la remontée de fissure.

1.1. DIFFERENTS TYPES DE STRUCTURES DE CHAUSSEES

Une des fonctions premières de la chaussée est de diminuer les contraintes induites par le trafic au niveau du sol support. Ce dernier, serait en effet incapable de supporter seul les contraintes induites par le passage répété de charges roulantes (*figure 1*).

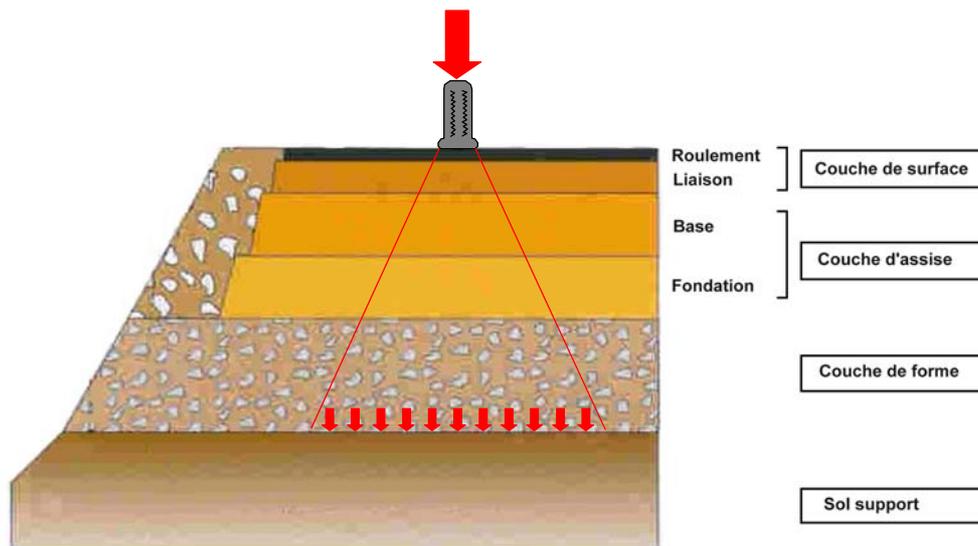


Figure 1 – Répartition des contraintes dans une structure de chaussée

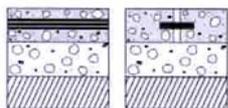
Les parties fondamentales d'une structure de chaussée sont :

- **Couche de surface** : Elle peut se subdiviser en deux couches : la couche de roulement et la couche de liaison. Constituée de béton bitumineux ou d'enduit, sa fonction est de protéger la structure de toute action environnementale extérieure et du trafic ; complexe, elle a aussi un rôle de prévention contre la remontée de fissure. De plus, sa place dans la structure en fait la garante de l'uni, l'adhérence... vis à vis des utilisateurs.
- **Assise de chaussée** : L'assise est composée des deux couches : base et fondation ; elle a pour fonction essentielle de répartir les charges induites par le trafic afin qu'elles soient compatibles avec la résistance du sol support.

- **Couche de forme** : elle permet de rectifier les hétérogénéités de la couche de sol support.

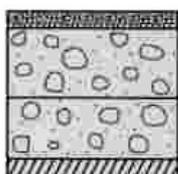
En fonction des matériaux utilisés dans la structure, les chaussées les plus couramment utilisées se classent en trois catégories parfaitement distinctes.

1.1.1. Structures rigides



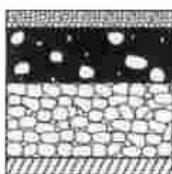
Les structures rigides sont composées de béton. Elles sont continues ou comportent des joints de dilatation qui sont réalisés au cours de la construction, par sciage. En France, deux types principaux se rencontrent : les structures en béton armé continu (avec des armatures longitudinales qui renforcent la structure) et les structures à dalles goudonnées. Toutes les catégories de routes acceptent ce type de structure mais on les trouve principalement sur les pistes d'aéroport et les plates-formes industrielles.

1.1.2. Structures semi-rigides



Les couches d'assise (base et fondation) des structures semi-rigides se composent de matériaux traités aux liants hydrauliques, avec un dosage plus faible en ciment que pour un béton (inférieur à 6%) donc une résistance et un module élastique plus faibles également. En règle générale, aucun joint de dilatation n'est prévu. La couche de surface qui recouvre l'ensemble voit son épaisseur fortement conditionnée par le trafic auquel sera soumise la structure. Ce type de chaussée est utilisé pour des routes à fort ou moyen trafic.

1.1.3. Structures souples



Les structures souples sont composées de matériaux bitumineux. Les épaisseurs de ces structures sont dimensionnées en fonction du volume de trafic sur une période donnée ; elles peuvent donc atteindre de fortes épaisseurs pour des trafics importants. Dans le cas de chaussée peu circulée, la couche de surface peut se résumer à un simple revêtement.

1.2. DIFFERENTES FORMES DE FISSURES DANS LES CHAUSSEES

1.2.1. Origines des fissures

1.2.1.a. Fatigue

Le cumul du trafic sur la chaussée conduit, au-delà d'une limite, à l'apparition de fissures. Cette fatigue peut affecter toutes les couches de la structure ou seulement être limitée à la couche de surface.

1.2.1.b. Retrait

Le retrait empêché de la couche de base, d'une longueur infinie, peut donner naissance à des fissures dès l'instant où il se produit des contraintes supérieures à la résistance en traction. Le frottement entre la couche de base et le support peut accentuer ces contraintes. Ce phénomène se rencontre dans le cas de structures composées de matériaux traités aux liants hydrauliques. Dans le domaine de la fissuration de retrait, il a été convenu de distinguer deux types de retrait élémentaires [LCPC74] :

- Les retrait primaires qui comprennent les retrait avant le durcissement et le retrait hydraulique. Ils sont responsables de la première mise en contrainte lente du matériau après sa mise en œuvre.
- Les retrait thermiques associés aux variations de températures journalières mais aussi annuelles. Sous nos climats les premières peuvent atteindre entre 20 et 30° C et les secondes se situent entre 50 et 60° C [BON88]

En règle générale, les fissures de retrait apparaissent dans les chaussées composées d'au moins une couche traitée aux liants hydrauliques mais dans les climats les plus sévères la fissuration affecte également la couche de roulement.

1.2.1.c. Mouvements du sol

Les mouvements ou une perte de portance locale du sol sur lequel la structure repose, peuvent aussi mener à une fissuration, qui va se propager dans les différentes couches de la structure. Les mouvements du sol impliquent ici différents phénomènes : perte de portance due à une augmentation de la teneur en eau du sol mal drainé, mauvais compactage de la plate-forme, glissement de terrain (spécialement près des routes où le profil n'est pas naturel), retrait dû à une importante perte d'eau suite à une saison sèche, gel qui atteint le sol support...

1.2.1.d. Défaut de construction

Des fissures peuvent résulter d'erreurs dans la conception de la chaussée ou lors de sa mise en œuvre : variation de portance longitudinale, mauvaise réalisation des joints longitudinaux, sous-dosage du liant... peuvent être la porte ouverte à des problèmes de fissuration. Certains défauts peuvent être plus néfastes sous le passage des charges roulantes, par exemple, le glissement entre les différentes couches.

1.2.1.e. Vieillesse et effets environnementaux

Les fissures qui naissent en surface de chaussée sont souvent dues à une combinaison entre les contractions thermiques et une déformation de la chaussée au cours de l'hiver, alors que le béton bitumineux est devenu plus fragile sous l'action des UV. Ces effets sont accentués avec l'âge de la chaussée du fait de l'exposition de béton bitumineux aux effets environnementaux.

1.2.2. Formes et chemin de fissuration

En fonction de leur origine, du type de la chaussée et du processus de fissuration, les fissures peuvent prendre des formes et des aspects variés [YOD75] et [CAT75].

1.2.2.a. Orientation

Les fissures sont, plus généralement, longitudinales (parallèles à la direction de la roue) ou transversales (perpendiculaire au sens du trafic) ; elles sont rarement diagonales ou paraboliques.

1.2.2.b. Forme

La forme des fissures est plutôt rectiligne mais les formes sinueuses s'observent parfois.

1.2.2.c. Aspect

Les fissures peuvent apparaître comme une seule fissure franche dans la chaussée, ou alors se dédoubler voire se ramifier (*figure 2*).

Fissure linéaire



Fissure dédoublée



Fissure ramifiée

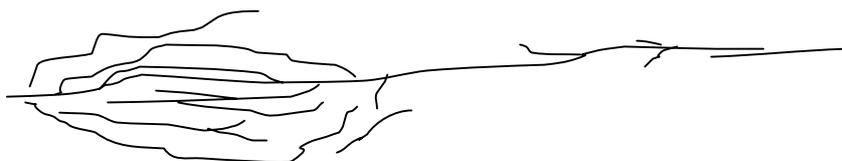


Figure 2 – Différents aspects de la fissuration

1.2.2.d. Ouverture de la fissure

Une fois encore, pas de règle bien définie, la largeur des fissures (c'est à dire la distance entre les 2 lèvres) peut varier de façon très diverse : la fissure peut être très fine (inférieure au mm), fine (de 1 à 2 mm) ou bien large (de plusieurs mm au cm).

1.2.2.e. Chemin de fissuration

Les fissures peuvent être isolées et non connectées ou au contraire fabriquer un maillage plus ou moins dense (figure 3).

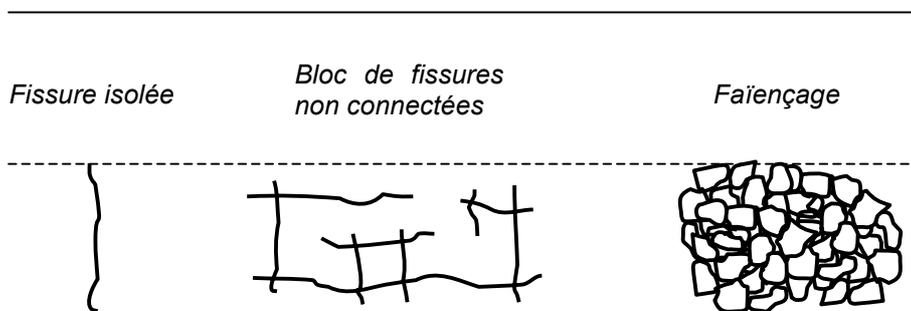


Figure 3 – Différents chemins de fissuration (vue de haut de la chaussée)

1.3. DIFFERENTES FISSURATIONS POUR DIFFERENTES STRUCTURES

1.3.1. Fissures affectant toutes les structures

Une perte de portance du sol va conduire à des ruptures en dalle ou des fissures simples longitudinales et transversales. Des glissements de terrain ont également pour conséquence de fissurer toutes les structures. Un retrait ou un séchage rapide va donner naissance à des fissures larges et espacées longitudinales et transversales.

Les fissures de fatigue, initiées dans la couche de surface, sont fines et limitées aux voies circulées dans un premier temps ; par la suite, ces fissures vont s'étendre à toutes les voies en faiénçage. Les fissures de surface (de la couche de roulement) sont causées par les contractions

thermiques lors de climats rigoureux. Il existe aussi des fissures longitudinales qui apparaissent lors d'élargissement de chaussées.

1.3.2. Fissures spécifiques selon la structure

1.3.2.a. Structures rigides

Ces constructions présentent des joints, dans la couche de base, qui s'apparentent à des fissures. Ces joints, longitudinaux et transversaux, sont larges en surface mais du fait du procédé de construction, ils sont collés. Néanmoins, sous l'action du trafic et des actions thermiques, ils peuvent perdre de leur capacité de transfert de charge d'une dalle à l'autre. Si les joints ne sont pas réalisés à temps, il peut aussi y avoir des problèmes de retrait, liés à la prise du béton. Dans ce cas des fissures rectilignes vont apparaître avec un pas quasi constant de plusieurs mètres. Si la couche de béton n'est pas assez épaisse pour supporter le trafic, les dalles peuvent aussi se fissurer (longitudinalement et transversalement, mais aussi aux coins) sous le passage répété des fortes charges roulantes.

1.3.2.b. Structures semi-rigides

Les structures semi-rigides ne possèdent pas de joint de dilatation (au contraire des structures rigides) dans les couches d'assises traitées aux liants hydrauliques. (Toutefois, au dernier catalogue des structures 98, cette disposition a un peu évolué et il devient nécessaire de préfissurer la couche de base avec l'emploi de certaines graves ciment (plus riche en ciment) ou au-delà de certains trafics). De ce fait, la couche de base est soumise à une fissuration transversale inévitable due au retrait. Les fissures naissent dans la couche traitée pour remonter ensuite vers la surface. Les fissures apparaissent avec des pas compris entre 5 et 20 m, et leur ouverture est fonction de la température mais peut atteindre dans certains cas défavorables plusieurs millimètres. Les fissures de retrait sont transversales rectilignes mais au cours du temps, sous l'action du trafic, elles se ramifient. Le pas de fissuration observé en surface est très dépendant des caractéristiques de résistance en traction et du module d'Young de la couche traitée, mais le processus général reste l'apparition de grandes dalles qui peu à peu se subdivisent en plus petites.

Pour lutter contre ces problèmes de fissuration inévitable, diverses entreprises ont développé des procédés de préfissuration sur lesquels nous reviendrons plus tard.

1.3.2.c. Structures souples

En plus des fissures de surface décrites plus haut, les chaussées noires, ou souples, sont soumises à la fissuration par fatigue de la couche de base, avec une propagation de la fissure dans la couche de roulement sous l'action du trafic. Sous le passage de la charge roulante, ces fissures se développent en maillage large. Dans les pays aux climats hivernaux rigoureux (ou des pays avec de fortes amplitudes thermiques), il se peut que la chute de température crée des contraintes de traction supérieures à la limite de résistance du béton bitumineux, d'où l'apparition de fissures en surface. Ce phénomène est d'autant plus probable que le bitume utilisé est dur ou bien sensible au vieillissement.

1.3.3. Remontée de fissure dans la couche de roulement

La remontée d'une fissure existante, au travers de la couche de roulement, est le résultat de mouvements des lèvres de la fissure qui sont transférés à la base de la couche de surface. Afin d'identifier correctement le problème de la remontée de fissure, il importe de bien identifier les différents paramètres qui peuvent causer ces mouvements et d'en analyser leur nature.

1.3.3.a. Charges provoquant les mouvements de la pointe de la fissure

Trois types de charges provoquent des mouvements des lèvres de la fissure :

- **Trafic** : Les véhicules, et plus particulièrement les essieux de camions, qui passent au droit de la fissure ou à proximité, induisent des mouvements horizontaux et verticaux de la fissure.
- **Variations de température** : Les changements de températures, jour&nuit et entre les saisons été&hiver, causent des dilatations et contractions des sections comprises entre deux fissures existantes. Ces mouvements horizontaux alternent entre l'ouverture et la fermeture des fissures.
- **Variation de teneur en eau du sol** : La variation de teneur en eau se traduit par un changement de la portance du sol qui se répercute aussitôt sur la fissure par une ouverture ou une fermeture.

1.3.3.b. Nature des mouvements des lèvres de la fissure

Les nature et forme des fissures existantes dépendent du type de structure de chaussée ainsi que des charges, ou contraintes, auxquelles sont soumises les lèvres de la fissure.

- **Combinaison de mouvements possibles :**

Les trois mouvements possibles des lèvres sont clairement identifiés et classés selon un schéma conventionnel de Irwin [IRW57] :

- Mode I : ouverture des lèvres
- Mode II : cisaillement
- Mode III : déchirement

Sur la chaussée, ces trois types de mouvements vont causer la rupture de la couche de surface selon une combinaison des mouvements présentés en *figure 4*.

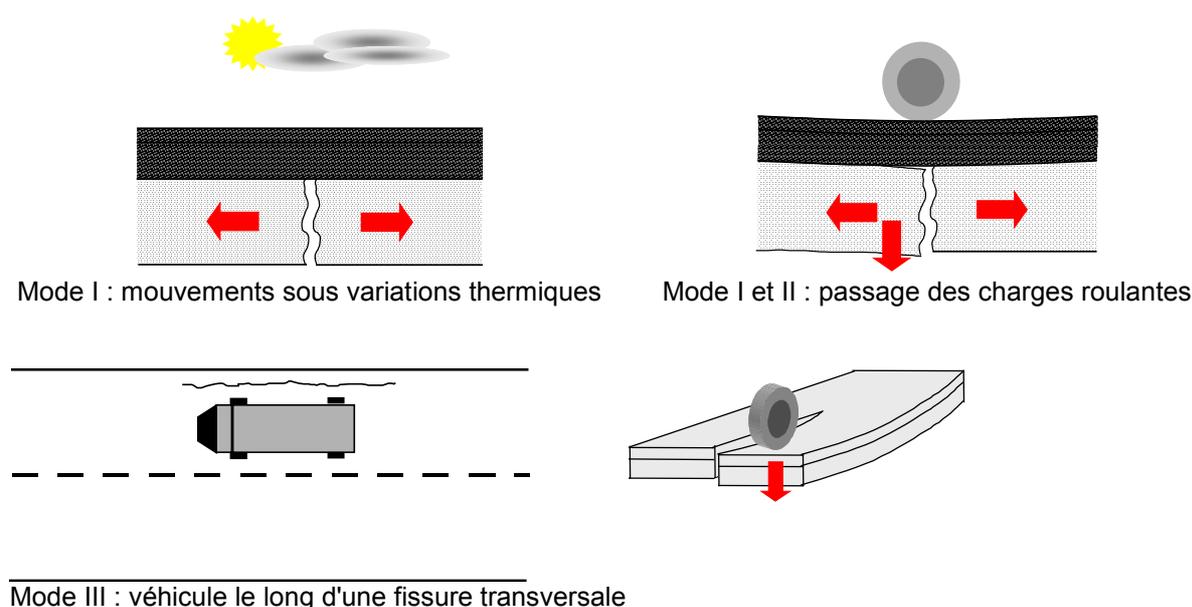


Figure 4 – Mouvements possibles des pointes de la fissure

Le retrait thermique, ou hydraulique du béton, s'apparente systématiquement au mouvement de type mode I, c'est à dire d'ouverture. Le trafic est une combinaison des 3 mouvements, dépendant de la position du véhicule sur la chaussée et de la géométrie de la fissure existante.

- **Fréquence de sollicitation**

Les différents mouvements de la pointe de fissure, sont fonctions de la charge qui s'applique pour la partie cinématique, mais ces mouvements se distinguent aussi par la vitesse du chargement.

- des mouvements rapides induits par le trafic et plus particulièrement les charges lourdes, tels les camions. La durée du chargement est estimée à 1/10ème de seconde,
- des mouvements lents dus aux retraites thermiques par variations de température (entre le jour et la nuit),
- des mouvements très lents résultant des retraites dus aux variations thermiques entre l'été et l'hiver ou des variations hydriques (dans le sol support)

- **Amplitude des mouvements**

L'amplitude des mouvements dus aux charges roulantes est directement fonction de la charge roulante. Elle est aussi directement liée à la déformation possible de la structure. Concernant les mouvements de retraites thermiques, l'amplitude des mouvements des lèvres de la fissure est fonction de l'amplitude de variation de température mais aussi du coefficient de dilatation thermique. L'ouverture sous chargement thermique est plus grande si les joints sont espacés ; mais elle est aussi fonction de la qualité du collage entre les couches.

- **En conclusion**

Le trafic induit des contraintes dans les chaussées fissurées qui se traduisent par des mouvements des lèvres des fissures en mode I (ouverture), II (cisaillement) et III (déchirement), en fonction de la position du véhicule par rapport à la fissure. Le mouvement est rapide (donc une fréquence élevée) avec des amplitudes variables.

Le retrait thermique (ou hydraulique) crée des mouvements d'ouverture des lèvres de la fissure (mode I). Les mouvements sont lents, voire très lents, avec de fortes amplitudes.

1.3.4. Description schématique de la remontée de fissure au travers de la couche de roulement

- **Processus de remontée de fissure**

Le développement des fissures, dans la couche de surface sous l'action des différentes sollicitations, se fait en trois étapes induites par différents mécanismes :

- L'initiation de la fissure est causée par un défaut existant dans la couche non fissurée initialement,
- suivie par une phase de propagation lente de la fissure au travers de la couche de surface (ce processus commence au point où il existe une concentration de contraintes thermiques ou mécaniques),
- enfin, la dernière phase, c'est à dire la rupture totale, correspond à l'apparition de la fissure en surface de chaussée.

Les trois mouvements décrits ci-dessus prendront une importance relative en fonction de la nature de la fissure et du type de chargement qui agit sur la structure.

- **Chemin de fissuration**

Les fissures peuvent se propager verticalement, sans affecter le collage entre les différentes couches, sous l'action du trafic ou des retraites thermiques et hydriques. Mais il est aussi fréquent d'observer une phase de propagation de la fissure dans l'interface, c'est à dire horizontalement, avant de repartir verticalement [GOA82].

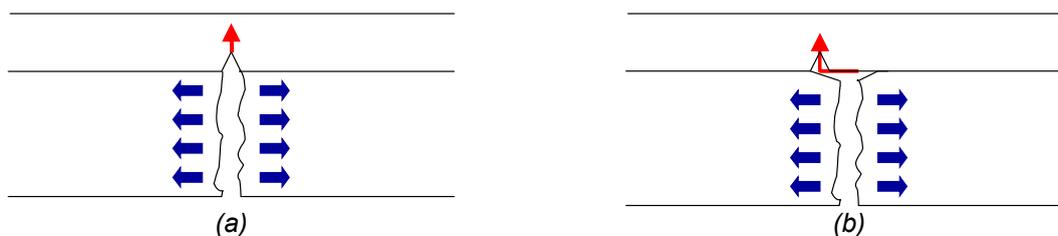


Figure 5 – (a) Schéma de propagation dans le cas d'un collage parfait, sous trafic et effet des variations thermiques – (b) Schéma de propagation de la fissure en cas de décollement entre les deux couches

1.3.5. Détérioration de l'apparence de la fissure en surface de chaussée

L'apparition de la fissure en surface de chaussée est considérée par les gens de la profession, comme un signe de détérioration et permet d'analyser la durabilité de la structure.

Il existe des méthodes pour réparer les fissures en surface de chaussées, mais ces techniques ne permettent pas d'éliminer les effets mécaniques au droit de la fissure ; ces réparations permettent de réduire les infiltrations d'eau et ont en plus un "impact" esthétique. Il est donc très important d'avoir des méthodes de contrôle de la remontée des fissures (potentielles ou existantes) afin de pouvoir limiter la remontée de fissure en surface.

1.4. METHODOLOGIE POUR EVALUER UNE STRUCTURE

Afin d'évaluer assez précisément les conditions passées de fonctionnement de la structure, l'état de surface seul n'est pas suffisant. Les "grandes lignes" exposées ci-après permettront d'évaluer le potentiel de la structure à se fissurer (qui est dans une certaine mesure aussi important que de savoir combien de temps va mettre la fissure à remonter une fois que celle-ci existe). La première phase, inévitable, de l'évaluation d'une structure existante, est le problème de l'identification, il se déroule en plusieurs étapes :

1. Relever le type de la structure, avec ses conditions environnementales et le chargement qu'elle subit ;
2. Identifier visuellement la nature des fissures (géométrie, ouverture...) ;
3. Carotter dans l'épaisseur afin de connaître l'état de la couche de base et la profondeur fissurée ;
4. Evaluer les principales causes du problème.

Lorsque la phase d'identification des problèmes est complète, c'est à dire que l'origine des causes possibles est connue, une analyse quantitative des phénomènes passés spécifiques peut être menée. Si les origines des dégradations sont d'ordre thermique et/ou trafic, les mesures suivantes sont préconisées :

1. Mesure de déflexion pour l'identification élastique des couches (et l'estimation de leur dommage).
2. Mesure de battement au droit des joints (ou fissures) pour connaître la capacité de transfert de charge du joint, mais aussi pour déterminer s'il y a des vides au droit du joint, c'est à dire une perte de portance due à l'érosion.
3. Reconnaissance du fonctionnement des fissures (comportement en dalle par exemple).
4. Mesure de la profondeur de la fissure, de l'espacement entre les joints et de l'ouverture en fonction de la température.

Il est important de réaliser ces mesures dans les conditions les plus défavorables, par exemple l'hiver mais sans gel et avec une forte teneur en eau du sol support (le tout si possible car cela présente la structure dans une configuration défavorable). En fonction de la nature des fissures, il est possible de

savoir quelles causes vont induire une propagation de la fissure. En général, on peut dire que les conditions environnementales auront des conséquences dans les zones qui sont également soumises au trafic. Le carottage dans ces zones peut apporter des précisions intéressantes sur le potentiel de remontée de fissuration.

Lorsque la fissure est clairement affectée par le trafic, il est nécessaire de réaliser les mesures mentionnées aux étapes 3 et 4.

L'étape 4 deviendra indispensable dans le cas où les relevés de carottage présentent des fissurations sévères.

Les fissures se développent pour différentes raisons. Une observation fine du chemin de fissuration permet de donner une bonne approximation sur les causes et la nature de la fissuration. Mais dans le but d'affiner l'analyse, le carottage reste nécessaire. Les effets combinés du trafic et des variations thermiques sur la propagation de fissure au travers de la structure routière doivent être reconnus et quantifiés. Il est bien sûr nécessaire d'évaluer et quantifier de quelles manières ces paramètres 'agressent' la chaussée dans le but de trouver le traitement de maintenance adéquat.

1.5. CONCLUSION SUR LA NATURE, L'ORIGINE ET LE DIAGNOSTIC DES FISSURES

Comme nous l'avons exposé au cours de ce *paragraphe 1*, les natures des fissurations observées en surface de chaussées sont diverses, ceci est en partie dû à la grande variété des origines de fissuration. De plus les pathologies observées sont fortement dépendantes du type de la structure. Notre étude se limitera plus particulièrement aux structures semi-rigides, mais aussi à la nature de fissuration la plus défavorable, et la plus 'classique' dans ce type de structure : les remontées de fissures transversales de la couche de base vers la surface au travers de la couche de roulement (c'est à dire couche de liaison et couche de roulement, *figure 1*).

2. ESTIMATION ET EVALUATION DU POTENTIEL DE REMONTEE DE FISSURATION D'UNE CHAUSSEE

Les concentrations de contraintes qui sont observées en pointe de fissure, ou de joint, sont le résultat des actions telles que le trafic, la température et l'humidité. Ceci se traduit par des actions mécaniques de flexion et de cisaillement sous l'action des charges roulantes ; la température et l'humidité sont à l'origine également d'effets de flexion et de traction du fait des gradients qui existent dans toute la structure. Il est primordial de connaître la nature et la cause des fissurations ainsi que le type et l'amplitude des mouvements des fissures dans la structure afin de mieux connaître la distribution des contraintes en pointe des fissures (ou joints).

2.1. NATURE DES FISSURES

Les fissures observées dans les structures routières sont principalement causées par le trafic et les phénomènes environnementaux.

2.1.1. Fissuration induite par le trafic

Classiquement, les fissures dues au trafic sont initiées dans le fond de la couche de base et remontent vers la surface en se propageant. Ces fissures apparaissent sous le passage de la roue et sont transversales par nature. Dans la réalité, il est également observé des fissures longitudinales dans le passage de la roue, qui sont initiées en surface et se propage dans une profondeur d'environ 40 à 50 mm. Bien que ce phénomène de fissuration ne soit pas encore bien connu, il est sans doute à mettre sur le compte de la pression verticale non uniforme à l'interface pneu-chaussée et de la présence de force de cisaillement horizontale dans le sens de circulation. Nous ne nous étendrons pas davantage sur le sujet ici, car ce n'est pas l'objet de notre étude, mais ce phénomène devait être mentionné pour rester exhaustif.

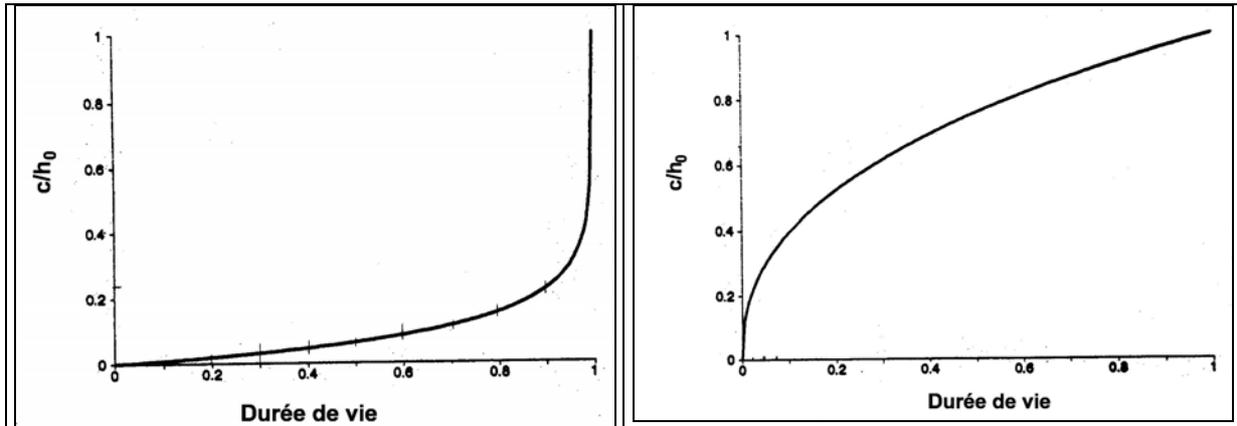
2.1.2. Fissuration environnementale

Les phénomènes environnementaux conduisent à de la fissuration, généralement de nature transversale ; en effet les contraintes thermiques, dues au retrait lors de la chute de température, sont plus élevées dans la direction longitudinale. Sous certaines conditions, un frottement très important et une chute brusque de température ou de la teneur en eau, peuvent permettre le développement de fissures longitudinales, mais ceci reste marginal et ne concerne que des zones très ponctuelles. Généralement, les conditions environnementales affectent davantage les structures constituées d'une couche traitée aux liants hydrauliques (ou un sol dont la susceptibilité à la température et à la teneur en eau est très forte). Néanmoins, pour rester réaliste, il faut noter que des contraintes thermiques élevées peuvent aussi se développer dans les couches bitumineuses, spécialement dans les régions froides (dans ce cas, les températures sont si basses que le béton bitumineux devient fragile et la rupture peut se produire) ou à fortes amplitudes thermiques (créant des contraintes de traction supérieures à la résistance du béton bitumineux). Mais malgré tout, la fissuration thermique intervient dans des climats dits modérés, en dépit des propriétés de relaxation rapide des matériaux hydrocarbonés. Gerritsen [GER87] a montré que le phénomène de durcissement du bitume réduit les capacités de relaxation du béton bitumineux et qu'ainsi les contraintes thermiques développées, même dans des climats modérés, sont élevées.

2.1.3. Effets combinés du trafic et des actions environnementales sur la propagation de fissures

Il apparaît évident que les actions (trafic et thermique) ne peuvent intervenir de façon découplée. Néanmoins, il est réaliste de postuler que dans tous les climats, le trafic va induire davantage de contraintes durant le jour et que le climat sera lui prépondérant au cours de la nuit. Goacolou et al. [GOA83], Vergne et Petit [VER89] et de Bondt [BON99] ont étudié les effets combinés du trafic et de la température. Ils ont montré théoriquement que les effets des charges roulantes sur le

développement de la fissure sont faibles au début du processus et s'accroissent durant la fin de la propagation.



Figures 6a et 6b – (a) Résultat de simulation d'une remontée de fissure (c/h_0 = longueur de fissure/hauteur totale) due au trafic par rapport à la durée de vie de la structure et (b) Résultat de simulation d'une remontée de fissure due aux variations thermiques [BON99]

La figure 6a est donnée à titre d'exemple, l'évolution réelle de la propagation de la fissure dépend de plusieurs paramètres : type de structure, matériaux de construction. Les fissures qui sont induites par les variations de température (figure 6b) suivent une évolution complètement différente : le processus de propagation est rapide dans la première phase et plus lente par la suite.

La figure 6b est un exemple de propagation de fissure par les deux effets combinés [BON99].

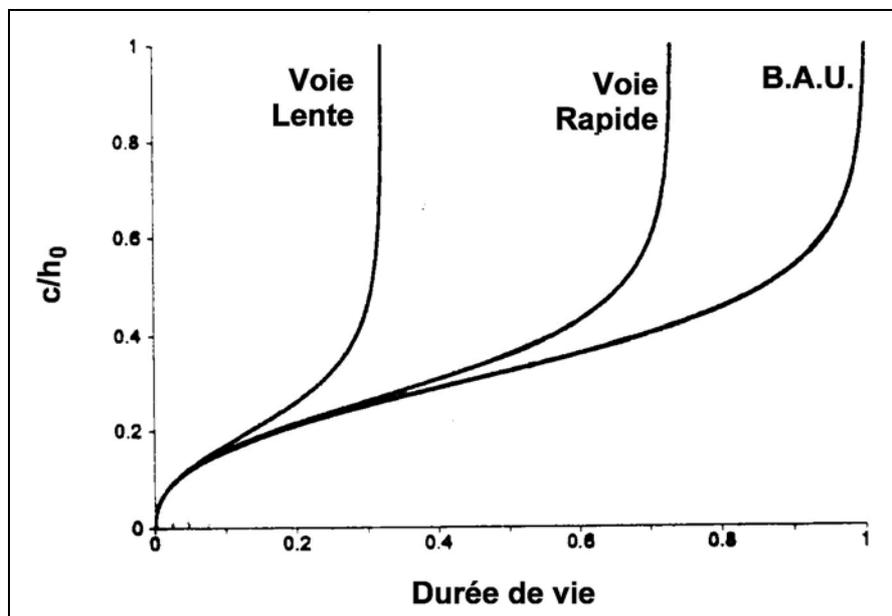


Figure 7 – Exemple de processus de propagation de fissure par les deux effets combinés (trafic et thermique) sur les différentes voies de la chaussée : lente, rapide et bande d'arrêt d'urgence (BAU)

2.1.4. Bilan des constatations sur des chantiers de structures semi-rigides

Les principales constatations portées ici concernent des suivis visuels de l'évolution de la fissuration transversale (espacement des fissures et leurs états) des assises traitées aux liants hydrauliques. Il a ainsi été mis en évidence l'importance d'un bon dimensionnement dans le comportement des structures ; il semble en effet que l'année 1975 représente une année charnière dans le

dimensionnement, se traduisant par un recours à des épaisseurs de couches de graves traitées supérieure à 25 cm. Ainsi pour une durée de vie de 9 ans, le pourcentage de longueurs entretenues a été divisé par deux [BON88]. En plus de l'épaisseur de la couche de base, un autre paramètre important est évidemment le trafic. En effet les interventions sur des chaussées à fort trafic sont nettement plus précoces. Enfin, l'épaisseur de la couche de roulement joue un rôle dans l'évolution de la fissuration transversale en surface de chaussée.

2.2. PARAMETRES INFLUENÇANT LA PROPAGATION DE FISSURE (CAS DES STRUCTURES SEMI-RIGIDES)

Il reste difficile d'analyser et d'isoler l'influence de certains paramètres sur le taux de fissuration, car il est rare (voire impossible) de disposer de deux sections de chaussées où un seul paramètre a varié. En général, on se contente de constatations globales du type "dans le nord de la France les assises traitées aux liants hydrauliques fissurent moins que dans le sud-ouest" [BON88]. A cette constatation, il est possible de répondre que d'un côté, il est utilisé des granulats calcaires, du laitier dans un climat océanique et de l'autre côté des granulats silico-calcaires, du ciment et des cendres volantes, le tout, dans un climat continental. Pour éviter cet écueil, des analyses de chantier en vraie grandeur ont été faites afin de définir les principaux paramètres de la fissuration apparaissant en surface de chaussée.

- **Nature des granulats**

Ce paramètre intervient par l'intermédiaire du coefficient de dilatation thermique. Celui des granulats siliceux est le double du coefficient de dilatation thermique des granulats calcaires.

- **Granularité**

L'utilisation de sables traités conduit à une fissuration moindre que dans le cas de matériaux à granularité plus élevée. Ce résultat doit, toutefois, être nuancé ; du fait de la disparition complète de l'engrènement au droit des joints, la propagation de la fissure sous charges roulantes est facilitée.

- **Nature et dosage en liant**

La teneur en liant des matériaux traités aux liants hydrauliques a peu d'influence sur le niveau de déformation à la rupture dans la gamme des dosages utilisés. Par contre, la vitesse de prise et l'augmentation des résistances jouent un rôle direct sur l'espacement entre les fissures.

- **Période de mise en œuvre**

Ce paramètre est à relier, en particulier, à la température moyenne au moment de la réalisation du chantier. Une réalisation de chantier en juillet conduit à une fissuration importante à la sortie de l'hiver, ce phénomène n'est pas observé (ou la fissuration est moindre) pour une structure mise en œuvre en novembre. Ceci est directement corrélé avec la contraction thermique de la structure par rapport à sa température initiale.

- **Conditions climatiques annuelles**

Un hiver rigoureux peut mener à l'apparition brutale de fissures en surface de chaussée.

- **Trafic**

Le trafic est reconnu pour avoir un effet amplificateur, mais non déterminant dans la fissuration des chaussées semi-rigides [POI]. Le dimensionnement de la chaussée ne tient compte que du trafic ; cependant, des cas sans différence entre la voie lente et rapide sont à mentionner...

- **Épaisseur et nature de la couche bitumineuse**

Les matériaux choisis pour la couche de roulement vont avoir une influence sur la fissuration du fait de leur nature (par l'intermédiaire de la susceptibilité thermique du liant utilisé, par exemple). Cette couche joue deux rôles dans le processus de propagation de fissure : elle sert d'écran thermique vis à vis des variations thermiques et une épaisseur plus grande rallonge d'autant le trajet de la fissure avant d'apparaître en surface.

- **Délai de la mise en œuvre de la couche de roulement et de la couche de base**

Même si l'influence du délai de mise en œuvre de la couche de roulement par rapport à la couche de base est encore difficilement quantifiée, il est intéressant de noter qu'il semblerait préférable d'allonger

le délai entre les deux mises en place afin de laisser se faire la prise "libre" des matériaux de la couche de base.

- **Géométrie de la chaussée**

Abd El Halim [ABD96] montre à partir d'observations sur sites (Canada et Egypte) l'existence d'une corrélation entre la géométrie de la structure et le schéma de fissuration observé en surface de chaussée. Il semble que l'influence soit surtout à mettre au compte des procédés et ateliers de mise en œuvre de la chaussée (qui diffèrent en fonction de la géométrie de la structure). Une baisse de la compacité (due à une insuffisance de compactage) aura une incidence directe sur le comportement à la fissuration, du fait de la chute des résistances et des modules.

Une cause spécifique engendre une nature particulière de fissure. Il est évident que l'effet combiné des actions doit être pris en compte afin de faire une évaluation réaliste du phénomène de propagation et de choisir une bonne stratégie de maintenance. La description qualitative est nécessaire afin d'avoir une bonne compréhension du phénomène de remontée de fissure au travers de la structure routière ; pour aller plus en avant (et donc anticiper sur la dégradation de la structure), la modélisation de tous ces phénomènes est nécessaire, mais les aspects théoriques sont sujets à discussion.

Jusqu'à présent, le phénomène de remontée de fissure est décrit par une loi de Paris [PAR63] :

$$\frac{da}{dN} = A \cdot K^n \quad (1)$$

avec : $\frac{da}{dN}$: accroissement de la longueur de fissure a par nombre de cycles N

K : facteur d'intensité de contrainte qui décrit l'état de contrainte en pointe de fissure

A, n : constantes dépendantes du matériau et des conditions de fréquence et température

Pour la prédiction de remontée de fissuration due au trafic, le coefficient n accepte des valeurs comprises entre 4 et 5,5 ; sous sollicitations thermiques, n se situe davantage entre 2 et 3 [MOL83] et [JAC95]. Le paramètre A peut être calculé, selon Molenaar, en utilisant la relation empirique suivante [MOL83] :

$$\log A = -2,36 - 1,14 n \quad (2)$$

On trouve ainsi des valeurs de A et n typiques pour différentes formulations.

Afin de limiter la propagation de fissure, le facteur d'intensité de contrainte doit être le plus faible possible, ainsi que les valeurs des constantes A et n . L'amplitude du facteur d'intensité de contrainte ne dépend pas seulement de l'amplitude de la charge mais aussi de la longueur de la fissure, du transfert de charge possible au droit des lèvres de la fissure et des caractéristiques de rigidité des couches de la chaussée. Pour une prédiction réaliste, les coefficients A et n devraient traduire les différents points abordés ci-dessus et qui influencent la propagation de la fissure.

2.3. CONCLUSION SUR LES REMONTEES DE FISSURATION

La remontée de fissure au travers de la couche de roulement est le mode de dégradation qui pénalise l'utilisation des structures semi-rigides auprès des maîtres d'œuvre. Même si la fissuration dans la couche de base est inévitable, la connaissance de ce processus de dégradation est nécessaire afin de pouvoir proposer des solutions qui vont maîtriser et retarder la remontée des fissures au travers de la couche de surface. Afin de limiter cette remontée de fissure, il existe plusieurs axes d'actions :

- utiliser la pré-fissuration de la couche de base (qui permet de maîtriser les pas de fissuration et de rendre le mouvement des fissures moins dommageable),
- agir sur la couche de surface, sur la nature du matériau et ses conditions de mise en œuvre,
- intervenir au niveau de l'interface, c'est à dire en modifiant le comportement du complexe interface-couche de surface.

3. CARACTERISATION ET PREVENTION DE LA REMONTEE DES FISSURES

Il est difficile d'appréhender la remontée des fissures car ce phénomène est piloté par un grand nombre de paramètres (comme nous l'avons décrit dans les paragraphes précédents), mais également à cause des nombreux chemins que peut emprunter la fissure pour remonter jusqu'à la surface. En effet, celle-ci peut très bien remonter verticalement à l'aplomb de la fissure existante dans la couche de base mais aussi se propager à l'interface (si celle-ci est de moindre qualité) jusqu'à rencontrer un défaut dans la couche de béton bitumineux et remonter verticalement vers la surface.

En l'absence de modèle existant pour prédire parfaitement le temps de remontée de la fissure jusqu'à la surface, plusieurs protocoles d'essais ont été développés afin de caractériser le comportement de matériaux ou de complexes (couche d'interface et couche de surface) du point de vue de leur résistance à la fissuration. La finalité de ces essais est davantage de comparer différentes solutions, que de proposer des lois de comportement des matériaux ou de complexes.

De nombreux travaux sont des approches matériaux destinées à améliorer les formulations des matériaux et complexes. Plus rares et difficiles sont les approches de mécanique des matériaux destinées à proposer des outils pertinents de dimensionnement des structures sollicitées à la fatigue tout en intégrant les caractéristiques des matériaux constitutifs.

3.1. CARACTERISATION DE PROCEDES ANTI-REMONTEE DE FISSURE

Afin de choisir, de façon fiable, le système qui recouvrira la chaussée, il importe de bien mettre en évidence les rôles qu'il devra assurer. Des tests sont donc, avant tout, nécessaires afin d'identifier les caractéristiques intrinsèques des matériaux (ou des complexes) en vue de prédire leur comportement sur une chaussée réelle. Les systèmes d'interposition n'étant pas l'objet de ce travail (mais nous tenions à souligner l'existence de tels systèmes pour rester exhaustifs par rapport aux paragraphes précédents), nous ne nous attarderons pas sur les essais qui en permettent la caractérisation ; on souligne cependant que ceux-ci existent [COU89] afin de mieux appréhender le comportement des grilles, géotextiles et autres systèmes et ainsi, plus généralement le fonctionnement, et le rôle, de la couche de surface d'une structure routière.

Il existe deux sortes de tests afin de décrire le comportement des systèmes de recouvrement des chaussées :

- Les tests qui mettent en évidence l'adhérence de la couche de roulement et le système d'interposition (dans le plan ou perpendiculairement à ce dernier). L'adhérence sera fonction de la méthode de fixation employée, tant dans la quantité du produit utilisé que du type de système d'interposition utilisé.
- Les tests qui permettent de qualifier les performances des couches de roulement ; dans ce cas, la charge devient le paramètre dominant. Différents chargements peuvent être pris en compte : l'effet cyclique des variations de température, les charges répétées du trafic. Ceci permet de démontrer que des systèmes très efficaces dans un cas de sollicitation peuvent s'avérer inefficaces dans un autre.

3.1.1. Test d'adhérence

Différentes méthodes existent afin d'identifier l'adhérence d'une couche de roulement sur son support : traction directe, test d'arrachement, cisaillement. Ils sont brièvement décrits dans la suite.

3.1.1.a. Traction directe

Le test de traction directe (*figure 8*) est utilisé en vue d'identifier les performances de collage de la couche de roulement sur son support vis à vis d'actions perpendiculaires au plan de collage. Le résultat de ce test sera fortement dépendant de la température de l'essai et de la vitesse de déformation choisie.

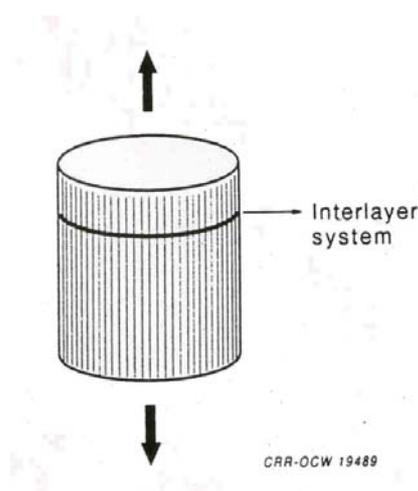


Figure 8 – représentation schématique de l'essai de traction directe

3.1.1.b. Test d'arrachement

Les renseignements sur les capacités de résistance à l'arrachement de la couche de roulement fixée sur le système d'interposition sont donnés par un test d'arrachement (figure 9). La force d'arrachement est exprimée en fonction du glissement de la couche supérieure sur son support. Ce test permet une étude paramétrique du système en fonction du module de la couche de roulement, du type de produit, de l'adhérence..., mais ne permet pas l'identification d'une loi de comportement.

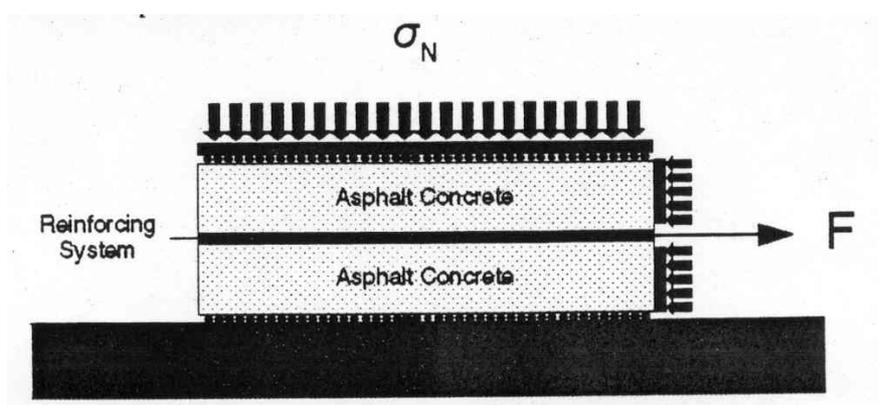


Figure 9 – Schéma du test d'arrachement

3.1.1.c. Tests de cisaillement

- **Cisaillement direct**

La réponse de l'interaction entre le système d'interposition et la couche de roulement peut être obtenue par un test de cisaillement direct [LEU79] réalisé comme montré en figure 10. Les carottes peuvent avoir un diamètre allant jusqu'à 150 mm et ne nécessitent aucune préparation particulière préalable à l'essai. L'information fournie par cet essai est l'évolution de la force de cisaillement exercée en fonction du glissement de la partie sollicitée sur la partie fixe. L'inconvénient de ce test est une dispersion non négligeable des résultats.

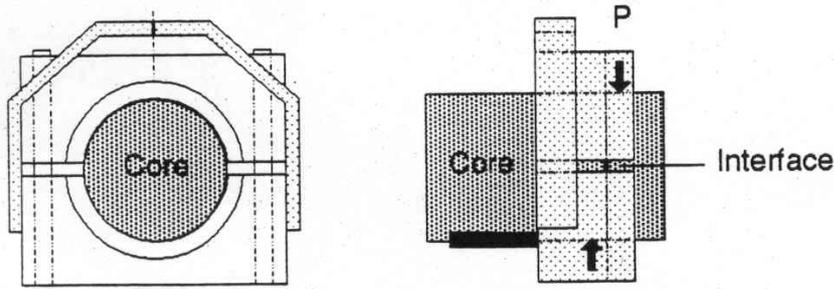


Figure 10 – Principe de l'essai de cisaillement direct vu par Leutner.

Il ne faut pas oublier de souligner que malgré l'apparente simplicité de ce test, il est très difficile d'obtenir un cisaillement direct, l'essai est souvent parasité par un moment de flexion sur la surface cisillée. Des simulations [BON94] montrent que l'homogénéité de la distribution est fortement dépendante de la rigidité de la zone étudiée. La présence de presse Marshall dans la plupart des laboratoires a, de plus, fortement contribué à son développement. Des modifications de l'essai de Leutner ont été apportées par l'Université de Delft [BER94] : il s'agit d'appliquer une pression perpendiculaire au plan de cisaillement afin de limiter ces moments parasites. Parmi les essais de cisaillement direct, il faut citer l'essai développé à l'université de Cracovie [GRZ93] (figure 11).

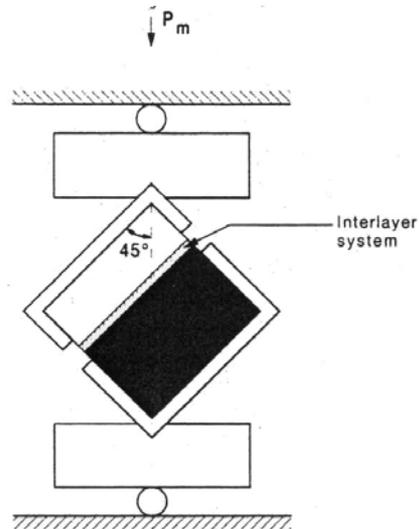


Figure 11 – Test de cisaillement direct développé à l'université de Cracovie

Des essais de cisaillement en fatigue existent [BON94], [SOU96] et [WEN97]; ils seront davantage développés dans la partie III – chapitre III de ce document.

3.1.2. Tests de laboratoire pour la simulation du comportement de la couche de surface sous chargement répété (trafic et/ou thermique)

Plusieurs tests existent afin de mieux comprendre le comportement de l'enrobé (ou d'un complexe) sous les chargements thermiques ou de trafic (voire même, les deux combinées). Ce genre de test est généralement mené afin d'avoir une étude comparative entre différents produits, parfois mais c'est plus rare, ils aident à la validation de certains modèles numériques. Des pays se sont intéressés à ce problème de remontée de fissure, et notamment les Etats Unis, la fissuration à étudier est le plus souvent une fissuration de fatigue d'une chaussée souple dont on veut étudier la remontée de fissure au travers d'une couche de béton bitumineux d'entretien ou de renforcement sous l'effet du trafic. Le problème sera différent si l'on s'intéresse principalement à la remontée de fissure d'origine thermique d'une assise non fatiguée dans une couche bitumineuse sous l'effet combiné du retrait thermique et de la circulation.

3.1.2.a. Simulation du trafic

On peut différencier trois classes de tests différents dans la simulation du trafic :

- Test de poutre en flexion
 - Test avec passage réel d'une charge roulante
 - Test avec charge simulant le passage d'une roue
- **Essai de fatigue en flexion Scard [SIC93], Brown [BRO93], Rigo [RIG93], Murray [MUR82], Button [BUT82]**

L'essai de fatigue en flexion (essai le plus couramment utilisé) est un test de structure représentant la couche de surface sur une base "souple" fissurée. La poutre de complexe repose sur une base flexible ou sur des rouleaux. La charge répétée est appliquée en surface afin de simuler le mode d'ouverture (mode I) ou le mode de cisaillement (mode II). Le chemin de fissuration est relevé en fonction du nombre de cycles. Ce genre de test (*figure 12*) a permis à Rigo [RIG93] de conclure que l'emploi de bitume modifié dans les complexes de géotextiles non tissés ou SAMI est plus efficace pour lutter contre la remontée de fissure que l'emploi de bitume pur. Ce test peut être utilisé afin de connaître la capacité d'un complexe à travailler en renforcement dans une structure ; dans ce cas, l'information donnée par le test est la valeur de la déflexion verticale en fonction du nombre de cycles de chargement. Il a aussi été utilisé pour mesurer la résistance au cisaillement de l'interface [BUT82] sous l'action du freinage des véhicules. La critique la plus évidente qui peut être retenue contre ce genre de test est le problème des conditions aux limites ; c'est à dire la prise en compte de la réaction du reste de la structure en partie basse.

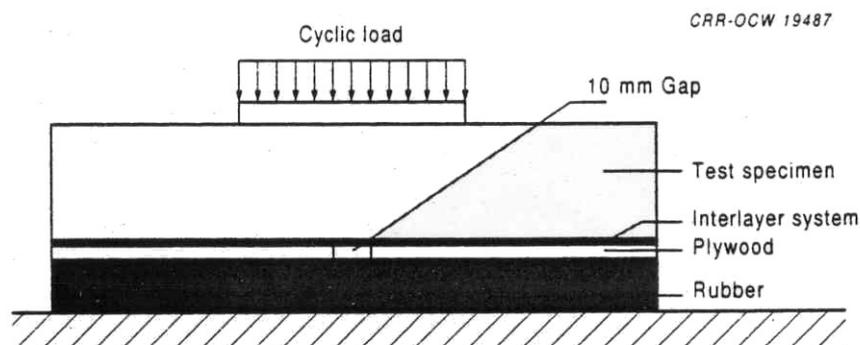


Figure 12 – Représentation schématique du test de flexion sur poutre [RIG93]

- **Simulation du passage d'une charge roulante Brown [BRO93], Yamaoka [YAM93]**

Une plaque ou poutre, représentant la structure testée, est soumise à l'action d'une charge roulante réelle. Les investigations menées avec cet essai sont réalisées sur des échantillons plus grands que ceux des essais présentés précédemment et dans des conditions sans doute plus représentatives des conditions réelles. En *figure 13*, est montrée une représentation schématique d'un tel essai. Ce type d'essai présente aussi comme point faible le problème des conditions aux limites.

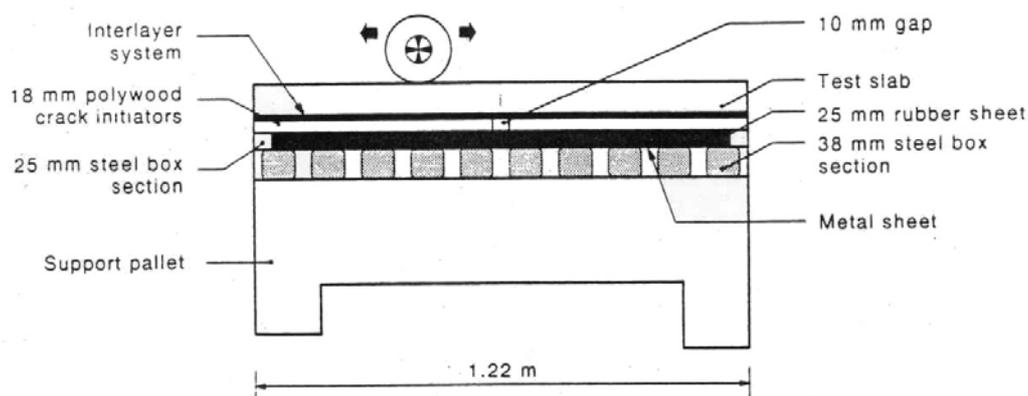


Figure 13 – Représentation schématique d'un test de passage de roue sur une plaque [BRO93]

- **Test du comportement de l'enrobé dans le cas de rechargement de dalles Vanelstraete [VAN93]**

Le Centre de Recherche Routière Belge a récemment développé un nouvel essai afin de mettre en évidence le comportement de la couche de surface dans le cas d'un rechargement de dalles de béton présentant des mouvements verticaux de larges amplitudes (figure 14). Ces battements impliquent des traitements très sévères aux couches de surface. Le but des études réalisées avec cet essai est de comparer l'efficacité des différents procédés de recouvrement et de déterminer lequel est le plus à même de lutter efficacement contre les mouvements verticaux des dalles.

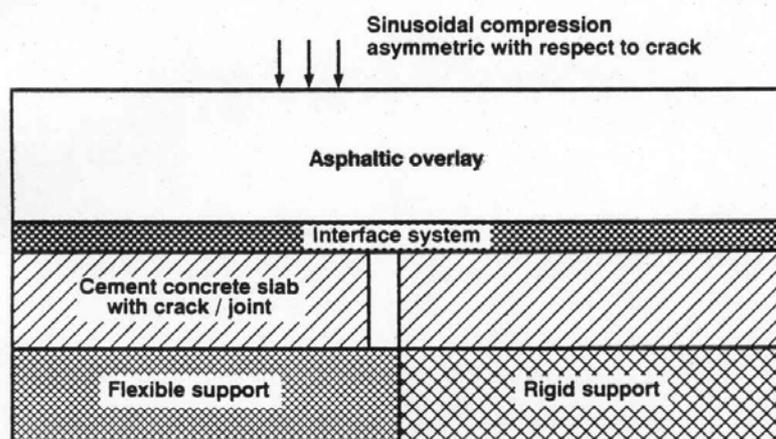


Figure 14 – Représentation schématique du test pour la simulation du comportement du complexe de rechargement sur des battements de dalles rigides dans le cas de rechargement de telles structures.

3.1.2.b. Simulation des effets de chargement thermique

Les effets thermiques peuvent être à l'origine de déformations importantes, créer des joints ou des fissures dans la couche de base traitée aux liants hydrauliques. Les mouvements engendrés sont à des échelles de temps nettement supérieures à celles du trafic.

- **Test de simulation du retrait thermique dans la couche de base traitée aux liants hydrauliques**

Les mouvements d'ouverture et de fermeture de joints dans la couche de base traitée peuvent être simulés de différentes façons. Dans la figure 15, l'éprouvette est soumise à des cycles d'ouverture et de fermeture de la fissure dans la partie inférieure de l'échantillon [CLA89], [FRA93]. Ce test est surtout utilisé en vue de comparer l'efficacité de différents complexes anti-remontées de fissures. Contrairement aux systèmes existants, l'essai de l'ENTPE offre la possibilité de tester un échantillon

d'enrobé (ou également un complexe) avec une fréquence de sollicitation proche de celle des variations thermiques réelles [NEJ92]. Les informations données par ces tests vont de la simple observation du processus de fissuration en fonction du nombre de cycles à des mesures de propriétés plus fondamentales comme le module de cisaillement du système d'interposition ou la relation de comportement entre la contrainte et la déformation. Généralement, ces tests sont menés à des températures reconnues pour "favoriser" la fissuration, c'est à dire inférieures à -5°C dans la plupart des essais.

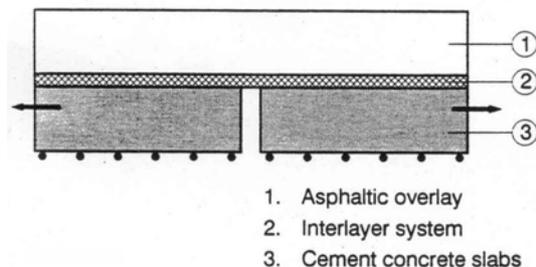


Figure 15 – Représentation schématique du test de fatigue thermique du CRRB [FRA93]

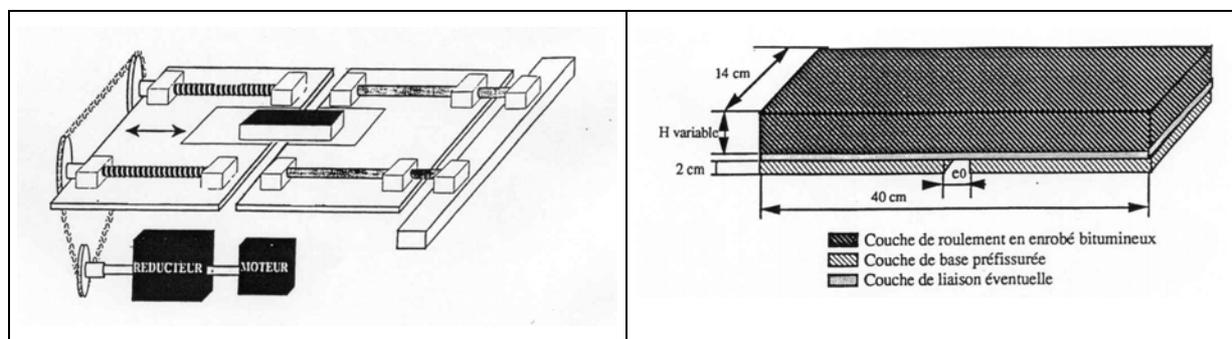


Figure 16 – Représentation du procédé expérimental de l'essai de fatigue thermique de l'ENTPE [NEJ92] et son éprouvette

- **Simulation du retrait thermique dans la couche de surface**

Ces tests doivent simuler la fissuration dans l'enrobé de surface due à des amplitudes thermiques élevées. Ils donnent une information sur les contraintes mobilisées dans la couche de surface et sur sa résistance thermique. Bien que ce genre de test ne soit pas directement lié aux fissures qui remontent de la couche de base vers la surface, il donne des informations intéressantes sur la limite à la rupture des enrobés. De plus, la présence de contrainte thermique dans l'enrobé réduit d'autant la résistance vis à vis d'autres sollicitations. Les tests peuvent être menés sur des barreaux d'enrobé, maintenus à une longueur définie et auxquels est imposée une variation thermique [JIM79], [EIS92], [KAN92], [ARA90].

3.1.2.c. Simulation des effets combinés du trafic et des chargements thermiques dans la couche de base

Afin de simuler avec davantage d'acuité les remontées de fissures dues aux effets combinés des variations thermiques et du passage des charges roulantes, le laboratoire régional des Ponts et Chaussées d'Autun a développé un procédé original de fissuration. Cette machine de fissuration (présentée figure 17) associe des sollicitations de flexion au retrait empêché (simulé par un taux de déplacement constant dans la couche de base). Cette machine d'essais a surtout été utilisée dans le but de comparer entre eux l'efficacité de différents complexes anti-remontées de fissures [COL82] Mais la pertinence des résultats d'essais n'a pas toujours été validée sur le terrain ; c'est pourquoi une nouvelle génération de machine a été conçue [WEN97], permettant notamment la simulation du battement, caractéristique du fonctionnement des couches d'assise discontinues.

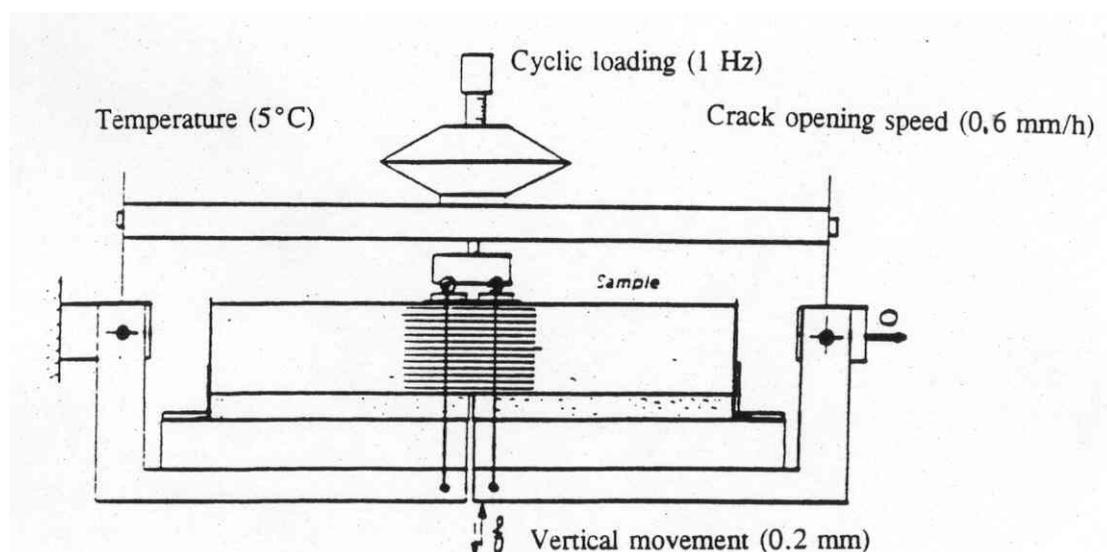


Figure 17 – Représentation schématique du banc de fissuration du laboratoire régional des Ponts et chaussées d'Autun [VEC89], [DUM93]

3.1.3. Conclusion

Les tests présentés dans ce chapitre ont tous comme ambition de mieux décrire le comportement de la couche de roulement (simple ou avec un complexe d'interposition) sous différents cas de chargements. Peu de dispositifs s'attachent à décrire complètement ce qui se passe dans la durée de vie réelle de la structure. Ces différents essais ont surtout permis de valider l'utilisation des procédés anti-remontée de fissures (ou peut être davantage retardateurs de remontée de fissures), mais pas dans toutes les situations de chargement qui existent (certains sont plus efficaces vis à vis de sollicitations de type mode I et d'autre vis à vis du cisaillement). La gamme des essais existants a surtout permis d'opérer un classement des différents complexes dans des conditions de chargement parfaitement définies. Bien que la validation de ces essais entre laboratoires soit parfaitement accordée, il n'a quasiment jamais été procédé à une corrélation grandeur nature sur un échantillon représentatif de sites. Il faut donc bien garder à l'esprit que l'identification des caractéristiques de la couche de roulement (surtout ses propriétés anti-remontées de fissures) grâce aux procédés expérimentaux présentés ci-dessus reste une identification dans une configuration donnée de chargement où tous les paramètres sont parfaitement connus.

La présentation de ces essais nous montre que la démarche des laboratoires n'est pas tant d'identifier une loi de propagation de fissure en fatigue que de comparer les techniques. Il est certain qu'il s'agit d'une stratégie à court terme. Cependant, pour aller au-delà, il sera nécessaire d'appréhender le comportement à la fatigue des matériaux et complexes pour intégrer la dimension structure dans l'analyse et aboutir à un outil d'optimisation du complexe adapté aux sollicitations et aux exigences de durabilité souhaitées du maître d'ouvrage. Le pas à franchir reste grand, mais c'est dans ce sens là que nous souhaitons porter notre contribution. Mais encore est-il nécessaire de se mettre parfaitement d'accord sur les processus dominants qui engendrent la remontée de fissure avant de s'atteler à une telle entreprise [NUN89].

3.2. PREVENTION CONTRE LA FISSURATION ET UTILISATION DE SYSTEMES ANTI-REMONTEE DE FISSURE

Ce n'est pas l'objet de notre étude mais nous ne pouvons prétendre être exhaustifs sans citer l'existence de certains procédés qui permettent de contrôler la remontée de fissure ou de la différer sans jamais toutefois réussir à l'éviter totalement. Il faut différencier deux grandes catégories de solutions utilisées dans les chaussées afin de limiter la fréquence de la fissuration en surface de chaussée :

- la prévention ou le traitement de la fissuration avant la couche de surface
- l'utilisation d'une couche de roulement appropriée

Ces deux méthodes peuvent même être combinées afin d'obtenir les meilleures performances possibles. La première catégorie concerne des solutions qui évitent la formation de fissures durant la phase de construction ou qui traitent les fissures existantes par l'utilisation de structure de chaussées, techniques et/ou matériaux induisant des fissurations moins sévères à défaut de les supprimer complètement. La seconde catégorie est basée exclusivement sur le choix du revêtement avec en addition l'interposition d'une couche intermédiaire : une grille ou un géotextile.

3.2.1. Prévention et traitement de la fissuration en amont de la couche de surface

L'apparition de fissures en surface de chaussée peut être réduite, dans une large mesure, grâce à l'utilisation de méthodes de prévention et de techniques de traitement de la fissuration avant de réaliser la couche de roulement.

3.2.1.a. Limitation de la formation de fissure durant la phase de construction

Il s'agit ici pour une large part de respecter quelques règles :

- **Choix des matériaux**

Les liants doivent être choisis en fonction des conditions climatiques et du type de mélange. Pour les bases traitées aux liants hydrauliques, il est fortement recommandé d'utiliser, si possible, des granulats à faible coefficient de dilatation thermique (privilégier les matériaux calcaires). L'adjonction aux mélanges traditionnels d'un produit susceptible d'améliorer la déformabilité (bitume, goudron, résines, silicates) a fait l'objet d'études et d'expérimentations. Si toutes ces solutions vont dans le sens d'une amélioration, celle-ci est trop faible pour que le comportement des couches de chaussées soit sensiblement modifié. Pour le climat français, ces techniques ne permettent pas d'éviter, ni même de retarder de façon sensible, la fissuration des assises traitées aux liants hydrauliques [BON88]. Pour les bétons bitumineux, l'utilisation de certains polymères ou additifs peuvent améliorer la résistance à la fissuration.

- **Conception de la chaussée**

Il apparaît clairement que les chaussées doivent être dimensionnées pour les niveaux de sollicitations (trafic et variations thermiques) auxquelles elles sont soumises. Une insuffisance dans la capacité portante de la route, c'est à dire une épaisseur de couche insuffisante, va conduire à une accélération du phénomène de fissuration par fatigue.

- **Qualité de mise en place**

Les règles de l'art de la mise en place des couches doivent être respectées. Une mauvaise adhésion entre les couches, des joints de constructions longitudinaux mal réalisés sont des causes de fissuration qui peuvent être évitées.

3.2.1.b. Techniques de pré-fissuration pour les couches de base traitées aux liants hydrauliques

Pour les chaussées constituées d'une ou plusieurs couches traitées aux liants hydrauliques, donc davantage sujettes à la fissuration d'origine thermique, des techniques de pré-fissurations peuvent

être employées au moment de la construction de la chaussée. Le but de ce système est de créer des fissures fines et régulièrement espacées (tous les 2 à 3 m), qui vont induire des mouvements des lèvres plus faibles qu'une fissuration naturelle. Ainsi, la dégradation rapide des pointes de fissures va être évitée et/ou la propagation de fissure au travers de la couche de roulement, dans une plus large mesure, ralentie. Il existe actuellement cinq techniques différentes de préfissuration, elles sont illustrées dans la *figure 18* ci-dessous.

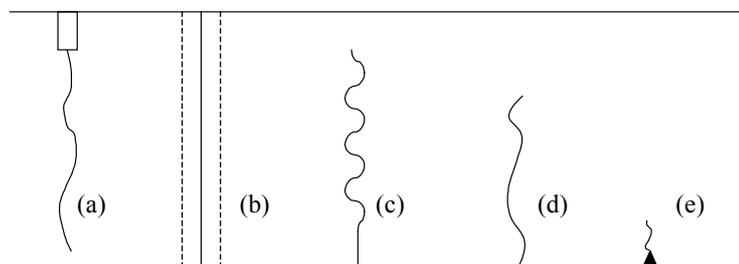


Figure 18 – Revue, en coupe longitudinale, des différents procédés de préfissuration utilisés

- (a) Cette méthode consiste à faire une entaille en partie supérieure de la couche de base après compactage. Cette entaille est de l'ordre de 1/3 à 1/4 de la hauteur de la couche.
- (b) Illustré ici, le système CRAFT (Création Automatique de Fissuration Transversale) ; il s'agit de la création d'une entaille rectiligne de la couche de base après compactage, dans laquelle est injectée une émulsion de bitume à rupture rapide. La zone ainsi créée, est caractérisée par une faible résistance ; de plus le film de bitume assure l'étanchéité de la discontinuité.
- (c) Le profil inséré dans la partie inférieure de la couche de grave traitée aux liants hydrauliques s'appelle le joint actif®. L'élément de joint ondulé en PVC est inséré dans la couche de graves traitées puis la mise en place finale de la couche, en compactage, se déroule normalement. Les éléments de joints sont distants de 2 à 3 m en moyenne, dans le sens transversal. La hauteur du joint est d'environ 2/3 de la hauteur de la couche. La forme sinusoïdale permet de reprendre les efforts tranchants au passage des charges roulantes. Mais nous reviendrons par la suite à la description de ce procédé.
- (d) Le schéma reprend la technique OLIVIA. Il s'agit d'introduire un film plastique flexible, jusqu'à environ 1/3 de la hauteur totale de la couche. Ce film, épais de 80 µm, peut se déformer au moment du compactage pour 'épouser' la forme des granulats, pour un meilleur transfert de charge.
- (e) Cette technique se rapproche par le principe de celle décrite au (a). Elle consiste à diminuer la section de la couche traitée afin de localiser la fissure. Il est pour cela introduit dans le fond de la couche, un élément : latte de bois triangulaire, corde...

La préfissuration en France est largement utilisée, elle est de plus obligatoire pour certaines structures (en fonction des matériaux utilisés et du trafic) conformément au catalogue des structures LCPC-SETRA 98 [LCPC98].

3.2.1.c. Méthodes utilisées avant la mise en place de la couche de roulement afin d'éliminer l'origine de la fissuration

Si l'origine de la fissuration est connue, des techniques existent pour éliminer l'origine de la fissure avant la pose de la couche de roulement. Des exemples sont donnés ci dessous :

- Si la fissuration est due à une perte de portance du sol support, à cause d'une humidité trop importante, il est possible d'effectuer un drainage du sol dans le but de le 'vider' de son eau ou en vue d'une action préventive.
- Les fissures sont en général causées par des problèmes de fatigue. Un bon dimensionnement de la structure doit permettre de limiter ce problème.

- Les fissures de fatigue sont souvent présentes dans la couche de surface du fait d'un mauvais collage à l'interface. Dans ce cas, une solution consiste à raboter cette dernière couche afin de la remplacer par une couche neuve, parfaitement collée.

Bien sûr avant de mettre en place une ou plusieurs de ces solutions, il faut évaluer la faisabilité du projet et son impact économique.

3.2.1.d. Méthodes utilisées durant la maintenance de la structure afin de limiter l'activité de la fissure existante

Si les fissures ne peuvent être complètement éliminées, du fait de la technique ou pour des raisons économiques, un travail préliminaire avant la pose de la dernière couche pourra être fait, afin de limiter l'activité des fissures existantes. Par exemple :

- Scier les dalles de bétons,
- Scier et sceller la couche de surface au-dessus du joint dans le cas de chaussées à base traitée aux liants hydrauliques,
- Injecter un mortier de ciment ou une résine epoxy afin de limiter les mouvements de la dalle et ainsi éviter la présence de creux au fond de la fissure (phénomène de pompage),
- Injecter dans la fissure du bitume, pur ou modifié ; cette technique permet d'éviter l'entrée de l'eau dans le corps de la chaussée,
- Réparer la fissure en faisant un pont de bitume élastomère sur 10 à 20 cm de profondeur et 1 à 2 mm d'épaisseur. Cette méthode est surtout efficace pour empêcher l'eau de s'infiltrer dans la fissure, mais n'a pas d'effet sur le processus de fissuration.

Dans les deux derniers cas exposés ci-dessus, il est nécessaire de traiter correctement les surfaces des lèvres de la fissure afin d'avoir une bonne adhérence entre les différents matériaux.

3.2.2. Utilisation d'un système d'interposition

Ce que l'on nomme ici le système d'interposition est un système combiné de couches de roulement, d'interposition et de nivellement, reposant sur la structure de la chaussée. Les trois composants ne sont pas indispensables et dépendent fortement du cas à traiter (de la qualité du support de l'ancienne chaussée, des charges et du système de réhabilitation choisi). La réussite de l'utilisation d'un système d'interposition pour la prévention des fissures est liée à la performance de chacun des composants employés mais aussi à la combinaison du système.

Plusieurs études ont été faites, principalement aux Etats Unis à l'origine [NCH82], puis en France. Les interpositions étudiées sont constituées soit d'une membrane bitumineuse de type enduit épais, soit un géotextile, soit d'une grille en matière plastique, les deux derniers pouvant être imprégnés de bitume. L'intérêt de ces procédés est démontré par la théorie et souvent par l'expérimentation en laboratoire. La dualité est la suivante :

- La couche d'interposition doit pouvoir "absorber" les mouvements au droit des fissures dues aux retraits hydrauliques et thermiques et aux effets du trafic (flexion en bord de fissure) sans les transmettre à la couche de roulement.
- Mais ses propriétés élastiques ne doivent pas non plus engendrer des déformations trop importantes de la couche de roulement car alors celle-ci périrait par fatigue.

3.2.2.a. Couche de nivellement

La couche de nivellement est une couche dont l'épaisseur (de quelques centimètres) est utilisée afin d'améliorer le support en vue de poser le système d'interposition. Cette couche est généralement constituée d'un béton bitumineux dense dont la taille maximale des granulats est de 7 mm.

3.2.2.b. Système d'interposition

Le système d'interposition est un produit intermédiaire reposant, ou fixé, sur une couche inférieure (en fonction des procédés).

- Produits d'interpositions

Bien que la gamme des produits proposés dans ce domaine reste très large, un classement peut être fait en différentes catégories. Les plus couramment utilisés sont : les bétons bitumineux de sable, le système SAMI, les films non tissés, les renforcements en grille.

- Béton bitumineux de sable
Il s'agit d'une fine couche souple (comprise entre 10 et 20 mm) d'un béton bitumineux dont le squelette granulaire est composé de sable et riche en bitume. La granulométrie du sable dans ce matériau peut varier entre 0/2 et 0/6 mm ; le grade du bitume est 70/100 ou 160/200 (donc plutôt mou) ; mais plus généralement l'emploi de bitume modifié est privilégié.
- Stress Absorbing Membrane Interlayer (SAMI)
SAMI est un composé d'une couche de liant (généralement modifié) qui est appliquée en fort dosage (2,5 kg/m² en moyenne), suivi d'un gravillonnage.
- Géotextiles
Les géotextiles (de polypropylène ou polyester) ont une épaisseur qui ne dépasse pas quelques millimètres. Ils sont appliqués sur une structure existante avec une couche de bitume (pur ou modifié). Certains sont même fabriqués sur le site.
- Géogrilles
Les géogrilles sont des maillages en acier galvanisé ou en plastique.
- Géogrilles en 3 dimensions
Il s'agit d'éléments hexagonaux dont l'épaisseur est de 30 mm. Ces géogrilles sont cloutées sur la chaussée existante et remplies, dans les intervalles, avec de l'enrobé.
- Produits combinés
Des produits d'interpositions peuvent être composés d'une combinaison de deux variantes présentées ci-dessus, par exemple des géogrilles et des géotextiles.

Schématiquement, le fonctionnement de ces procédés est le suivant (*figure 19*) :

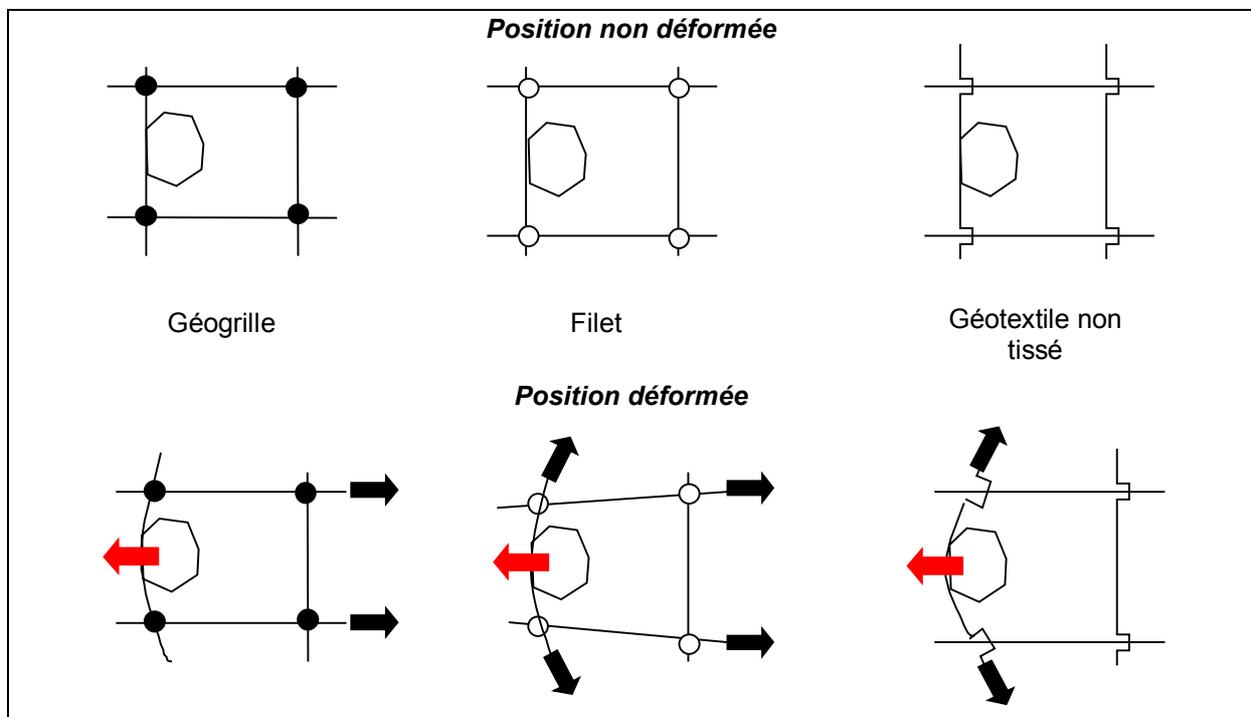


Figure 19 – Fonctionnement schématique de certains procédés d'interposition

- Couches ou méthodes fixes

Différentes couches ou méthodes fixes existent (enduits, émulsions, cloutages...) et sont employées en vue d'obtenir une bonne adhésion entre la couche inférieure et le produit d'interposition ; le choix de la solution est conditionné par l'utilisation d'un système d'interposition plutôt qu'un autre.

- En vue de fixer le béton bitumineux au sable et les grilles sur leur support, l'utilisation d'une solution d'émulsion, de préférence à base d'élastomères, sera choisie. Le dosage est compris entre 300 et 500 g/m², en fonction de la texture de la couche support.
- Une couche de bitume, également de préférence à base d'élastomère, sera utilisée avec les géotextiles non tissés. Le rôle de cette couche, est de fixer le géotextile sur son support, de l'imprégner de bitume afin de rendre le procédé anti-remontée de fissures, et d'être imperméable. Les quantités de bitumes sont comprises entre 700 et 1400 g/m² en fonction du géotextile non tissé utilisé. Ils sont parfois appliqués sous forme d'émulsion.
- Une couche préparée avec du sable, ciment et de l'émulsion peut être utilisée en combinaison avec une grille en acier et étalée après la mise en place de la grille.
- Le cloutage est une technique qui permet de fixer les grilles ou maillages renforcés en acier, mais la nature du procédé varie de façon très large en fonction du support. Cette technique est toutefois utilisée de façon ponctuelle (comme par exemple, la fin ou le début d'un rouleau).
- Certains produits d'interpositions sont adhésifs et ne nécessitent pas l'emploi de système de fixation.

- Rôle des systèmes d'interpositions

L'emploi combiné des produits d'interpositions avec les méthodes de fixation et les couches associées permet d'obtenir ce que l'on appelle des systèmes d'interposition. Leur rôle dans la structure (fonction du système) est de plusieurs ordres :

- Réduire les contraintes en pointe de fissures au droit de l'enrobé et ainsi fortement diminuer la vitesse de la fissure. Le produit d'interposition agit dans ce cas, comme un renforcement de structure. C'est le cas des géogrilles ou maillages en acier.
- Permettre la déformation horizontale de la structure sans qu'elle se rompe, c'est à dire permettre de larges mouvements. C'est le rôle des tissus imprégnés, SAMI et des bétons bitumineux de sable. La fonction de ces systèmes est aussi décrite comme contrôlant le décollement. (le décollement des couches est à éviter car elles vont nécessairement conduire à la fissuration par fatigue).
- Créer une protection de la structure vis à vis de l'eau, même après l'apparition des fissures.

Un système d'interposition donné agira comme un produit de renforcement si le module de rigidité est plus élevé que le module de la couche de surface. Ceci dépend du type de système d'interposition mais aussi de la température de la structure dans lequel il agit. En effet le béton bitumineux est très sensible à la température, donc il sera difficile de trouver un produit d'interposition qui renforce la structure dans toutes les conditions thermiques. L'hiver, son action ne sera qu'une protection contre les entrées d'eau dans la structure, toutefois, il ne faut pas oublier que la résistance de la couche de roulement va diminuer avec la propagation de la fissure. L'action efficace du système d'interposition peut se révéler seulement durant la phase de propagation. Il faut insister sur le fait qu'une bonne adhérence est indispensable à ce type de produit pour avoir une distribution des contraintes répartie dans toute la structure de chaussée. La faible adhérence favorisera au contraire la croissance de fissures par fatigue de l'enrobé ; la délamination des couches favorisera l'apparition de fissures secondaires [COL82].

3.2.2.c. Couche de roulement

La couche de roulement joue également un rôle important pour la résistance contre la remontée de fissuration dans les structures routières.

- Influence de l'épaisseur de la couche de roulement

Augmenter l'épaisseur d'enrobé de la couche de roulement constitue un bon moyen de lutter efficacement contre la remontée rapide de fissures vers la surface, dès l'instant où une épaisseur suffisante de béton bitumineux permet de réduire fortement les contraintes, en fond de couche, liées au trafic. De plus une couche plus épaisse offre aussi l'avantage d'allonger le 'trajet' de la fissure pour remonter jusqu'à la surface. Dans le cas des structures semi-rigides (plus soumises aux variations thermiques), une forte épaisseur permettra aussi de jouer le rôle d'écran thermique et donc limiter les mouvements de la couche de base traitée.

- Influence de la composition dans le comportement de la couche de roulement

La résistance à la fissuration de la couche de roulement dépend également de la nature des granulats et de la nature et des caractéristiques du liant. Les granulats jouent leur rôle au travers du coefficient de dilatation thermique et de la qualité d'adhésivité (liant-agrégat). Mais ces facteurs sont mineurs par rapport aux caractéristiques du liant utilisé. C'est en effet la nature du liant utilisé qui joue une part majeure dans le comportement du matériau global vis à vis de la fissuration. Les propriétés les plus importantes sont : son comportement élastique, sa faculté de réparation, sa résistance au vieillissement, sa limite de résistance en traction à basse température. L'utilisation des bitumes visqueux peut être privilégiée pour lutter contre la fissuration, malheureusement le choix n'est pas si varié et des problèmes d'un autre ordre peuvent vite apparaître : orniérage et glissance.

- Addition de fibres

Dans cette technique, la modification, par l'ajout de fibres, vient modifier le mastic. L'ajout de fibres, permet de développer des mélanges plus riches en bitume et donc d'obtenir des résistances à la fatigue et la fissuration plus forte [SER96].

3.2.3. Conclusion sur la prévention contre la fissuration

Les méthodes décrites tout au long de ce paragraphe permettent de réduire l'apparition de fissures en surface de chaussée. Une première catégorie permet d'éviter ou réduire la formation de fissures durant la phase de mise en œuvre de la structure et peut même permettre d'avoir des fissures moins actives. La seconde catégorie des méthodes consiste en l'utilisation d'un système d'interposition, c'est à dire un système combiné d'une couche de surface, d'un système d'interposition et d'une couche de mise à niveau, le tout reposant sur une structure après les réparations majeures. Il faut bien accentuer le fait ici que le succès de ces systèmes dépend autant de la performance de chacun des composants que de leur effet combiné. En fonction du système d'interposition, le fonctionnement peut être de trois natures :

- Renforcer la structure,
- Contrôler le décollement des couches, afin de permettre des déformations horizontales plus grandes,
- Protéger contre les agressions de l'eau.

La caractérisation des systèmes d'interpositions nécessite l'existence de tests de caractérisation aussi bien sur le système d'interposition lui-même que sur le combiné, c'est à dire comprenant également la couche de roulement (les tests feront l'objet du paragraphe suivant). Les géotextiles non tissés se caractérisent par un module de rigidité faible (comparé au module de l'enrobé) et ne sont donc pas des produits de renforcement. Au contraire les géogrilles présentent un module élevé. Il faut bien prendre en compte dans l'évaluation du système d'interposition la forte dépendance du module de la couche de surface vis à vis de la température, mais également les variations qui proviennent de la fréquence de sollicitation et de la durée de vie de la structure pour comprendre qu'un système d'interposition donné, pourra renforcer la structure dans un cas particulier, mais être complètement inopérant dans une autre situation. Une autre donnée importante pour l'évaluation des caractéristiques du système d'interposition est sa susceptibilité à la température. Enfin, la capacité d'absorption du bitume pour un géotextile et la taille des grilles pour un géogrille par rapport à la taille

maximale des granulats utilisés sont autant de paramètres qui entrent en jeu dans la qualité du système total.

Enfin, la bonne adhérence est nécessaire quelque soit le système d'interposition choisi pour avoir un fonctionnement normal lors de l'utilisation de la chaussée.

3.3. CONCLUSION SUR LA REMONTEE DE FISSURATION

La fissuration est la cause la plus courante de dégradation des chaussées. S'agissant des structures semi-rigides, les problèmes viennent des remontées de fissuration. Les causes qui interviennent sur le phénomène de fissuration sont connues, en revanche l'identification des actions et la différenciation des paramètres restent à parfaire.

Des méthodes pour lutter contre la fissuration ou rendre la fissure moins active et moins agressive, existent. Les deux grandes familles de méthodes sont :

- la prévention et le traitement de la fissuration en amont de la couche de surface,
- la maîtrise de la fissuration lors de sa propagation dans la couche de surface.

Pour la prévention et le traitement de la fissuration en amont de la couche de surface, il s'agit principalement de la préfissuration. Cette méthode permet de contrôler et maîtriser la fissuration en agissant sur le pas de fissuration.

La maîtrise de la fissuration lors de la propagation propose d'agir sur la nature de l'interface entre les couches d'assise et celles de surface. Selon que cette interface est rigide ou au contraire très souple, le chemin de fissuration va s'en trouver modifié (la rigidification de l'interface va contrarier la propagation, au contraire une interface souple va favoriser l'évanouissement de la fissure). La nature seule de l'interface ne suffit pas, il faut en règle générale plutôt agir sur la nature du complexe (c'est à dire couche de surface et couche d'interposition).

Ces différents procédés de lutte restent pour la plupart des savoir-faire d'entreprise, chacune cherchant à développer sa propre technique. Il en va de même pour les méthodologies d'essai et d'évaluation ; celles ci sont aussi nombreuses que le nombre d'idées qu'il peut y avoir sur le sujet... sans qu'aucune n'arrive à traduire réellement les charges qui s'appliquent in-situ sur une structure routière.

Cette dernière remarque explique en partie qu'il n'existe pas de modèle prédictif du comportement d'une structure routière. L'identification du comportement intrinsèque du béton bitumineux est autant en cause que la connaissance non parfaitement maîtrisée de l'influence de chacun des paramètres vis à vis de la fissuration.

4. MODELISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA COUCHE DE ROULEMENT

La remontée de fissure est un des problèmes majeurs auxquels ont à faire face les entreprises routières tant dans la conception de la chaussée que lors de sa réhabilitation (entretien et rechargement). Après plusieurs années de recherche, il apparaît évident que des solutions existent (amélioration tant du point de vue des matériaux que dans la compréhension des phénomènes) mais il est important de souligner que *la* réponse standard à ce problème général est loin d'avoir été trouvée...

La complexité du problème vient peut être aussi du fait que sous le terme générique de "remontée de fissures" un grand nombre de phénomènes est englobé ?

4.1. PARAMETRES D'ENTREE POUR UNE MODELISATION

Chaque modèle nécessite l'entrée de divers paramètres concernant la structure routière, les caractéristiques mécaniques des matériaux composant la structure et les conditions de chargement.

4.1.1. Données environnementales et conditions de chargement

L'évaluation des paramètres extérieurs qui est faite pour le cas étudié conditionne le choix du modèle retenu pour l'étude. A ce sujet, une évaluation exhaustive des différentes causes possibles de fissuration est faite par [COL93]. Les conditions de chargement concernent les efforts qui vont favoriser l'initiation de la fissure ainsi que sa propagation ; il nous faut donc citer :

- le trafic,
- les variations de températures,
- les variations hydriques du sol,
- l'humidité.

Les changements de températures créent dans la couche de base et celle de roulement des contractions et dilatations qui génèrent des sollicitations de mode I (*figure 20.b*) ; c'est à dire d'ouverture de la fissure.

Les charges roulantes qui passent à l'aplomb d'une fissure existante, d'un joint ou d'une discontinuité quelconque dans la couche de base (et initiée dans la couche de surface) crée trois états de contraintes successifs en pointe de fissure : cisaillement – ouverture – cisaillement (*figure 20.a* et *figure 21*). (Cependant, la phase d'ouverture peut être inexistante dans les structures multi-couches rigides et semi-rigides avec un bon collage des couches.)

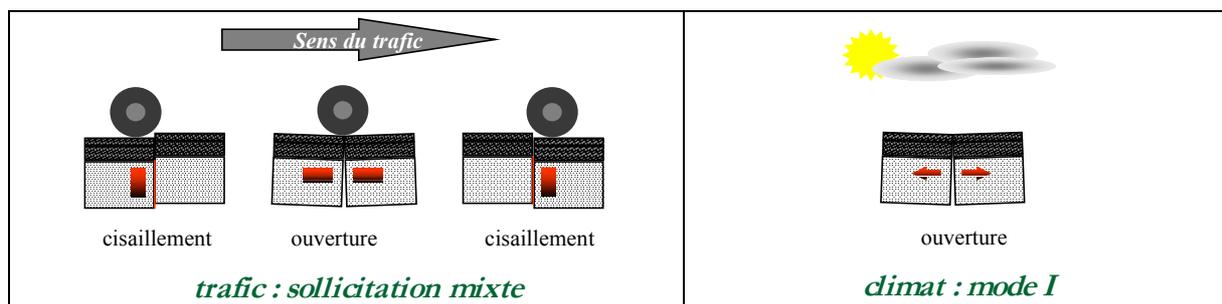


Figure 20 – Cas de chargement d'une chaussée (a – cas des charges roulantes et b – cas des variations climatiques)

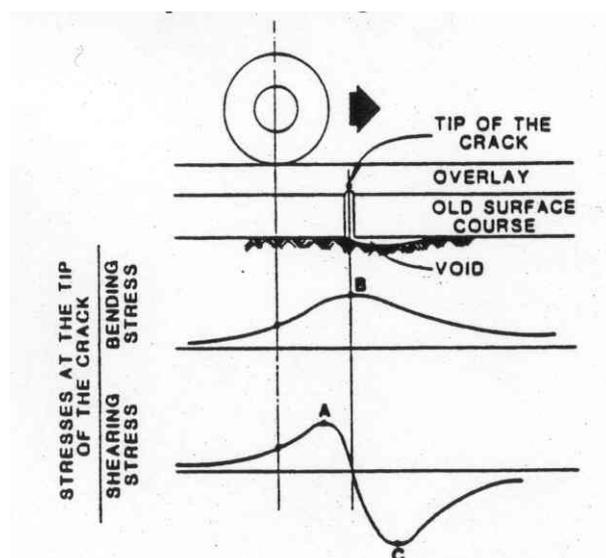


Figure 21 – Etats de contraintes induits par le passage d'une charge roulante en pointe de fissure [JAY87]

Dans la majorité des modèles existants, les différents cas de chargements sont traités séparément. La superposition des phénomènes est la dernière étape afin de donner une image finale de la réalité.

4.1.2. Caractéristiques de base de la couche de roulement

Il importe bien sûr avant tout de connaître la structure de la chaussée :

- le type de structure de chaussée (rigide, semi-rigide ou souple) ;
- les différentes épaisseurs de couches ;
- le type de discontinuité existant dans le corps de chaussée ;

Les caractéristiques, concernant la couche de roulement, nécessaires à la modélisation sont :

- les caractéristiques mécanique et thermique des couches de béton bitumineux ainsi que les paramètres de fatigue ;
- les caractéristiques concernant la couche de collage (identification du bitume, module de cisaillement et susceptibilité thermique) ;
- la rigidité, la résistance et la déformation limite pour le système d'interposition utilisé.

4.2. LOIS

Le processus de fissuration dans la structure de chaussée peut être développé en trois étapes qui vont faire intervenir trois processus physiques différents :

- l'initiation de la fissure
- la propagation de la fissure
- les détériorations de la structure en surface dès l'instant où la fissure a traversé la couche de roulement

A chaque étape, des lois différentes doivent être employées afin de décrire parfaitement les phénomènes en fonction du type de structure et du cas de chargement prioritaire.

4.2.1. Loi de fatigue

Une loi de fatigue permet l'estimation du nombre de cycles de chargement N nécessaire à l'initiation de la fissure du fait d'un chargement répété, pour un niveau de déformation ε ou de contrainte σ constant :

$$N = \left(\frac{C}{\varepsilon} \right)^m$$

Les paramètres C et m peuvent être déterminés expérimentalement dans le cas d'un essai de flexion répétée par exemple.

4.2.2. Loi de propagation de fissure

Le taux de propagation de la fissure peut être estimé grâce à une loi empirique développée par Paris et Erdogan [PAR63], qui relie le facteur d'intensité de contrainte K à la vitesse de propagation de la fissure da/dN selon la relation suivante :

$$\frac{da}{dN} = A(K_{eq})^n$$

où A et n sont des paramètres dépendant du matériau, de la température, de la fréquence et du niveau de sollicitation. Le facteur d'intensité de contrainte K est fonction de la géométrie de l'échantillon, du mode de sollicitation de la pointe de fissure (mode I ou II) et de la longueur de fissure. L'estimation du nombre de cycles nécessaire à la propagation de fissure au travers de la couche de roulement se fera par intégration [PAR63], [JAC90] :

$$N_F = \int_0^h \frac{dc}{A.(\Delta K(c))^n}$$

La détermination expérimentale des paramètres A et n est faite dans la zone de propagation stable de la fissure au travers d'un barreau de béton bitumineux testé dans le cas d'un essai sous chargement cyclique [MOL83]. En fait, les méthodes expérimentales pour identifier les paramètres de la loi de fatigue type Paris sont plutôt libres, il importe "seulement" de mesurer la longueur de fissuration a sur une géométrie simple afin de pouvoir estimer le facteur d'intensité de contrainte K associé. Bien que cette méthode soit une excellente voie pour appréhender le problème de la remontée de fissure, cette méthode reste impopulaire du fait de la difficulté expérimentale à obtenir ces paramètres. Certaines équations, dérivant de Shapery [SHA78] permettent de passer outre ces problèmes expérimentaux et d'identifier les paramètres de la loi de propagation de fissure sans réaliser de tests coûteux de fissuration, mais dès l'instant où certaines propriétés du matériau sont connues.

De plus, la loi de Paris implique que dès la création de la fissure (par exemple par fatigue), elle va se propager comme une discontinuité plane au travers du matériau. Cette hypothèse est loin de faire l'unanimité pour un matériau hétérogène comme le béton bitumineux. De plus, les observations de Jacobs [JAC90] montrent qu'une zone de microfissuration précède la macrofissuration favorisant ainsi d'autres phénomènes plus proches de ceux développés dans les polymères.

4.3. MODELES POUR LE DIMENSIONNEMENT

Dimensionner une chaussée est en fait vérifier que la structure préalablement établie supportera le trafic subi. Pour ce faire, on calcule à l'aide d'un modèle mécanique les sollicitations les plus endommageantes. Plusieurs classes de modèles servant à la conception et à la modélisation des chaussées peuvent être établies :

- modèles multicouches linéaires élastiques
- modèles multicouches étendus aux problèmes de fissuration
- modèles découlant des équations d'équilibres
- modèles empiriques
- modèles éléments finis

4.3.1. Modèles multicouches linéaires élastiques Vangurp [VAN89]

Ces modèles multicouches linéaires élastiques sont utilisés depuis de nombreuses années. L'analyse qui est faite des états de contraintes, dans ces modèles, est basée sur la théorie de Burmister

[BUR43]. Les hypothèses nécessaires à la résolution de ce problème sont : structure continue répondant aux critères suivants :

- géométrie axisymétrique
- matériaux homogènes, isotropes et élastiques linéaires
- les couches sont infinies dans le plan horizontal
- l'interface entre les couches ne peut être que collée ou glissante

Les paramètres nécessaires à la description de la structure sont :

- le nombre de couches
- l'épaisseur de chacune d'entre elles
- les conditions de collage aux interfaces
- les propriétés élastiques de chacune des couches (module d'Young et coefficient de Poisson)

Dans ces modèles, les phénomènes de fatigue sont des critères fondamentaux dans le calcul des épaisseurs de couches pour le dimensionnement de la structure. Ces modèles sont utilisés depuis de nombreuses années dans le dimensionnement des chaussées et existent sous forme de logiciels.

Nous allons nous arrêter quelques lignes sur la méthode de dimensionnement Française ; elle a été établie dans les années 50 et combine deux approches :

- Rationnelle : c'est à dire le calcul à l'aide d'un modèle mécanique des champs de contraintes et de déformations (à l'opposé de la méthode américaine semi-empirique),
- Probabiliste : qui tient compte de la dispersion et du caractère aléatoire des divers paramètres agissant sur le comportement de la chaussée (variabilité des caractéristiques matériaux, des épaisseurs de mise en œuvre, dispersion des résultats des essais de fatigue...). Ainsi le guide technique de dimensionnement des structures [LCPC94] ne parle pas de calcul de durée de vie mais de durée initiale de calcul et de risque.

Toutefois, leur limite principale doit être soulignée ici, ils ne peuvent pas prendre en compte une discontinuité de structure, c'est à dire une fissure ou un joint. Mais il faut garder à l'esprit le but premier de ces modèles : donner un aperçu de l'état de contraintes dans la structure traitée.

4.3.2. Modèles multicouches linéaires élastiques prenant en compte les problèmes de propagation de fissures

Bien que les modèles présentés au paragraphe précédent ne puissent pas prendre en compte le cas d'une localisation de dommage, comme les fissures, différentes tentatives ont introduit la propagation de fissure de manière simple.

L'approche proposée dans le logiciel MOEBUS [ECK90] considère dans un premier temps une structure saine ; divisée en autant de couches que nécessaires. L'initiation de la fissure dans la première couche est supposée due aux phénomènes de fatigue. A la suite de cette étape d'initiation, les propriétés des couches directement supérieures sont graduellement diminuées (en remontant vers la surface) en suivant le taux de propagation de fissure déterminé par la loi de Paris. Une telle procédure simplifiée ne peut évidemment pas traduire toute la complexité du phénomène de propagation de fissure. La prédiction de la propagation de fissure avec ce modèle est dépendante des fortes simplifications faites et des données d'entrées du modèle.

Van Gurp et Molenaar [VAN89] ont également essayé de prédire la remontée de fissure d'une ancienne chaussée au travers de la couche de rechargement en se servant d'un modèle multicouches linéaire élastique. Mais l'outil montre vite ses limites.

4.3.3. Modèles basés sur les équations d'équilibre

Une procédure de dimensionnement de couche de roulement bitumineuse sur une structure existante de béton a été développée au département de l'Arkansas State Highway Transportation [SEE85]. Le développement est basé sur une approche mécanique qui prend en compte les mouvements des dalles de béton aux joints ainsi que les mouvements dus aux variations thermiques. Les équations

d'équilibres sont utilisées afin d'estimer l'état de contrainte dans la structure, puis l'approche en fatigue permet d'estimer la durée de vie de la structure.

4.3.4. Approche de dimensionnement empirique

Dans les années 50-60 aux Etats Unis, l'A.A.S.H.O. (American Association of the State Highway Officials) a lancé des campagnes expérimentales d'essais en vraie grandeur permettant ainsi de définir un indice de qualité de service des chaussées (PSI : Present Serviceability Index). Cet indice a été mis en relation par régression statistique avec les dégradations de surface (uni longitudinal, profondeur d'ornièrre et surface fissurée et réparée). Ces essais ont aussi permis de définir des équations prédictives de la diminution du PSI en fonction du trafic cumulé et de la structure, ce qui a servi de travail de base à la création du guide de dimensionnement AASHTO en 1986.

Jayawickrama et Lytton [JAY87] ont développé une autre approche originale de dimensionnement, en tenant compte de la remontée de fissure au travers de la couche de roulement. Ils accèdent cette remontée aux efforts de flexion et de cisaillement existants au passage d'une roue et aux mouvements d'ouverture des joints à cause des variations thermiques. Leur théorie est basée sur une calibration des équations de la mécanique avec les données réelles de performance des matériaux in-situ. La limite de leur méthode est qu'elle ne s'applique pas aux complexes.

4.3.5. Analyse en éléments finis Vanelstraete [VAN96], Majidazdeh [MAJ70], Monismith [MON80], Scarpas [SCA93], Marchand [MAR82]

L'utilisation des éléments finis pour la conception de structures est devenue de plus en plus populaire ces dernières années. Le succès de cette méthode est en partie due à l'augmentation des capacités de calcul des machines, qui ne limitent plus la dimension des structures modélisées. La modélisation par éléments finis peut même amener des réponses en propagation et initiation de fissure. La phase d'initiation est déterminée par l'identification de la déformation en traction en fond de couche et l'utilisation d'une loi de fatigue ; la phase de propagation au travers de la couche de roulement est déduite de l'état de contrainte en pointe de fissure et des principes de mécanique de la rupture.

4.3.6. Modèle d'endommagement

Une autre façon de modéliser le comportement de la structure lors de fissuration a été proposée par Haas [HAA89]. Son modèle simule une fissure par une bande de matériau aux propriétés mécaniques fortement dégradées. En s'appuyant sur le fait que les représentations théoriques de la fissure par la mécanique de la rupture dans un matériau hétérogène comme le béton bitumineux dont les propriétés de fissuration sont fortement dépendantes de la température et de la nature du mélange restent approximatives, l'approche de Haas permet une évaluation réaliste des distributions de contraintes dans la structure routière fissurée (même complexe).

4.3.7. Modèle viscoélastique VEROAD

VEROAD (Viscoelastic Road Analysis Delft) [HOP96], [NIL96] est un modèle mathématique qui permet la résolution en contraintes et déformations d'un système multicouches dont les propriétés mécaniques des matériaux sont viscoélastiques. Les calculs de déplacements, contraintes, déformations (même permanentes) et l'énergie dissipée sont possibles en fonction des propriétés des différents matériaux dépendantes du temps et du trafic (donc de la charge). Le modèle de Burger est utilisé pour la modélisation du comportement viscoélastique. L'hypothèse la plus contestable dans le cas des modèles élastiques est la non prise en compte de l'effet du temps (c'est à dire par exemple le passage d'une charge roulante). La modélisation de VEROAD remédie à cette lacune. Le développement de VEROAD a gardé comme d'objectif d'être un programme utilisable pour des besoins industriels, c'est pour cette raison qu'il privilégie un développement analytique plutôt qu'éléments finis. L'utilisation dans le procédé de calcul de la transformée de Fourier inverse (dernière étape lors du passage du domaine fréquentiel au domaine temporel) interdit l'existence d'une fissure.

4.4. REMARQUES SUR LA MODELISATION, SES LIMITES

Comme il l'a été souligné ci-dessus, il apparaît clairement de nos jours que les modélisations par éléments finis sont adoptées comme la référence pour connaître la relation "contrainte-déformation" dans les problèmes de remontées de fissure. Mais il faut rester vigilant, le problème est particulièrement complexe et la tendance est nécessairement à la simplification.

- Les limites de la modélisation en deux dimensions :
Comme l'a souligné Monismith [MON80] la solution idéale est de considérer le système routier en trois dimensions. Dans le cas de la prise en compte du trafic, l'hypothèse de déformation plane est admise, mais il faut garder à l'esprit que cet état ne correspond pas à la réalité et peut même dans certains cas conduire à des déductions erronées [FRA92].
- Conditions aux limites :
Les conditions de calcul imposent une limite dans l'espace, il importe de bien identifier chacune des conditions aux limites du problème car les solutions trouvées en seront fortement dépendantes.
- Propriétés mécaniques :
Des progrès doivent être faits afin d'améliorer la compréhension du comportement intrinsèque du matériau et surtout sa modélisation au travers de lois (non-linéarité, non-élastique et non-isotrope).

Néanmoins les modèles et les outils s'améliorent tous les jours et donc la connaissance de la remontée de fissure au travers de la couche de roulement s'en trouve également renforcée. Bien que des travaux intéressants soient menés, il faut regretter l'aspect trop particulier des résultats trouvés. De plus, les études s'attachent peu à décrire la totalité du phénomène observé : de l'amorçage à la remontée de fissure en surface de chaussée. Enfin, quel que soit l'outil développé, il faut bien garder à l'esprit la validation de son résultat en "grandeur nature".

CONCLUSION DE LA PARTIE I

Ce chapitre a permis de montrer la grande diversité des phénomènes de fissuration avec des causes tout aussi variées.

Les modèles existants présentent une inadéquation entre les résultats obtenus en laboratoire et in-situ. De plus, les dispositifs expérimentaux ne cherchent pas vraiment à déterminer les lois intrinsèques des matériaux mais davantage à discriminer des solutions dans un mode de sollicitation (qui reste malgré tout imparfait par rapport à ce qui se passe réellement dans la structure). Les essais s'attachent dans leur majorité à décrire le comportement du béton bitumineux sous une sollicitation en mode d'ouverture, or dans une structure de chaussée, il faut compter également avec du cisaillement sous le passage de charge roulante. Ceci est encore plus vrai dans le cas de structures semi-rigides, où la nature de la couche de base, en graves traitées aux liants hydrauliques et donc très rigide, fait que ce mode est quasi-inexistant.

De plus, dans certains essais, afin de mener plus rapidement la structure à la ruine, les conditions expérimentales (amplitude, température et échelle de temps) ne permettent pas de conclure avec une modélisation réaliste.

Ce chapitre aborde également la part importante des effets thermiques dans le comportement de la structure vis à vis de la fissuration. Or, peu d'essais tiennent compte de ce phénomène dans son ensemble; la température joue sur les propriétés mécaniques de l'enrobé mais également participe à sa ruine. La prise en compte des échelles de temps est donc très importante pour les sollicitations d'origine thermique.

Sans prétendre arriver à une modélisation pertinente du comportement des matériaux, la lacune des essais existants est de ne pas être adapté au fonctionnement réel des matériaux dans une structure de chaussée

A titre indicatif et partant du principe que l'identification du matériau est parfaitement connue, il est possible de remarquer quelques notions qui ne sont pas prises en compte dans la prédiction de la remontée de la fissure, mais qui restent très importantes si la pertinence est recherchée.

Dans les sollicitations thermiques, la configuration de la route nécessite la prise en compte du retrait empêché. Les vitesses de sollicitations sont très lentes et rendent l'expérimentation difficile, néanmoins les phénomènes de relaxation, par exemple, ne peuvent être occultés. La température à laquelle se déroule une expérimentation est de même très importante, et les résultats ne peuvent pas nécessairement être extrapolés...

Concernant le trafic, la phase de cisaillement n'est que très rarement prise en compte dans l'étude de la remontée de fissure. De plus, une structure routière n'est jamais sollicitée en continu, l'impact des périodes de repos sont donc très importantes et à prendre en compte, ainsi que le phénomène de réparation qui est lié.

Il est possible de multiplier les exemples, mais les remarques ci-dessus montrent l'étendue de la part de travail qu'il reste à mener... Ces remarques mettent également l'accent sur la façon d'aborder le problème : soit du point de vue matériaux (en identifiant les caractéristiques intrinsèques), soit d'un point de vue structurel.

L'approche matériau permettra de mettre en évidence des lois homogènes sous conditions mécaniques parfaitement identifiées (vitesse, température) dans le but d'un jour les appliquer à la structure lorsque les sollicitations seront bien connues. Cette approche permet le découplage des sollicitations. Ainsi, il a été possible de mieux comprendre la fatigue par endommagement dans les bétons bitumineux en identifiant les phénomènes de dissipation, de comprendre le comportement viscoélastique, de mettre en avant l'autoréparation des bétons bitumineux.

La seconde approche, structurelle, permet elle d'accéder plus rapidement à une solution. C'est la voie que nous avons choisie en étant bien conscient des limites qu'elle induit. L'évaluation de la fissuration en mode de cisaillement ou de l'endommagement au droit de la singularité par cette méthode, conduira à une loi fonction des paramètres de sollicitation et non intrinsèque au comportement réel du matériau.

Compte tenu du choix de cette approche, avec les limites qu'elle suggère et des connaissances actuelles, nous avons de plus, décidé d'aborder les deux grandes familles de sollicitations des structures routières de façon découplée, à savoir la thermique puis le trafic.

PARTIE II

FATIGUE THERMIQUE

Les propriétés du béton bitumineux sont en partie issues de celles du bitume qui le compose. Il a, de ce fait, un comportement qu'il est possible de qualifier de complexe, résumé par le terme viscoélastique...

L'état de fissuration d'une structure routière permet d'évaluer l'avancement de sa dégradation. La fissure, qui est une discontinuité de la structure, aura un rôle déterminant dans le comportement de la chaussée. Au droit des fissures, l'augmentation de la déflexion est de l'ordre de 40 à 60 %.

Les conséquences défavorables de l'apparition de fissures en surface de chaussées sont la perte d'étanchéité (aggravée l'hiver avec le gel et les sels de déverglaçage), une mauvaise répartition des contraintes dans le sol, une augmentation des contraintes et déformations dans la structure, une dégradation de la couche de roulement au voisinage de la fissure... Il faut donc éviter que les fissures remontent à la surface [COL89]. La première façon de lutter efficacement contre les fissures, est d'éviter leur apparition.

Il est juste de rappeler ici que nous nous intéressons plus particulièrement aux fissures remontantes dans la couche de roulement vers la surface de la chaussée (les anglophones les appellent reflective cracking) ; notre étude portera davantage sur des structures semi-rigides (mais pourrait être transposée aux cas de rechargement et d'entretien de structures fissurées). Dans ce cas, le processus qui initie la fissure est reconnu ; il s'agit des variations thermiques [MON65], [VIN97].

Les origines de la fissuration thermique, qui se traduit par l'existence de fissures transversales en surface de chaussée, peuvent être classées en deux groupes [SHA87], [VIN92] :

- les fissures dues à des contraintes de traction dans le matériau à très basses températures,
- les fissures qui ont leur origine dans le phénomène de fatigue thermique c'est à dire causées par les variations de températures journalières.

Dans les climats français (du moins en métropole) la fissuration thermique est due a de la fatigue thermique plutôt qu'à de la fissuration à basse température (c'est à dire une rupture par contrainte thermique développée supérieure à la contrainte en traction).

Mais l'identification de ces deux causes ne permet pas de résoudre le problème. La difficulté de prédiction de la propagation de fissuration provient du fait du nombre important de paramètres en jeu : la nature des matériaux (le coefficient de dilatation thermique notamment), la formulation (la rigidité et la granulométrie du mélange qui peut jouer sur la qualité d'engrènement), l'épaisseur des couches (le dimensionnement), la qualité du compactage, l'existence d'un procédé de préfissuration [JOF96]...de plus, le degré de collage entre les couches peut influencer de manière significative la réponse de la structure.

Chaque laboratoire dispose de son propre dispositif expérimental (et donc de sa propre interprétation et modélisation) pour l'étude de la remontée de fissuration sous variation thermique. La diversité des études est en partie due au grand nombre de paramètres et donc du choix, dans un essai, de privilégier l'un par rapport à un autre. Il faut également souligner que les dispositif existants s'attachent, dans l'ensemble, plus à discriminer une solution de revêtement plutôt qu'à mettre en évidence une loi de comportement d'un matériau donné.

Ainsi, les modèles décrivant la remontée de fissure sous sollicitations thermiques sont eux aussi peu nombreux, et le comportement thermosusceptible du béton bitumineux reste souvent appréhendé par des modèles élastiques équivalents.

SOMMAIRE PARTIE II

CHAPITRE I - ACTION DES VARIATIONS THERMIQUES DANS LES STRUCTURES ROUTIERES

1. OBSERVATIONS IN-SITU.....	53
1.1. CONSÉQUENCES DE LA FISSURATION POUR LES CHAUSSÉES SEMI-RIGIDES	54
1.2. CHANTIERS EXPÉRIMENTAUX	54
1.2.1. <i>Planches de Margennes</i>	55
1.2.1.a. Description du chantier	55
1.2.1.b. Apparition des fissures	55
1.2.2. <i>Synthèse des mesures effectuées sur le terrain</i>	56
1.3. JOINT ACTIF	56
1.3.1. <i>Principe</i>	56
1.3.2. <i>Fonctionnement</i>	56
1.3.3. <i>Chantiers expérimentaux</i>	57
2. FISSURATION THERMIQUE ET FATIGUE THERMIQUE : DEUX MÉCANISMES ENDOMMAGEANTS	58
2.1. FISSURATION THERMIQUE À BASSE TEMPÉRATURE	58
2.2. FATIGUE THERMIQUE	59
3. ETUDES EXPÉRIMENTALES DE LA FISSURATION ET FATIGUE THERMIQUE	60
3.1. T.S.R.S.T. (THERMAL STRESS RESTRAINED SPECIMEN TEST).....	60
3.1.1. <i>Principe de l'essai</i>	60
3.1.2. <i>Fissuration thermique</i>	60
3.1.3. <i>Fatigue thermique</i>	61
3.2. FATIGUE DE LA COUCHE DE ROULEMENT PAR DILATATION ET CONTRACTION DE LA COUCHE DE BASE EN GRAVE TRAITÉE AUX LIANTS HYDRAULIQUES	62
3.2.1. <i>"Fissuromètre E/G"</i>	63
3.2.1.a. Principe de l'essai	63
3.2.1.b. Identification d'une loi de fatigue	64
3.2.2. <i>Essai du BRRC</i>	64
4. POINT SUR LES ACTIONS DES SOLLICITATIONS THERMIQUES DANS LES STRUCTURES ROUTIÈRES	65

Chapitre I

ACTION DES VARIATIONS THERMIQUES DANS LES STRUCTURES ROUTIERES

1. OBSERVATIONS IN-SITU

L'origine de cette étude a été initiée par SACER qui met en œuvre dans certaines régions des chaussées semi-rigides. Comme nous l'avons vu dans la *partie précédente*, ces chaussées sont constituées d'une assise traitée aux liants hydrauliques recouverte d'une couverture bitumineuse d'épaisseur inférieure à 12 cm. Elles présentent un intérêt technique et économique, et sont répandues en France.

Les matériaux blancs restent très concurrentiels vis à vis du noir, de plus leur plus grande épaisseur offre une meilleure protection au gel du sol support. Mais le problème majeur est la fissuration de retrait (thermique !) qui apparaît systématiquement dans l'assise de la chaussée et qui finit inévitablement par remonter jusqu'à la surface. A court terme, l'apparition de ces fissures ne met pas nécessairement la pérennité de la structure en jeu, mais elles conditionneront nécessairement le besoin d'entretien (et par conséquent leur coût). Ces quelques phrases résument le problème, qui apparaît comme plutôt simple ; mais ce n'est pas exactement le cas... l'identification du problème de la remontée de fissure apparaît comme un réel enjeu car une grande part d'incertitude reste la compréhension des phénomènes mis en jeu.

1.1. CONSEQUENCES DE LA FISSURATION POUR LES CHAUSSEES SEMI-RIGIDES

La fissuration est définie comme une discontinuité verticale dans le corps de la chaussée. Elle peut être naturelle, cas le plus fréquent, ou bien artificielle, dans le cas de l'utilisation de procédés de préfissuration. Nous serons d'accord pour dire que dans le cas d'une fissuration naturelle, si celle-ci n'apportait pas de conséquence dommageable pour la structure d'aucun s'en soucierait. Une fissure qui remonte en surface va être pour l'utilisateur une perte de confort mais à plus long terme va se traduire par une diminution des conditions de sécurité si les dommages s'accroissent et perturbent le fonctionnement de la structure. De plus, il faut souligner les pathologies suivantes, moins visibles pour l'utilisateur, mais dommageables pour la durée de vie de l'ouvrage :

- Accroissement des contraintes au droit des fissures, dans le corps de la chaussée qui va perturber le fonctionnement de la structure pour lequel elle a été dimensionnée et donc réduire sa durée de vie,
- Dégradation plus rapide la couche de roulement au voisinage de la fissure sous l'effet du trafic, de l'eau, du gel...
- Perte d'étanchéité entraînant un risque de pénétration d'eau dans la structure de la chaussée ainsi que dans le sol support,

Pour les chaussées semi-rigides, la fissuration est reconnue comme un phénomène inévitable à plus ou moins long terme. La philosophie des solutions à trouver est donc de contrôler les dommages plutôt que de les subir

Le phénomène de fissuration des chaussées semi-rigides est reconnu de façon unanime, pour être initié par les effets thermiques ; le trafic est seulement un facteur aggravant [OFR94]. Cette affirmation reste vraie dans la première phase de la vie de la fissure, le trafic sera le phénomène dominant lors de la propagation finale. Mais les effets thermiques auront toujours une action sur l'ouverture de la fissure et seront donc, dans ce cas, le facteur aggravant sur l'effet du passage des charges roulantes.

La préfissuration permet de créer des discontinuités proches dans la structure, afin d'avoir des ouvertures de fissures faibles et donc des battements de dalles limités.

Le comportement vis à vis de la fissuration de la chaussée, sera fonction du comportement de l'assise traitée sous chargement thermique mais aussi des propriétés mécaniques de l'enrobé.

1.2. CHANTIERS EXPERIMENTAUX

Comme nous l'avons vu précédemment, le problème auquel il faut faire face lors de l'utilisation de graves traitées aux liants hydrauliques est la fissuration inévitable. Il est couramment admis dans la littérature que ces problèmes sont initiés par les effets thermiques ; le trafic est un facteur aggravant mais non déterminant [BON88], [SHA96].

Les observations menées sur l'uniformité et la régularité des fissures transversales dans la province de l'Alberta au Canada [SHI64], suggèrent des phénomènes de retraits dus aux variations thermiques. Cette étude présume que les mouvements différentiels dans le corps de la chaussée causés par des variations thermiques sont les causes majeures de naissance de ces fissures transversales. Les mécanismes suggérés [HVE58] sont (déjà en 1958 !) :

- Contraction du béton bitumineux sous variation thermique
- Retrait de séchage (changement de volume) de la base ainsi que le retrait par variation thermique.

Dans le premier cas, la surface tend à se contracter, la base va quant à elle limiter les mouvements (les coefficients de dilatation thermiques des deux matériaux sont différents) d'où l'apparition de contraintes de traction. En général, les contraintes thermiques développées à basses températures restent inférieures à la limite de rupture du béton bitumineux à ces températures. Toutefois un soudain réchauffement va faire chuter cette limite de résistance et provoquer la fissuration.

Dans le second cas, les variations de volume de la base, vont créer des contraintes de traction dans la couche de roulement qui peuvent dépasser la limite en rupture en traction du matériau qui constitue

la couche. Il faut en plus souligner le phénomène de fatigue thermique, c'est à dire que sous l'influence des variations thermiques, la couche de base va se contracter ou dilater et créer des mouvements dans la couche de surface en béton bitumineux et ainsi favoriser la fissuration de ce dernier par fatigue.

Valerga [VAL55] résume de façon pertinente les dégradations de structures de chaussées. Ainsi, il est possible de statuer que l'observation des différents dommages d'une structure doit permettre d'évaluer son état d'avancement vers la ruine. La présence de fissures transversales pourra conduire à estimer la durée de vie de la structure d'un point de vue du dimensionnement. La notion de ruine de la structure reste cependant subjective. Dès l'instant où les fissures apparues ne perturbent pas la qualité de roulement, les usagers considéreront l'état de la chaussée satisfaisant. D'un point de vue du concepteur, la dégradation de la structure sera prise en compte à partir du moment où le fonctionnement de la structure est perturbé.

Avant d'aller plus en avant, précisons qu'ici nous nous intéressons davantage aux dommages créés, par des variations thermiques, dans la couche de béton bitumineux superposée sur la couche d'assise traitée aux liants hydrauliques. La couche d'enrobé va donc voir un phénomène de fatigue liée aux variations de volume de la couche de grave inférieure.

1.2.1. Planches de Margennes

Cette étude a été réalisée au laboratoire Régional d'Autun sous la direction de P. Dumas [FAER 34] ; l'expérimentation avait pour but d'étudier le comportement d'un matériau traité aux liants hydrauliques sous variations thermiques en fonction de différents pas de préfissuration. L'instrumentation des planches d'essais a permis de mesurer l'évolution des ouvertures de fissures, en fonction de la température extérieure et de l'ensoleillement, et de connaître la température à différentes profondeurs des structures. Des corrélations ont pu être établies entre différents facteurs afin de mettre en évidence les mouvements des fissures, leur apparition, leur agressivité, leur disparité suivant la profondeur dans les couches et leur dépendance avec le pas de préfissure. Cette expérimentation a enfin permis d'évaluer l'efficacité de la méthode de préfissuration.

1.2.1.a. Description du chantier

Des bandes de 1 m de large, préfissurées avec des pas de 2, 4 et 8 m ont été réalisées ; l'épaisseur de la grave, dosée à 130 kg de ciment, est de 20 cm. La couche de roulement est de 6 cm sur deux bandes et de 3 cm sur les deux autres. Les fissures ont été initiées au moyen de tôles d'acier huilées. Les dates de mises en œuvre sont :

- 1^{er} sept. 1998 : réalisation de deux bandes sous une température extérieure de 25 °C sous le soleil
- 15 sept 1998 : mise en œuvre des deux autres bandes avec une température comprise entre 15 et 20 °C sous une couverture nuageuse et une pluie fine.

Le point zéro des mesures a été pris le jour suivant la fabrication.

1.2.1.b. Apparition des fissures

Le suivi a été réalisé sur deux ans. Les deux dalles mises en œuvre par temps chaud se sont fissurées les premières. Les fissures ne sont pas apparues en même temps, fonction du pas de préfissuration. Les dalles préfissurées à 8 m. voient leurs fissures apparaître en premier ; puis les dalles préfissurées à 4 m ; enfin les dalles préfissurées à 2 m ne présentent qu'une apparition de fissures tardives avec des pas de 4 ou 6 m qui se réduisent, dans le temps, à 2 m.

L'ouverture maximale de la fissure est directement liée à sa date d'apparition : les fissures qui sont apparues en dernier ont une amplitude d'ouverture plus faible. Ceci laisse penser que l'agressivité des fissures de l'assise sur la couche de roulement dépendra directement de leur histoire, du moins au jeune âge. De plus, l'ouverture d'une nouvelle fissure n'engendre pas la redistribution des ouvertures de fissures (Ces constatations sont identiques dans le cas de chaussées en béton armé continu [FLO98]).

Les gradients d'ouverture des fissures (ouverture en partie haute moins ouverture en partie basse) peut être positif comme négatif selon les périodes. Les vitesses d'ouverture des fissures sont toujours

plus lentes que les phases de fermeture. Les fissures qui correspondent au pas de pré-fissures les plus grands ont des vitesses d'ouverture plus élevées que les autres.

Concernant la distribution de température, l'ensoleillement joue un grand rôle dans la température interne de la structure. En surface de chaussée, il est observé de fortes amplitudes de température, avec une évolution rapide en phase avec la température de l'air ; en profondeur, les amplitudes de variations sont fortement atténuées, déphasée par rapport à la surface de 6 ou 7 heures.

1.2.2. Synthèse des mesures effectuées sur le terrain

Plusieurs autres chantiers ont été suivis afin de mieux comprendre certains mécanismes de fissuration. Un travail, réalisé par J.P. Poilane [FAER 1.01], moins complet toutefois que les planches de Margennes, recèle quelques observations intéressantes :

Le trafic ne semble pas avoir globalement, d'influence sur l'apparition des fissures. Le pourcentage de sections présentant des espacements faibles entre les fissures est remarquablement constant quelque soit le trafic.

L'épaisseur de la chaussée joue un rôle déterminant dans le pas de fissuration (une épaisseur plus grande conduit à un espace entre les fissures qui évolue dans le même sens).

L'espacement moyen est de 5 à 4 m pour les chaussées neuves ou renforcées avec une épaisseur de 15 à 20 cm ; ce pas tend vers 6 m de moyenne pour des structures à assise en une seule couche et de forte épaisseur.

Les conditions d'interface entre la couche de base et de roulement sont très importantes vis à vis du phénomène de remontée de fissure.

Il a été mis en évidence de deux stades de révélation des fissures en surface, la fin de la première phase (rapide) pourrait dépendre du type de structure (rigidité et épaisseur) et des conditions d'interface "roulement-base".

1.3. JOINT ACTIF

1.3.1. Principe

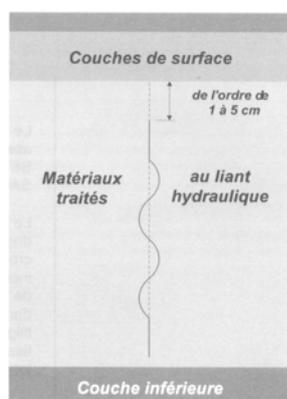
Afin de limiter la fissuration en surface, plusieurs alternatives sont possibles :

- Intervenir sur la cause de la fissuration ; la fissuration dans les chaussées à bases traitées aux liants hydrauliques est inévitable, donc la solution consistera à rendre cette fissure moins active en la contrôlant ; cela signifie limiter les amplitudes d'ouvertures des fissures, mais aussi éviter les battements de dalles.
- Agir sur les caractéristiques des matériaux qui constituent la chaussée (plus résistant à la fissuration ou au contraire plus déformable pour absorber les mouvements de la fissure).
- Interposer entre la couche de roulement et la couche traitée un complexe anti remontée de fissure, deux orientations possibles : soit chercher à découpler les couches vis à vis des sollicitations lentes mais assurer une bonne liaison dans le cas du trafic ou au contraire chercher à rigidifier l'ensemble pour reprendre les efforts provoqués par une ouverture des joints. (C'est ce qui a été abordé au *chapitre précédent*.)

Le Joint Actif® [AVI97] entre dans la première catégorie, son utilisation permet de contrôler la fissuration afin de la rendre moins active.

1.3.2. Fonctionnement

Le Joint Actif® est inséré verticalement dans la couche de grave traitée au moment de la mise en œuvre et avant compactage (*figure 1.1*). Il permet de localiser la fissure en fragilisant la couche de grave ciment en réduisant la taille du cordon résistant lors des variations thermiques. Les fissures dans la couche de grave traitée aux liants hydrauliques seront ainsi plus nombreuses et donc leur ouverture, due aux dilatations thermiques, plus fine. De plus, sa forme ondulée permet de réduire le battement des dalles lors du passage des charges roulantes, car il favorise l'engrènement des dalles.



Caractéristiques du joint :

- ✓ Réalisé en PVC
- ✓ Epaisseur : 0,7 à 1 mm
- ✓ Hauteur : 24 ou 20 cm
- ✓ Longueur : 2,90 m
- ✓ Amplitude des ondulations : 1 cm

Figure I.1 – Joint actif

Compte tenu des modifications apportées dans le fonctionnement de la chaussée, celle-ci s'apparente à un assemblage de dalles ; l'utilisation du Joint Actif[®] s'accompagne ainsi d'une réduction des épaisseurs de graves traitées nécessaires pour assurer la même durée de vie d'une structure sans Joint Actif[®].

1.3.3. Chantiers expérimentaux

En vue de l'obtention de l'avis technique, un chantier expérimental a été réalisé du 20 au 28 octobre 1993 sur la RN 57 entre Besançon et Vesoul, sur une plate-forme de type PF2 pour un trafic T1. Le temps, lors de la mise en œuvre était couvert et frais, aux alentours de 10 °C.

Les conclusions de ce chantier, après 3 ans, sont multiples. Tout d'abord le dimensionnement type Joint Actif[®], qui permet une diminution des épaisseurs de la couche de grave traitée par rapport au guide de dimensionnement, présente une fissuration moindre que la structure type du catalogue des structures 77 (à l'époque et 98 de nos jours).

Les fissures remontées en surface sont toutes au droit de joint. Il semble malgré tout, que tous les joints n'ont pas fonctionné. Ceci est probablement dû au fait qu'il n'y a pas eu d'hiver rigoureux favorisant la pré-fissuration, cette dernière analyse permet de rebondir sur le fait d'une optimisation nécessaire du pas de fissuration en fonction du climat dans lequel est destinée la chaussée. L'amplitude de variation thermique est nécessaire pour que la fissure au droit des joints se crée. Si la pose des joints est trop rapprochée, la contrainte de traction créée dans la dalle peut être insuffisante et tous les joints ne s'ouvrent pas. De plus, la date de réalisation du chantier, par temps frais, ne favorise pas non plus la fissuration. L'état initial de la structure conduit à une amplitude de variation thermique plus faible de quelques degrés, et donc des amplitudes de contraction plus faible pour la couche de base traitée.

Enfin les mesures de déflexions réalisées au droit des joints confirment la reprise des efforts de cisaillement au passage des charges roulantes.

Le paragraphe précédent s'attachait à reprendre quelques observations "grandeur réelle" ; car il semble évident que les méthodes qui fournissent des critères pratiques de caractérisation de l'évolution de la fissuration ou de l'endommagement pour une structure de chaussée donnée méritent d'être validées sur le site [DIB93], [AND93]. Néanmoins, la meilleure compréhension des problèmes de fissuration passe par une prise en compte réaliste du comportement du béton bitumineux vis à vis de la température au travers d'essais expérimentaux dont les sollicitations sont parfaitement maîtrisées.

2. FISSURATION THERMIQUE ET FATIGUE THERMIQUE : DEUX MECANISMES ENDOMMAGEANTS

La fissuration va fortement conditionner la pérennité de l'ouvrage et donc son coût (initial et d'entretien). La prédiction de la propagation de fissure reste donc une composante très importante dans le calcul de la durée de vie d'une structure routière ; ceci est d'autant plus vrai si la fissuration est reconnue pour être inéluctable. Différents modèles existent pour prédire cette fissuration mais tous sont limités du fait de la non-connaissance des caractéristiques intrinsèques des matériaux.

En règle générale, on se tourne vers le liant pour améliorer les caractéristiques rhéologiques et mécaniques dans un domaine thermique [DEG89]. Mais le comportement de l'enrobé est une combinaison du comportement des granulats et du bitume [HUB94]. Les mesures des propriétés mécaniques des bitumes sont difficiles à interpréter car plusieurs paramètres interviennent : le temps, le niveau de contraintes, le type de sollicitations, la température. En effet, par temps froid, le bitume a une moindre capacité à reprendre les efforts de traction. De même, le paramètre temps rend le matériau plus rigide et donc l'affaiblit dans sa capacité de résistance à la rupture. En plus, une exposition à basse température endommage et affaiblit progressivement le matériau (sa limite de température à la rupture augmentera de quelques degrés par rapport au même matériau neuf).

D'après Nunn, la fatigue thermique par variations thermiques est significative pour les routes qui ont une épaisseur de béton bitumineux inférieure à 100 mm et dont le pas de fissuration est élevé [NUN89]. Les amplitudes de variations thermiques sont plus importantes en automne et au printemps. Elles induisent des mouvements de plus fortes amplitudes qui vont faire que les fissures vont davantage se propager dans ces périodes. Mais, plus la fissure croît dans la chaussée, plus le facteur d'intensité de contrainte qui lui est associé, va diminuer et donc la vitesse de croissance de la fissure va chuter. Ainsi, pour que la fissure propage jusqu'à la surface, un autre phénomène sera nécessaire. Ces autres mouvements sont induits par le trafic.

Pourtant, l'amplitude des contraintes de cisaillement due au trafic est trop faible pour initier la fissure ; mais dès l'instant où l'engrènement dans les fissures "lâchent" la propagation dans la phase finale sera rapide. [FOU87] estime que le trafic devient prépondérant dans le processus de propagation de la fissure lorsque celle-ci a atteint 80% de la surface. Shahid [SHA96] reste plus évasif : les performances des structures à couches de bases traitées aux liants hydrauliques sont affectées par des fissures primaires qui sont dues aux contractions thermiques et aux retraits ; le trafic intervient pour un endommagement plus en avant dans la structure...

La distribution des contraintes dans la chaussée est le résultat d'une combinaison complexe entre les facteurs environnementaux, les conditions de chargement, la géométrie de la structure et les propriétés des matériaux qui composent la route [FRA89].

De plus, compte tenu du caractère dépendant du béton bitumineux vis à vis de la température, le passage des charges roulantes aura un effet dépendant de la température. La propagation de fissure sous trafic dépend fortement du transfert de charge qui existe au travers du joint ou fissure.

2.1. FISSURATION THERMIQUE A BASSE TEMPERATURE

Monismith et al. [MON65] ont réalisé des investigations sur les contraintes et déformations d'origine thermique développées dans des bétons bitumineux sous des conditions contrôlées en laboratoire. Cette étude a permis de montrer l'existence du phénomène de fissuration sous ce type de sollicitation ; en dessous de -17 °C, la conclusion est que l'apparition de fissure d'origine thermique, dans les chaussées, est possible. De plus, ils montrent que pour une gamme de température comprise entre -1 °C et 10 °C, les contraintes mises en jeu restent faibles, et sont nulles au delà. Jacobs [JAC95] ajoute quelques précisions complémentaires concernant des domaines de comportement en fonction de la température, au dessous de -17 °C, le comportement du béton bitumineux est élastique ; entre -17 °C et 10 °C les contraintes développées dans le matériau sont fonction de la température et au delà il y a relaxation totale.

Plus l'indice de pénétrabilité (IP) du liant diminue, plus sa susceptibilité thermique augmente, mais ce n'est pas le seul paramètre [EAS96]. Toujours selon le même auteur, le paramètre le plus important est l'épaisseur de la chaussée. Pour Hveem [HVE58] la fissuration que l'on interprète comme provenant de sollicitations à basses températures peut aussi bien être induite d'une formulation mal adaptée (manque de bitume par exemple).

Ces affirmations ont surtout pour but de montrer la grande diversité des débats qui peuvent se tenir sur les problèmes de fissuration thermique.

2.2. FATIGUE THERMIQUE

Selon Gerritsen et Jongennel [GER88], les contraintes thermiques ne sont pas assez élevées pour générer de la fissuration, mais il est concevable d'imaginer que les variations journalières de température peuvent créer des variations de contraintes qui vont engendrer de la fatigue. Les tests de fatigue à petits nombres de cycles, montrent qu'il existe deux phases dans la compréhension du phénomène :

- Propriétés rhéologiques des mélanges
- Résistance en fatigue

La résistance en fatigue du mélange est fonction de la teneur en liant (si on augmente la teneur en liant alors la résistance en fatigue évolue dans le même sens). L'âge a également une grande influence, plus le matériau est âgé et plus sa résistance en fatigue s'en trouve diminuée. Les premières hypothèses de fatigue thermiques sont apparues dans les années 70. Les essais effectués sur des éprouvettes trapézoïdales avec une fréquence de 0,01 Hz ont permis de montrer l'existence du phénomène de fatigue pour de basses fréquences. Ainsi, les fluctuations journalières et saisonnières, en tous points de la structure, sont donc non négligeables ; il apparaît nécessaire de prendre en compte ces effets au niveau du dimensionnement. Mais le nombre de paramètres qui influence la température interne de l'ouvrage et sa répartition reste élevé ; certains paramètres sont accessibles par les données météorologiques et d'autres sont plus flous et difficiles à apprécier, comme la surface d'échange [BEH88]. La propagation reste un phénomène très complexe dont l'étude de l'influence des différents paramètres est nécessaire afin de mieux déterminer leur importance [JAC92]. Néanmoins, pour tenir compte des effets thermiques, une loi de fatigue en mode I répond de façon satisfaisante au problème. Si nombre d'auteurs sont d'accord sur le fait de l'existence du phénomène de fatigue thermique, son domaine d'existence pour certains se réduit à une plage bien identifiée de températures allant de -7° à 21° C [CAR83].

3. ETUDES EXPERIMENTALES DE LA FISSURATION ET FATIGUE THERMIQUE

L'influence de la température sur les matériaux bitumineux reste un domaine qui est encore beaucoup discuté. Les études expérimentales restent propres à chaque laboratoire en fonction du (ou des) paramètre(s) étudié(s), l'accent est mis soit sur la fissuration thermique à basse température, soit sur la fissuration en fatigue thermique. Dans le cas de la fissuration thermique à basse température, nous nous cantonnerons au principe de l'essai TSRST, qui existe en plusieurs variantes en fonction de l'orientation de l'étude menée. S'agissant de la fatigue thermique, les essais présentés s'intéressent à la remontée de fissure dans le béton bitumineux ; avec un point particulier pour l'essai de Neji [NEJ92] pour lequel notre modélisation s'appuie sur les résultats expérimentaux obtenus.

3.1. T.S.R.S.T. (THERMAL STRESS RESTRAINED SPECIMEN TEST)

L'essai le plus couramment utilisé pour étudier le comportement thermique de l'enrobé est le TSRST (Thermal Stress Restrained Specimen Test). Il fait l'objet d'un paragraphe spécifique du fait qu'il a indifféremment été utilisé pour étudier la fissuration d'un enrobé à basse température ainsi que sa fatigue. Ce test est mis au point par Monismith, puis repris dans différents laboratoires Arand [ARA87]. Un rapport de Ted Vinson [VIN92] dans le SHRP montre qu'il s'agit de l'essai le plus pertinent pour appréhender les caractéristiques comportementales des matériaux bitumineux à basses températures mais aussi en fatigue (bien que les études dans ce derniers cas restent marginales).

Les travaux de fatigue les plus connus sont réalisés sur des essais de flexion (et "simulent" des sollicitations dues à des charges roulantes), mais la température est dans ce là un paramètre fixé. Or la température induit des contraintes dans la chaussée, plus la température est basse et plus ces contraintes seront élevées et donc "amenuiseront la réserve" pour lutter contre les contraintes mécaniques induites par le trafic. Il importe donc de mieux connaître et quantifier ces contraintes thermiques.

3.1.1. Principe de l'essai

Cet essai, de l'institute for Highway Engineering of Technical University of Braunschweig, permet de réaliser des essais de relaxation, d'étude d'évolution de la contrainte en fonction d'une évolution connue de température ou bien encore d'étudier le comportement en fatigue d'un barreau d'enrobé.

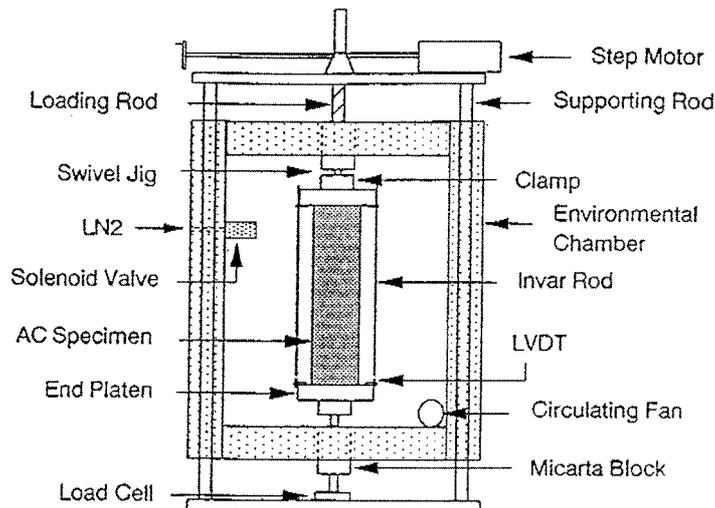


Figure I.2 – Schéma de principe du test TSRST

Dans sa conception, l'accent a été mis sur la mesure précise de la longueur du barreau.

3.1.2. Fissuration thermique

A basses températures, les contraintes induites dans les matériaux bitumineux peuvent dépasser leur limite à la rupture et donc provoquer une fissuration. L'essai TSRST permet de répondre à l'exigence de connaître cette limite, en faisant subir à un barreau d'enrobé, dont le retrait est empêché, une

chute de température avec une vitesse de variation connue, par principe la vitesse est de -10 °C/h . Les résultats obtenus sont présentés *figure 1.3*.

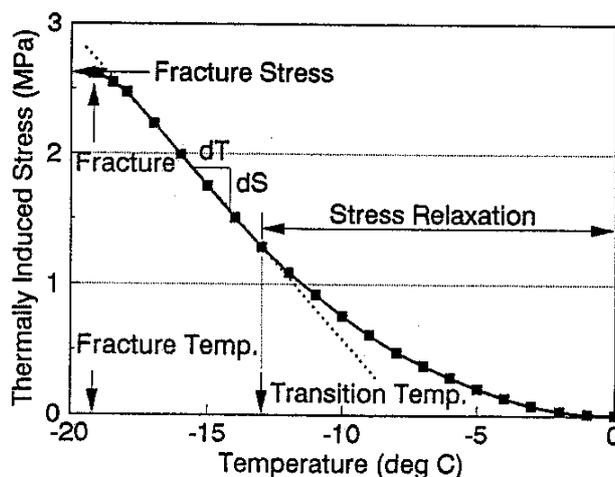


Figure 1.3 – Evolution de la contrainte en fonction de la température lorsque celle ci évolue de 0 °C à -20 °C avec une vitesse de -10 °C/h .

Deux zones distinctes apparaissent sur le graphique ci-dessus (*figure 1.3*) :

- La pente $\frac{ds}{dT}$ augmente graduellement jusqu'à une température de transition (-13 °C), cette zone est caractérisée par la présence de phénomènes de relaxation.
- Pour une température inférieure à cette limite de transition, la pente $\frac{ds}{dT}$ observée est constante ; le comportement du barreau de matériau bitumineux est linéaire, donc s'apparente à un comportement élastique. (La diminution de la pente près de la rupture est interprétée avec la croissance de microfissures).

Cette température de transition et la pente $\frac{ds}{dT}$ ont un rôle important dans la caractérisation

rhéologique du béton bitumineux à basse température. Quelques soient le matériau testé et la vitesse d'évolution de la température lors de l'essai, la courbe d'évolution de la contrainte thermique en fonction de la température fera toujours apparaître ces deux zones.

3.1.3. Fatigue thermique

Dans des climats rudes (ou avec de fortes amplitudes thermiques journalières), une chute brutale de la température peut suffire à engendrer dans l'enrobé des contraintes thermiques dépassant la limite de rupture de ce dernier et ainsi provoquer une fissuration. Dans les climats dits "plus modérés" de tels phénomènes ne sont pas courants et nombres d'auteurs avancent l'hypothèse de l'existence d'un phénomène de fatigue thermique [SUG84, MON65, ARA87]. Dans le but de valider une telle affirmation, Vinson et son équipe [VIN97] ont conduit une étude originale grâce au dispositif TSRST. Un barreau cylindrique d'enrobé (de $25,4\text{ cm}$ et de $5,72\text{ cm}$ de diamètre) a subi des cycles de température de 0 à -12 °C , avec une vitesse de variation de température de 12 °C/h et un palier de stabilisation d'une heure lorsque les températures de 0 et -12 °C sont atteintes (*figure 1.4*).

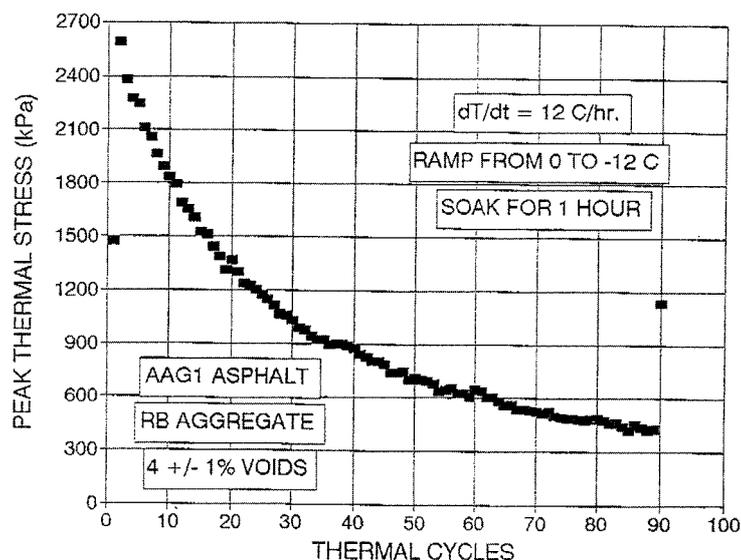


Figure 5 Peak Thermal Induced Stress vs. Thermal Cycles For a Typical Specimen Tested in This Study.

Figure I.4 – Evolution des pics de contraintes obtenus en fonction des cycles de température dans un essai de TSRST

L'analyse de cette courbe a été pour le moins contestée. Pour certains, la diminution observée de la contrainte est le fait de microfissuration, pour d'autres au contraire, il ne s'agit là que des effets du comportement viscoélastique du matériau. En fin de test, les éprouvettes ne présentent pas de fissures apparentes, et si l'on recharge l'éprouvette, celle-ci dispose d'une réserve de contrainte (mais non équivalente au niveau de contrainte initial). L'évolution de la courbe de résultats des contraintes se décompose en 2 parties, une caractérisée par une chute rapide du module (sans doute à attribuer aux effets de relaxation, la sollicitation n'étant pas centrée, on observe une relaxation de la composante continue) ; la seconde partie, où la pente est plus faible serait sans doute due en partie à de l'endommagement et donc un phénomène de fatigue bien présent (corroboré par le fait d'un niveau de contrainte plus faible que le niveau initial dans le cas de rechargement).

Les conclusions de Vinson [VIN97] sont les suivantes : cette étude montre que la fatigue thermique n'est pas un mode prépondérant de fissuration de l'enrobé en absence de phénomène de vieillissement ; et suppose que les dommages attribués la plupart du temps à de la fatigue thermique sont en général dus à de la fissuration à basse température ou à des problèmes de comportement dans la couche de base. La fatigue thermique sans nier son existence, reste pour Vinson, marginale vis à vis des autres phénomènes observés. On peut toutefois noter que cette observation est faite pour une plage de températures bien spécifiques (entre -12° et 0°C), et qui n'est pas représentative des températures réelles auxquelles une structure routière est soumise, sous nos latitudes.

3.2. FATIGUE DE LA COUCHE DE ROULEMENT PAR DILATATION ET CONTRACTION DE LA COUCHE DE BASE EN GRAVE TRAITÉE AUX LIANTS HYDRAULIQUES

Néji [NEJ92] au laboratoire de l'ENTPE a mis au point un dispositif expérimental, le "fissuromètre E/G" (ENTPE/Gerland), permettant de simuler le phénomène de remontée des fissures dues aux retraits thermiques dans les couches d'assises. Les paramètres pris en compte dans la propagation de fissure sont la vitesse d'ouverture de la fissure, son amplitude et la température. Le comportement viscoélastique du matériau impose de bien identifier ces trois paramètres. Ce dispositif permet l'étude du comportement de l'enrobé sous l'effet mécanique des contractions et dilatations de la grave par variation thermique.

3.2.1. "Fissuromètre E/G"

3.2.1.a. Principe de l'essai

Ce fissuromètre E/G a été mis au point en partenariat avec l'entreprise Gerland et l'ENTPE. Ce dispositif, permet d'étudier l'impact des contractions et dilatations thermiques de la grave sous des variations thermiques. Il faut bien insister sur le fait qu'il ne s'agit pas dans ce paragraphe de parler de fatigue thermique de l'enrobé (comme évoquée au paragraphe précédent), le barreau d'enrobé est soumis à de la fatigue mécanique d'origine thermique. L'essai se déroule à température constante, ainsi les propriétés mécaniques de l'enrobé au cours d'un essai, sont supposées constantes.

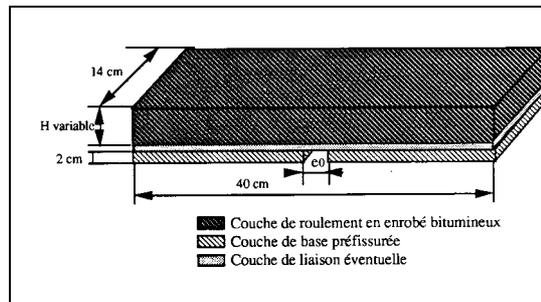
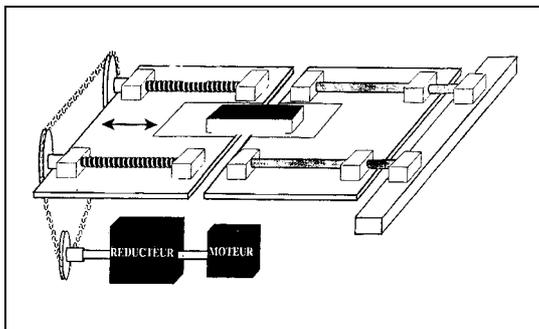


Figure I.5 – Schéma de principe du "fissuromètre E/G" Figure I.6 – Epreuve utilisée pour cet essai

Les systèmes de mesures sont ainsi répartis :

- Deux capteurs de forces sont disposés de part et d'autre du plateau fixe (à droite sur la figure I.5) ; ils mesurent la force appliquée sur la section moyenne, c'est à dire au droit de la fissure, du béton bitumineux et de l'interface.
- Trois capteurs de déplacement permettent de suivre le déplacement relatif du plateau mobile par rapport au support fixe. Ce déplacement correspond à la sollicitation imposée.
- Des jauges de déformations sont collées sur les surfaces latérales, afin de prévenir d'un éventuel glissement au niveau de l'interface.
- Un système ultrason a été utilisé pour quantifier la dégradation de l'éprouvette (apparition de microfissures).

La couche de liaison n'est pas toujours présente (elle dépend de l'étude réalisée, si les caractéristiques d'un dispositif anti-remontée de fissure sont testées ou non). La hauteur de l'éprouvette est un paramètre de l'étude. En revanche, l'écartement initial de la préfissure est fixe, il est de l'ordre de 3 mm.

La vitesse de variation des plateaux est réglable et comprise entre 1,25 et 11 mm/h ; de même l'amplitude d'ouverture maximale entre les deux plateaux est variable, mais ne peut excéder les 20 mm.

La majeure partie des essais a été réalisée avec une vitesse de déplacement du plateau de 2,7 mm/h et une amplitude d'ouverture maximale de 0,4 mm. Ces deux valeurs permettent de calculer la fréquence de sollicitation de l'éprouvette, soit $2 \times 1,8 \cdot 10^{-3}$ Hz.

Par comparaison, dans le cas d'une sollicitation journalière, c'est à dire sur 24 heures, la fréquence est de $1,16 \cdot 10^{-5}$ Hz.

Les paramètres liés à la sollicitation sont :

- la température
- la vitesse d'ouverture et de "refermeture" du plateau mobile
- l'amplitude d'ouverture

3.2.1.b. Identification d'une loi de fatigue

Cette étude réalisée par Néji a permis de mettre en évidence le phénomène de fatigue de l'enrobé par sollicitations thermiques dans le cas de structure semi-rigide, et d'identifier une loi de fatigue type Paris en mode I. Ce résultat est remarquable ; il montre que l'on peut parler de fatigue à petit nombre de cycles (cas de la thermique).

Par la relation 1.1, Néji traduit le rapport des ondes transmises au cours de l'essai (entre l'éprouvette vierge et celle endommagée) en longueur de fissure (nécessaire à l'identification d'une loi de propagation de fissure de type Paris) :

$$\frac{(K_{us})^N}{(K_{us})^0} = \frac{(H-f)}{H} \quad (1.1)$$

$(K_{us})^0$ et $(K_{us})^N$ sont les signaux ultrasonores reçus pour un matériau vierge et ceux reçus au cycle N , H est l'épaisseur de l'éprouvette et f la longueur fissurée équivalente.

Une fois la longueur fissurée connue, il est possible par une approche numérique de calculer les facteurs d'intensité de contrainte K_I associés aux différentes longueurs de fissures et d'identifier une loi de fatigue de type Paris :

$$\frac{df}{dN} = A(\Delta K_I)^n \quad (1.2)$$

où A et n sont les paramètres de la loi de Paris pour une fréquence et une température donnée. L'identification de ces paramètres sera présentée dans le *chapitre IV – Modélisations, Approches élastique équivalente et viscoélastique*.

3.2.2. Essai du BRRC

Le centre de Recherche Routière Belge dispose également d'un essai de fissuration thermique, en simulant les mouvements dus aux variations thermiques des couches de base sur la couche de roulement. Nous présentons cet essai brièvement, non pas qu'il présente un intérêt faible, mais plutôt du fait que les sollicitations appliquées sont très élevées et ne correspondent pas à nos besoins pour notre étude. Le dispositif est présenté en *figure 1.7*.

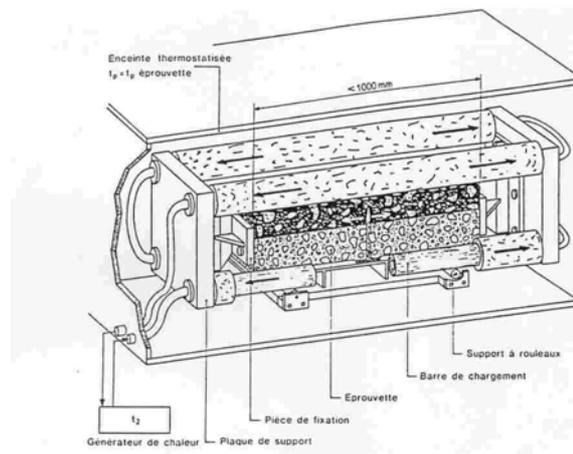


Figure 1.7 – Dispositif expérimental de l'essai du BRRC

Au cours de chaque cycle, l'ouverture dans la base de béton est élargie de 1 mm, avant de revenir à l'ouverture initiale de 4 mm. Un cycle dure 3 heures, la température constante de l'essai est de -10 °C. L'apparition et la propagation des fissures sont suivies à l'aide de photographies et d'un enregistrement vidéo. Une acquisition de données est réalisée concernant l'ouverture de la fissure, l'allongement dans la couche de roulement, la force exercée sur la base de béton pour ouvrir et refermer la fissure et le glissement éventuel de la couche de roulement sur le support. Les résultats de ce test sont exploités à titre comparatif de solutions mais ne peut être utilisé dans un objectif d'élaboration de modèles. Il s'avère en effet que la sollicitation est très sévère (sans doute en partie du fait de la température fixée) et il n'est pas vraiment possible de parler de fatigue (le nombre de cycles reste faible).

4. POINT SUR LES ACTIONS DES SOLLICITATIONS THERMIQUES DANS LES STRUCTURES ROUTIERES

La thermique reste un sujet vaste et encore très discuté dans les matériaux bitumineux. Ceci est en partie dû au fait que les variations de températures interviennent sur des propriétés ou caractéristiques différentes ; les propriétés mécaniques sont fonction de la température, la résistance à la fissuration varie avec la température...

En ce qui concerne plus particulièrement la fissuration, les études sont peu nombreuses et peuvent être classées en deux grandes catégories :

- ✓ des études traitant de la fissuration thermique, c'est à dire de la fissuration à basse température ou bien de la fatigue thermique,
- ✓ des études, au contraire, orientées vers une fissuration engendrée par des mouvements dus à des sollicitations thermiques (et donc s'agissant de l'enrobé bitumineux, une fatigue mécanique).

C'est ce second point qui nous intéresse pour les structures que nous étudions : les chaussées semi-rigides. En effet, comme précisé pour haut, les fissures remontent, dans un premier temps, au travers de la couche de roulement du fait des dilatations et contractions des couches d'assises en graves traitées.

La prise en compte des variations de température dans le dimensionnement français, n'est pas une donnée d'entrée ; la structure est "seulement" calculée à partir de sa résistance à la fatigue due aux charges roulantes. Eventuellement, il est possible de jouer sur le module de l'enrobé, pris conventionnellement à 15°C et 10 Hz, pour une région dont la température moyenne est fortement différente (prendre un autre module associé à cette température).

Les approches concernant la température sont le plus souvent intuitives et les résultats expérimentaux trouvés en laboratoire, ne sont pas pris en compte dans des applications "grandeurs réelles" (dimensionnement ou évaluation de la durée de vie de la structure de chaussée).

CHAPITRE II – MODELISATIONS : APPROCHES ELASTIQUE EQUIVALENTE ET VISCOELASTIQUE

1. COMPORTEMENT DU BÉTON BITUMINEUX VIS À VIS DE LA TEMPÉRATURE	69
1.1. GÉNÉRALITÉS SUR LE COMPORTEMENT THERMIQUE DES ENROBÉS	69
1.2. PROPRIÉTÉS VISCOÉLASTIQUES	70
1.2.1. <i>Comportement des matériaux bitumineux</i>	70
1.2.1.a. Dépendance en température	71
1.2.1.b. Dépendance en vitesse	71
1.2.1.c. Caractéristiques	71
1.2.2. <i>Caractérisation des propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux</i>	71
1.2.2.a. Mesure du module dans le domaine temporel	71
1.2.2.b. Mesure du module dans le domaine fréquentiel	72
1.2.2.c. Modèle de Huet [HUE63]	73
1.3. APPROCHE ÉLASTIQUE ÉQUIVALENTE	74
2. MODÉLISATION ÉLASTIQUE ÉQUIVALENTE	76
2.1. PROBLÉMATIQUE	76
2.2. STRUCTURE ÉTUDIÉE	77
2.3. MÉTHODOLOGIE ET PRINCIPE DE LA MODÉLISATION	77
2.3.1. <i>Sollicitations thermiques</i>	78
2.3.2. <i>Caractéristiques thermiques</i>	79
2.3.2.a. Propriétés thermo-physiques des bétons bitumineux	79
2.3.2.b. Dilatation et contraction thermique	81
2.3.3. <i>Principe de la méthode du calcul des amplitudes thermiques</i>	82
2.3.4. <i>Maillage</i>	82
2.3.5. <i>Modèle mécanique - Principe du calcul</i>	82
2.4. RÉSULTATS	84
2.4.1. <i>Evolutions de températures</i>	84
2.4.2. <i>Propagation de fissure</i>	85
2.4.3. <i>Constructions d'abaques</i>	87
2.5. CONCLUSION SUR LA MODÉLISATION ÉLASTIQUE ÉQUIVALENTE	88
3. MODÉLISATION THERMOVISCOÉLASTIQUE	91
3.1. MODÈLE THERMOVISCOÉLASTIQUE – MODÈLE DE KELVIN VOIGT GÉNÉRALISÉ	92
3.2. APPLICATION DU MODÈLE THERMO-VISCOÉLASTIQUE AUX BÉTONS BITUMINEUX	93

3.2.1.	<i>Identification des paramètres du modèle</i>	93
3.2.1.a.	Module complexe	93
3.2.1.b.	Identification des paramètres du modèle de Kelvin Voigt généralisé	94
3.2.2.	<i>Simulations du comportement du béton bitumineux pour différents cas de chargements thermiques</i>	95
3.2.3.	<i>Simulation du retrait empêché</i>	95
3.2.4.	<i>Refroidissement à vitesse constante</i>	96
3.2.5.	<i>Réchauffement à vitesse constante</i>	97
3.2.6.	<i>Variation cyclique de températures</i>	97
3.3.	APPLICATION À UNE STRUCTURE MULTICOUCHES	98
3.4.	CONCLUSION SUR LE MODÈLE THERMO-VISCOÉLASTIQUE	99

Chapitre II

MODELISATIONS : APPROCHES ELASTIQUE EQUIVALENTE ET VISCOELASTIQUE

1. COMPORTEMENT DU BETON BITUMINEUX VIS A VIS DE LA TEMPERATURE

La meilleure compréhension des problèmes de fissuration passe par une prise en compte réaliste du comportement du béton bitumineux vis à vis de la température. Ce paragraphe concentre une description rapide des connaissances actuelles sur le comportement du béton bitumineux.

1.1. GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT THERMIQUE DES ENROBES

Le béton bitumineux est composé d'un squelette granulaire et d'un liant hydrocarboné ; les propriétés remarquables de l'enrobé bitumineux sont la non-linéarité, l'irréversibilité, une viscosité très marquée fonction de la sollicitation appliquée et une forte sensibilité à la température.

Il est clair que la température est un paramètre essentiel dans l'étude du comportement d'un béton bitumineux :

- avec une influence de la température sur les propriétés rhéologiques,
- la température joue un rôle dans la détermination des constantes thermo-physiques,
- la température conditionne les dilatations et contractions thermiques,
- il existe des couplages de phénomènes thermiques et mécaniques.

La température joue le rôle de paramètre d'histoire dans le domaine linéaire (comportement viscoélastique linéaire, qui nous intéressera ici) et dans le domaine non-linéaire. Elle est également un facteur essentiel dans le comportement de l'enrobé bitumineux vis à vis de son comportement à la rupture. Pour rester exhaustif, il faut noter son rôle dans le comportement du béton bitumineux à l'orniérage, Brosseaud et Hiernaux [BRO97] ont montré que des différences de températures de 10 à 15 °C sur l'essai d'orniérage conduisait à un décalage de la courbe ornières-nombre de cycles avec des facteurs 10 à 30 sur le nombre de cycles, pour une même déformation.

En terme de vitesse de remontée de fissure, la température est également un paramètre important ; la remontée de fissure est plus importante lorsque la température diminue [NEJ92]. Enfin, cette

tendance est également observée dans le cas de l'endommagement et donc joue sur la durée de vie d'un matériau bitumineux.

Il est donc nécessaire de bien comprendre le phénomène de transfert thermique dans un matériau bitumineux.

Le couplage thermo-mécanique se traduit par le fait que des variations de température induisent des contraintes dans le béton bitumineux lors de déformations empêchées, ce couplage est à l'origine de la fissuration. Dans les chaussées, les déformations sont contrariées :

- si la température augmente, les contraintes qui se développent sont relaxées par le caractère viscoélastique du matériau,
- si la température diminue, les contraintes thermiques induites ne peuvent se dissiper et engendrent la fissuration.

Les variations de températures peuvent être générées par des dissipations internes, c'est à dire une sollicitation mécanique qui provoque une élévation de température dans le matériau (un échauffement dû à une transformation totale ou partielle de l'énergie mécanique fournie au matériau). Le caractère viscoélastique de l'enrobé lui confère un caractère dissipatif. Stéfani [STE81] a mis en évidence ce caractère. Moriceau [MOR94] a quantifié l'élévation de température dans une éprouvette au cours de l'essai de fatigue : il a enregistré une augmentation de température de 4,2 °C pour 50000 cycles de traction-compression ; en surface d'une éprouvette cylindrique, Di Benedetto et al. [DIB96] ont mesuré une augmentation de 1,3 °C, mais sans doute sous estimée à cause de l'échange latéral possible au cours de l'essai. Chantal de la Roche [ROC96] a observé des élévations de températures allant de 2 à 10 °C et note que cette élévation de température va faire chuter le module, sans qu'il s'agisse de phénomène d'endommagement. Piau [PIA89] a proposé une modélisation thermo-mécanique de ce phénomène.

1.2. PROPRIETES VISCOELASTIQUES

Les bétons bitumineux sont les matériaux les plus utilisés en couverture de chaussées (tant dans le cas de chaussées souples que celles semi-rigides). Ils sont composés d'une proportion choisie de granulats et de liant hydrocarboné. Le bitume assure la cohésion du mélange, au travers de sa répartition en film mince autour des granulats.

L'étude en laboratoire du comportement des enrobés bitumineux sous sollicitations sinusoïdales de faibles amplitudes, effectuées à diverses fréquences et amplitudes, met en évidence le caractère viscoélastique fortement thermo-susceptible de ces matériaux, que l'on peut caractériser à une dimension par un module complexe, fonction de la température et de la fréquence.

De "nombreux modules" sont utilisés pour caractériser les enrobés bitumineux ; ils diffèrent par les procédés de mesures et ne sont pas directement comparables [MAM88]. Le premier modèle décrivant l'ensemble du comportement viscoélastique de l'enrobé, fut proposé par Huet [HUE63]. Les nombreux essais pratiqués depuis sur des formulations très diverses d'enrobés n'ont fait que renforcer la validité du modèle [ROC96].

Soulignons malgré tout que nous nous intéressons, dans ce cas, aux propriétés des bétons bitumineux dans un domaine temporel, alors que les essais se passent dans un espace fréquentiel (pour la mesure du module complexe par exemple). Or le lien entre les deux n'a pas fait l'objet de nombreuses études. Ce sera notamment l'objet de ces quelques lignes, établir une relation de passage entre les domaines fréquentiel et temporel dans le cadre d'un matériau à comportement viscoélastique linéaire.

1.2.1. Comportement des matériaux bitumineux

Les enrobés bitumineux sont utilisés comme revêtement routier en raison de ses propriétés physiques et chimiques (adhérence aux autres matériaux usuels de construction, légèreté, ductilité, souplesse...). Ce comportement du mélange est régi par des lois viscoélastiques, dépendant de la température et du temps de chargement.

1.2.1.a. Dépendance en température

Lorsque la température chute, cela peut entraîner la fissuration de l'enrobé bitumineux. Au contraire dans les hautes températures, c'est le phénomène d'orniérage qui se développe, c'est-à-dire des déformations permanentes en surface de chaussées. Dans la gamme de températures intermédiaires, ce sont des phénomènes de fatigue qui vont davantage endommager les matériaux bitumineux, c'est à dire une sollicitation à grand nombre de cycles dont l'amplitude reste inférieure à la limite à la rupture instantanée.

1.2.1.b. Dépendance en vitesse

Lorsque les charges sont appliquées très rapidement, les bétons bitumineux ont un comportement qui s'apparente à un comportement élastique. Au contraire, lorsque les sollicitations mécaniques sont appliquées avec une vitesse très lente, le comportement est dans ce second cas : visqueux. Dans le cas intermédiaire, il est possible de qualifier le comportement du matériau bitumineux de viscoélastique.

1.2.1.c. Caractéristiques

Les qualification et quantification des matériaux bitumineux dépendent de l'histoire du chargement subit par ceux-ci. Ils sont, en quelque sorte, doués d'une capacité de mémoire. Les grandeurs intrinsèques qui permettent de caractériser les enrobés bitumineux ne sont plus des constantes mais des fonctions dont les paramètres principaux sont :

- la vitesse (ou la fréquence) des sollicitations ;
- la température (paramètre dont l'influence est fonction de la susceptibilité thermique) ;
- le bitume ;
- l'intensité de la sollicitation ;
- l'hygrométrie ;
- les conditions et la durée du vieillissement.

1.2.2. Caractérisation des propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux

Cette caractérisation expérimentale des propriétés des matériaux bitumineux est rendue possible dans les deux modes déjà évoqués : mode temporel et mode fréquentiel.

Les deux essais caractéristiques de ces différents modes sont :

- la MAER (Machine Asservie d'Essais Rhéologiques) pour le domaine temporel : le matériau est soumis à une traction directe avec différentes vitesses de déformation. Les résultats s'expriment en termes d'isothermes de module sécant, fonction du temps.
- les essais de modules complexes dans le domaine fréquentiel : des éprouvettes trapézoïdales de béton bitumineux sont sollicitées en déplacement ou effort sinusoïdaux alternés avec des fréquences variées. Les données sont interprétées en termes d'isothermes de module complexe en fonction de la fréquence.

1.2.2.a. Mesure du module dans le domaine temporel

La seule façon de mesurer avec précision les caractéristiques mécaniques des enrobés est de les soumettre à des histoires de sollicitations bien définies : essais à vitesse constante ou bien loi de sollicitation constante.

L'essai MAER a été développé pour répondre à ces besoins ; c'est une machine d'essais rhéologiques quasi-statique de traction-compression uniaxiale qui permet de connaître l'historique de contrainte pour un essai à déformation imposée. Cet essai a été mis au point par Linder [LIN77] et développé par Moutier [MOU90], il permet de définir un module sécant $S(t)$ du matériau par : $S(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)}$

avec $\sigma(t)$: contrainte à l'instant t
 $\varepsilon(t)$: déformation à l'instant t .

A une température donnée, une éprouvette cylindrique est soumise à un chargement en traction jusqu'à une valeur maximale de déformation axiale ε_{max} donnée (fixée dans le domaine linéaire du matériau) en suivant une loi de chargement contrôlée en déformation de type $\varepsilon = a.t^n$ avec $0,5 < n < 2$. L'essai est reconduit pour différents temps de chargement t_i (avec la même valeur de ε_{max}).

1.2.2.b. Mesure du module dans le domaine fréquentiel

Ce type d'essai consiste à soumettre une éprouvette de matériau bitumineux à des sollicitations sinusoïdales de fréquences variées. Ces mesures étant effectuées dans le domaine des petites déformations pour lequel l'enrobé se comporte principalement comme un matériau viscoélastique linéaire, la réponse établie à une sollicitation sinusoïdale est aussi sinusoïdale [HUE63].

Le module complexe E^* est le nombre complexe défini comme le rapport entre l'amplitude complexe de la contrainte sinusoïdale de pulsation ω appliquée au matériau $\sigma = \sigma_0 \sin(\omega t)$ et l'amplitude complexe de la déformation sinusoïdale qui en résulte en régime établi $\varepsilon = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi)$. Compte tenu du caractère viscoélastique du matériau, la déformation accuse un retard sur la contrainte, se traduisant par un angle de déphasage φ entre les deux signaux.

En notant :

$$\begin{aligned} \sigma(t) &= \text{Im}[\sigma^*] \text{ avec } \sigma^*(t) = \sigma_0 \cdot e^{i\omega t} \\ \varepsilon(t) &= \text{Im}[\varepsilon^*] \text{ avec } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 \cdot e^{i(\omega t - \varphi)} \\ E^*(t) &= \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0 \cdot e^{-i\varphi}} = |E^*| e^{i\varphi} \end{aligned}$$

avec :

- $|E^*|$: module dynamique ou module de rigidité,
- φ : angle de déphasage du matériau (il permet l'estimation de l'énergie dissipée dans la matière).

On peut également utiliser la notation suivante : $E^* = E_1 + i E_2$

où :

- E_1 : module d'élasticité dynamique
- E_2 : module de perte

Ce module complexe $|E^*|$ permet de généraliser aux corps viscoélastiques, les lois mécaniques en principe réservées aux seuls corps élastiques.

Les différentes composantes du module complexe varient avec la température et la fréquence de sollicitation, fixées pour chaque essai élémentaire (figure II.3). C'est l'observation des résultats expérimentaux qui a permis de montrer que le module $|E^*|$ obéit au principe d'équivalence entre la fréquence et la température (une même valeur de module peut être obtenue pour des couples différents de fréquence-température) ; elle se traduit par l'écriture de $E^*(\omega, T)$ sous la forme $E^*(\omega, f(T))$. Il est ainsi possible de construire une courbe unique $\{\log |E^*|, \log f\}$ à partir des résultats obtenus pour différentes fréquences et températures. Cette courbe unique correspondra à une température T_S de référence choisie arbitrairement. La construction de cette courbe unique, encore appelée courbe maîtresse, s'opère grâce à de simples translations parallèles à l'axe des fréquences d'un graphique logarithmique dont les amplitudes dépendent de la température au point expérimental. Ces translations reviennent à multiplier chaque fréquence par un facteur a_T .

Plusieurs formules sont proposées pour représenter $\log a_T$:

- la formule WLF (William, Landel et Ferry) : $\log a_T = \frac{-C_1(T-T_S)}{(T-T_S)+C_2}$
- l'équation d'Arrhénius : $\log a_T = \frac{\Delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_S} \right)$

avec :

- C_1 et C_2 : constantes dépendantes du matériau
- T : température en °K
- T_S : la température de référence en °K
- R : contante des gaz parfaits
- ΔH : énergie apparente d'activation voisine de 50 kcal/mole

Buèche d'après Sayegh [SAY65] relie les constantes C_1 et C_2 au coefficient de dilatation volumique α_v du matériau, en établissant la relation suivante : $\alpha_v = \frac{1}{2,303 \cdot C_1 \cdot C_2}$.

La construction des courbes maîtresses, par Francken [FRA96], sur un grand nombre de résultats expérimentaux provenant de différents types d'essais, a permis de conclure à la meilleure adéquation de la loi d'Arrhénius pour $\log(a_T)$, mais Doubbaneh [DOU95] préfère l'utilisation de l'expression W.L.F. pour caler ses résultats expérimentaux.

Dans les travaux du SHRP, Anderson et al. [AND91] trouvent que l'équation de W.L.F. convient bien aux enrobés bitumineux au delà de la température de transition vitreuse. En dessous de cette température, c'est l'équation d'Arrhénius qui convient le mieux, mais ils proposent également une forme modifiée de l'équation de W.L.F.

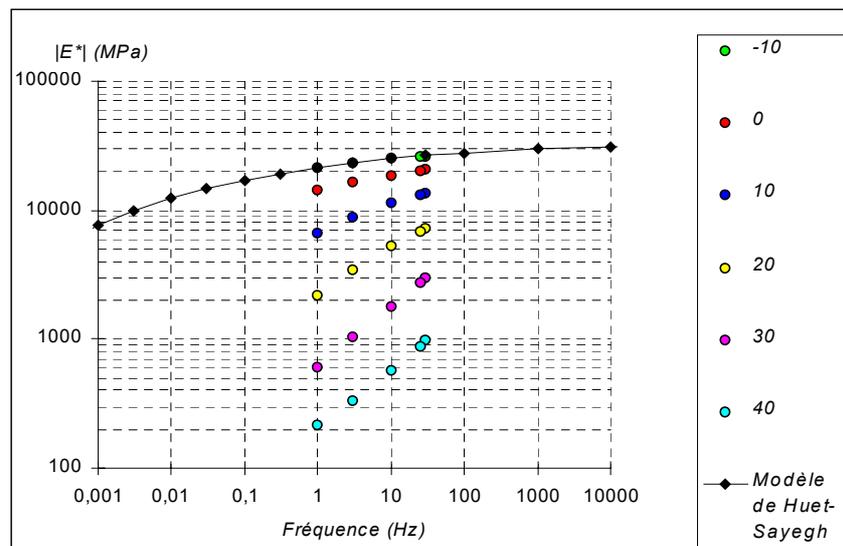


Figure II.1 - Courbe maîtresse du module de rigidité $|E^*|$ d'un mélange

1.2.2.c. Modèle de Huet [HUE63]

L'étude en laboratoire du comportement des enrobés bitumineux sous sollicitations sinusoïdales de faibles amplitudes, effectuées à diverses fréquences et températures, met en évidence le caractère viscoélastique de ces matériaux. Lorsque l'on reporte dans le plan de Cole&Cole (partie réelle du module complexe en abscisse et partie imaginaire du module complexe en ordonnée) les valeurs de module complexe tirées des matrices usuelles d'essais où fréquences et températures varient respectivement entre [1 Hz, 40 Hz] et [-10 °C, 40 °C], il apparaît que l'ensemble des points tendent vers une courbe unique (figure II.8).

Huet propose de décrire par une équation à 4 paramètres E_∞ , h , k , δ la forme des courbes de module complexe dans le plan Cole&Cole. L'identification de ces paramètres ne nécessite pas à ce stade de connaître la fonction a_T :

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

- E_∞ : module élastique infini de l'enrobé, obtenu pour $\omega a(T) \rightarrow +\infty$
- h, k : exposants positifs et inférieurs à 1, reliés au facteur $\pi/2$ près aux tangentes en $E=0$ et $E=E_\infty$ de la courbe module complexe avec l'axe des abscisses, de plus $h > k$
- δ : constante réelle sans dimension

On notera que par construction ces courbes tendent vers l'origine lorsque ω tend vers 0.

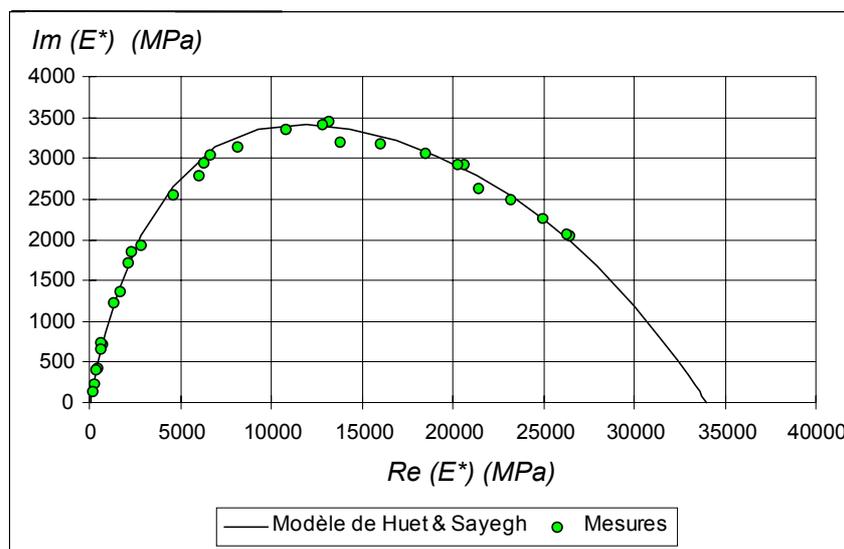


Figure II.2 - Calage du module complexe selon le modèle de Huet dans le plan de Cole&Cole

Le calage n'étant pas parfait aux basses fréquences ; les enrobés bitumineux possèdent un module statique qui n'est pas traduit dans la formulation de Huet. Sayegh [SAY65] a adapté le modèle de Huet grâce à l'ajout d'un ressort en parallèle de très faible rigidité comparée à E_∞ , permettant de rendre compte de ce comportement dans les basses fréquences. Le module complexe s'exprime ainsi :

$$E^*(i\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega a(T))^{-k} + (i\omega a(T))^{-h}}$$

avec les mêmes notations que précédemment.

Il faut cependant garder à l'esprit que le modèle de Huet-Sayegh, s'il permet un meilleur ajustement avec les résultats expérimentaux, nécessite l'ajustement d'un cinquième paramètre.

De plus, le handicap majeur de cette formulation est de ne plus disposer d'une expression analytique de la fonction de fluage dans le domaine temporel, on lui préférera donc le modèle de Huet.

1.3. APPROCHE ELASTIQUE EQUIVALENTE

Une manière de passer outre le comportement viscoélastique est d'avoir une approche élastique équivalente. Cette approche a été formalisée par Van der Poel [VAN55] et Bonnaure [BON77] dans des abaques qui permettent à partir des caractéristiques du liant ($T_{B\&A}$ et pénétration), de la teneur en

vide et du pourcentage de liant de calculer le module élastique équivalent d'un mélange liant-granulats en fonction de la fréquence des sollicitations. Ces abaques sont faits pour des bitumes purs. Une démarche caractéristique de l'approche élastique équivalente est celle employée lors du dimensionnement (calcul élastique) où le module de l'enrobé, nécessaire au calcul des contraintes et déformations dans la structure de chaussée, est celui identifié à 15 °C et 10 Hz (qui correspond à une température moyenne sous nos climats et à la fréquence de sollicitation sous le passage d'une charge roulante).

Le laboratoire Shell [MAR97] a mis au point un modèle, Thermostress, en vue de mieux prendre en compte le comportement thermique des mélanges bitumineux. Grâce à la connaissance de la courbe maîtresse du mélange et de la fonction de translation $a(T)$; le module élastique équivalent est réactualisé en fonction de la température et permet le calcul de la contrainte thermique développée. Dans l'approche élastique équivalente, la dépendance des caractéristiques de la relation contraintes-déformations vis à vis de la température et du temps reste prise en compte. Le module de relaxation

$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0}$ ne change pas de forme en fonction de la température mais est seulement "shifté". Cette

opération est rendue possible du fait de la caractéristique de comportement du matériau qui est dit thermorhéologiquement simple.

Pour le cas qui nous intéresse dans ce chapitre, c'est à dire les températures journalières, nous sortons de la gamme d'utilisation des abaques de Van der Poel et quelques études antérieures [VER89] montrent qu'un module de 100 MPa permet d'appréhender avec la meilleure acuité possible le comportement du béton bitumineux dans ces fréquences. Cette valeur de 100 MPa est également la valeur moyenne obtenue grâce à la courbe maîtresse d'un béton bitumineux pour une fréquence correspondante à une sollicitation de 24 heures ($f = \frac{1}{24 \times 60 \times 60} = 1,16 \cdot 10^{-5}$).

2. MODELISATION ELASTIQUE EQUIVALENTE

Chacun s'accorde pour citer les effets thermiques comme cause majeure dans le processus d'amorçage de la remontée de fissuration ; mais chacun est également d'accord pour dire, que du fait de la multitude des paramètres et de leur couplage, il est très difficile, voire impossible, de déterminer à priori pour une route donnée, quel type de fissuration va dominer et quelles seront les implications sur la couche de roulement. Dès l'instant où la discontinuité est existante, l'utilisation de la loi de Paris [PAR61] domine ; bien que le problème de l'identification des coefficients de la loi de Paris demeure du fait du nombre important d'essais nécessaires et également à cause d'une validité seulement reconnue pour un matériau élastique [SCA97].

Nous allons présenter dans ce chapitre, l'approche élastique équivalente que nous avons choisie pour une première approche. Il faut bien préciser à ce niveau que l'objectif de cette étude est d'avoir un outil simple de prédiction du pas de préfissuration des chaussées semi-rigides avec Joint Actif®. En effet, car les méthodes de dimensionnement actuelles ne prennent pas en compte les effets des variations thermiques.

Il est apparu dans les chantiers expérimentaux que tous les joints interposés dans la chaussée n'avaient pas fonctionné (c'est à dire que la grave ne s'était pas rompu au droit du joint). Les actions qui permettent aux joints de s'ouvrir, et ainsi de jouer leur rôle, sont les variations thermiques. Ceci permet de supposer que le nombre de joints était trop grand (par rapport aux amplitudes thermiques) et/ou le glissement de la couche de graves traitées sur le support était sans doute possible. Ces faits montrent la nécessité d'une optimisation du pas de préfissuration.

De plus, le pas, de préfissuration, à employer sera également fonction de la durée de vie envisagée pour la structure. Enfin, il faut rappeler que cette étude, plus axée sur les chaussées semi-rigides pourrait parfaitement s'adapter à la prédiction de la remontée des fissures dans les cas de rechargement de structures fissurées, et d'entretien, où le phénomène de remontée de fissures est identique.

2.1. PROBLEMATIQUE

Les chaussées, au cours de leur durée de fonctionnement, sont soumises à deux types de sollicitations : le passage des charges roulantes, qui sera traité dans la suite de ce document *partie III* suivante, et les effet thermiques, l'objet de ce chapitre. Nous nous plaçons pour cette étude dans le cadre des structures dites semi-rigides, c'est à dire composées de couche(s) d'assise rigide(s), en matériaux traités aux liants hydrauliques, et d'une couche de roulement en matériau bitumineux (*figure II.3*).

L'inconvénient de ces structures est leur fissuration inévitable ; les variations de températures, journalières et saisonnières, vont induire des contraintes de traction dans la couche de base qui lorsqu'elles dépassent la limite de résistance en traction produisent la rupture et créent de la fatigue dans la couche de surface. Les fissures vont apparaître avec une fréquence de 15 à 20 m dans un premier temps, mais ce pas de fissuration tend à se réduire au fil des jours. Le processus de fissuration part de la couche de base pour se propager vers la surface au travers de la couche de roulement.

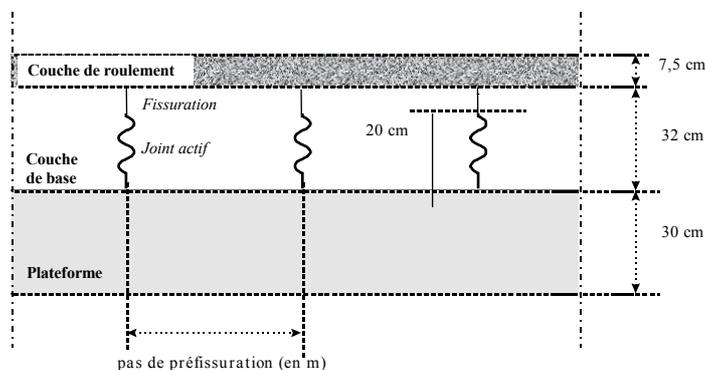


Figure II.3 – Schéma de principe d'une chaussée Joints Actifs®

L'ouverture de la fissure (ou joint) est fonction du pas de fissuration. Un procédé de préfissuration de la couche de base en graves traitées aux liants hydrauliques a été mis au point par SACER. Il s'agit d'interposer un joint vertical dans la couche de base afin de contrôler l'apparition des fissures et d'en maîtriser leur ouverture. La propagation de la fissure sous sollicitation thermique est en ouverture, de type mode I.

L'analyse présentée est une étude paramétrique de la propagation de fissure afin d'optimiser le pas de préfissuration des structures routières. Cette étude pourrait aussi s'appliquer dans le cas d'une structure fissurée "naturellement" afin de prévoir le temps que va mettre la fissure pour remonter à la surface dans le cas d'un rechargement ou d'un entretien en fonction du pas de fissuration existant, et donc d'anticiper sur les réparations qu'il faudra effectuer.

2.2. STRUCTURE ETUDIEE

La structure étudiée est une chaussée type de Joint Actif®. Elle se compose d'une couche unique de grave traitée aux liants hydrauliques de 320 mm, recouverte par une couche de surface de 75 mm (béton bitumineux de liaison et béton bitumineux mince) ; le tout repose sur une plate-forme de type PF₂, c'est à dire 50 MPa. Cette structure a été dimensionnée pour un trafic T₁ soit 300 à 750 poids lourds/jour/voie.

Cette structure est retenue pour les différentes études de cas rencontrées tout au long de ce mémoire ; on la retrouve notamment dans la *partie III* sur les effets du trafic.

2.3. METHODOLOGIE ET PRINCIPE DE LA MODELISATION

L'influence des variations thermiques dans la structure semi-rigide a été calculée par la méthode des éléments finis (*figure II.4*), grâce à un modèle thermique transitoire définissant le champ de température utilisé comme chargement dans le modèle mécanique.

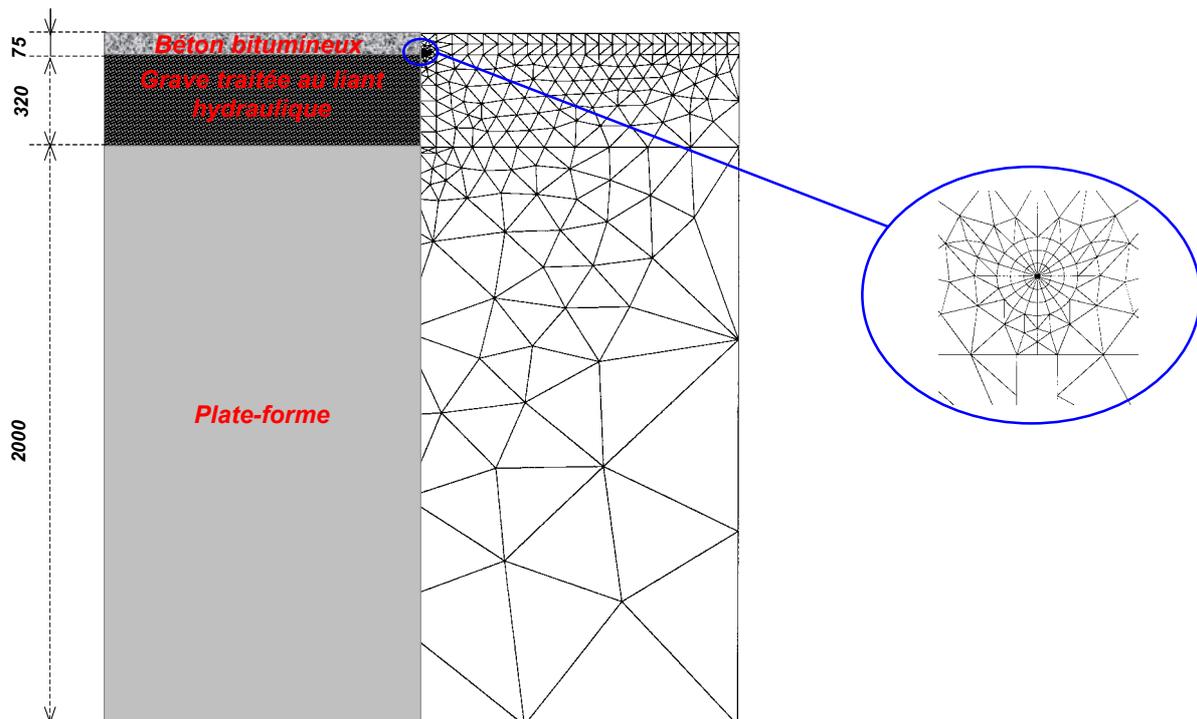


Figure II.4 – Schéma de la structure utilisée ainsi que son maillage pour la modélisation avec le détail en pointe de fissure

2.3.1. Sollicitations thermiques

La température influence directement les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs de la structure routière au travers des matériaux hydrocarbonés. La connaissance de la distribution est donc indispensable pour un dimensionnement rationnel. Les gradients de températures sont généralement à l'origine de contraintes importantes dans les couches de matériaux à base de liants hydrocarbonés, limitant ainsi d'autant la réserve de contraintes disponibles pour le trafic [BAC80]. Les valeurs des conductivités thermiques des matériaux vont influencer directement les amplitudes de variations de températures dans la profondeur de la structure et donc les amplitudes de contraintes développées.

Le calcul des contraintes engendrées dans l'ensemble de la structure nécessite la détermination des températures en surface du revêtement. Les phénomènes physiques (bilan thermique) qui régissent les variations de températures en surface de chaussée sont relativement bien connus. Le flux de chaleur existant à la surface du revêtement peut se décomposer en flux de radiation et en flux de convection :

- Le flux de radiation est fonction, principalement, de l'intensité des radiations solaires et dans une moindre mesure, d'autres facteurs tels que la couverture nuageuse et l'humidité de l'air.
- Le flux de convection est essentiellement dépendant de la différence de température existante entre la surface de chaussée et l'air. La connaissance du coefficient de convection de la surface est indispensable à la détermination des transferts de chaleur en surface de structure. L'estimation de ce paramètre est très difficile en pratique, de plus il varie avec la vitesse du vent par exemple.

Solaimanian [SOL93] et De Backer [BAC80] présentent chacun des études différentes pour prendre en compte l'influence des variations thermiques de l'air dans la structure de chaussées. La première étude, de Solaimanian, tient compte de l'angle d'incidence d'arrivée des rayons du soleil sur la chaussée. Une appréciation raisonnable est possible connaissant la latitude considérée et la température de l'air. Compte tenu du fait que nous sommes restés, dans notre approche, sur le territoire Français et de l'existence d'une corrélation entre des résultats de modélisation et des mesures réalisées sur des chaussées existantes, nous nous sommes orientés vers le travail de De Backer (Belgique). Ce dernier a établi des relations permettant de calculer les températures de surface de chaussée à partir des données météorologiques les plus influentes (température de l'air et radiations solaires).

Partant du principe que la distribution journalière de température résulte de la superposition de l'onde journalière et de l'onde annuelle, la prévision concerne dans un premier temps la détermination des caractéristiques de l'onde annuelle c'est à dire le calcul des températures moyennes (mensuelles et journalières). Dans un second temps, la méthode s'intéresse aux caractéristiques des amplitudes de températures journalières. La superposition de ces deux grandeurs permet la détermination des températures maximales et minimales chaque jour. Enfin en assimilant l'onde journalière à une sinusoïde, il est possible de calculer les températures pour toute heure de la journée.

La prise en compte du rayonnement solaire est une donnée très importante dans notre étude, car il ne faut pas oublier que le béton bitumineux est un corps noir ! Des différences de fissurations ont pu être observées selon que la structure se trouvait à l'ombre ou non ; mais aussi sur des sections orientées est-ouest (soleil montant et descendant)... et si le profil s'en mêle ça peut mener à des résultats "catastrophiques" sur la structure...

Sur la base de mesures, [BAC80] établit des régressions linéaires pour évaluer les variations de température en surface de chaussée selon qu'il s'agit d'un revêtement hydrocarboné ou un revêtement en béton. S'agissant d'un béton bitumineux, les régressions sont présentées dans le *tableau II.1*.

Caractéristique calculée	Régression	Valeur des paramètres
Température moyenne journalière	$\theta = 1,10 x + 4,0 y - 2,1$	x : température journalière moyenne (°C) de l'air y : rayonnement solaire total du jour considéré (kJ/cm ²) sur une surface horizontale
Température moyenne mensuelle	$\theta = 1,02 x + 0,19 y - 2,1$	x : température mensuelle moyenne (°C) de l'air y : rayonnement solaire total du mois considéré (kJ/cm ²) sur une surface horizontale
Amplitude journalière de température	$A = 0,025 x + 9,58 y + 2,5$	x : amplitude journalière de température (°C) de l'air y : rayonnement solaire total du jour considéré (kJ/cm ²) sur une surface horizontale

Tableau II.1 – Régressions linéaires permettant le calcul des températures moyennes et des amplitudes de température en surface du revêtement bitumineux

2.3.2. Caractéristiques thermiques

2.3.2.a. Propriétés thermo-physiques des bétons bitumineux

Pour bien comprendre le phénomène de transfert thermique dans un milieu, on a recours à ses caractéristiques thermophysiques qui interviennent dans l'équation de la chaleur. La détermination de la température (T) à n'importe quel moment de la journée (t) et en tous points de la structure (z), pour un massif semi-infini, est régie par l'équation de propagation de la chaleur, Fourier (si on considère que la valeur de la conductivité est constante et qu'il n'y a pas de dégagement de chaleur interne) :

$$\frac{\delta^2 T}{\delta z^2} = \frac{\rho \cdot c}{\lambda} \times \frac{\delta T}{\delta t} \quad (II.1)$$

où :

- ρ : masse spécifique (kg/m³)
- c : chaleur spécifique (kJ/kg.°C)
- λ : coefficient de conductivité thermique (W/m.°C)

La résolution de cette équation est directement fonction des conditions aux limites (onde de surface et températures initiales). Les paramètres thermiques nécessaires à la prévision des températures au sein de la structure routière sont (d'après la *formule II.1*) : la masse spécifique, la chaleur spécifique et le coefficient de conductivité thermique.

Si le poids spécifique et la chaleur spécifique des matériaux utilisés dans les structures routières sont relativement bien connus et constants pour un matériau donné, il reste en revanche une plus grande variabilité sur le coefficient de conductivité thermique. Les valeurs relevées dans la bibliographie [CAR53, DUR61, PHI67, BOU84] sont, pour des matériaux de dénominations identiques, fort divergentes ; ceci est probablement dû à leur origine et aux conditions d'essais en laboratoire. Il faut noter à ce stade que la variation, même dans des limites assez larges, de l'un ou l'autre des paramètres influence relativement peu la distribution de température dans la structure routière [BAC80]. A 12 cm, De Backer trouve une contrainte de traction diminuée de 1/5 par rapport à celle de surface, il conclue ainsi que l'influence de la valeur de la conductivité s'en trouve donc nettement amoindrie.

Highter et Wall [HIG84] ont étudié la conductivité, la diffusivité et la chaleur massique de quatre mélanges bitumineux, en fonction de trois teneurs en bitume. Trois des mélanges contiennent des granulats calcaires avec des granulométries différentes, le quatrième contient des granulats calcaires

et une forte proportion de granulats extraits d'une roche argileuse. Leur étude conclue les points suivants :

- la conductivité thermique λ est comprise entre 0,9 et 1,6 W/m.°C, et dépend fortement des granulats et de la granulométrie. Au contraire la variation de la teneur en bitume est sans influence. λ est comprise entre 1,45 et 1,60 W/m.°C selon la courbe granulométrique pour les formules avec des granulats calcaires et entre 0,90 et 0,95 W/m.°C pour les mélanges contenant des granulats argileux.
- la diffusivité $a = \frac{\lambda}{\rho \cdot c}$ subit davantage la nature du mélange de granulats que la teneur en liant. Elle est de l'ordre de $3,7 \cdot 10^{-7}$ m²/s pour le mélange de granulats argileux et de $7,1 \cdot 10^{-7}$ pour les autres mélanges.
- la chaleur spécifique c ne varie pas de façon significative en fonction de la teneur en liant ; par contre, elle est 60% plus élevée pour la formule contenant des granulats argileux.

Cette étude met davantage l'accent sur l'importance du type de granulats utilisés vis à vis des phénomènes de transfert thermique dans un mélange bitumineux (cette observation reste "logique" du fait que les granulats représentent la part la plus importante du mélange).

Une autre étude réalisée par C. de la Roche [ROC90] sur le comportement thermomécanique des enrobés bitumineux a permis de mettre en avant quelques conclusions, qui expliquent sans doute en partie la grande variabilité sur les mesures des caractéristiques thermiques des enrobés. L'ordre de grandeur pour la conductivité thermique est compris entre 0,6 et 1,4 W/m.°C ; elle croît avec l'augmentation globale de la compacité, elle diminue avec l'augmentation de la teneur en liant. En réalité, il est observé une évolution de la conductivité thermique proche de celle du liant pour les fortes teneurs en liant et une évolution proche de celle des granulats pour les faibles teneurs en liant. C. de la Roche observe une diffusivité ($a = \frac{\lambda}{\rho \cdot c}$) de l'ordre de $5 \cdot 10^{-7}$ m²/s, qui reste sensiblement constante

quelque soit les paramètres de teneur en liant, compacité et température ; l'évolution de la chaleur spécifique c est inversement proportionnelle à celle de la conductivité thermique λ .

Les caractéristiques thermiques retenues pour notre simulation sont données dans le *tableau II.2* ci-dessous.

	Béton Bitumineux	Grave ciment	Plate-forme
Conductivité thermique (W/m.°C)	1,5	0,95	1,85
Chaleur spécifique (kJ/kg.°C)	0,907	0,886	0,840
Masse volumique (kg/m ³)	2400	2350	1650

Tableau II.2 – Caractéristiques thermiques des différents matériaux retenues pour la simulation

Grâce à l'équation de la chaleur (II.1), et connaissant les caractéristiques thermiques de la structure routière, il est possible de calculer la distribution de température dans le corps de la chaussée. Les hypothèses de calcul retenues sont les suivantes :

- la température en fond de structure (base de la plate-forme) est constante ;
- il n'existe pas de discontinuité de température entre les différentes couches de matériaux ;
- la surface supérieure est libre ;
- la distribution de température est indépendante des contraintes mécaniques extérieures.

2.3.2.b. Dilatation et contraction thermique

Plusieurs méthodes d'études des propriétés de dilatations et contractions thermiques ont été développées, aussi bien en volumique qu'en linéique. Le choix d'une méthode dépend de la précision souhaitée, des propriétés du matériau et de l'intervalle de température dans lequel se déroule l'essai. Chacune des mesures décrites présentent des limites lorsqu'elles sont appliquées aux bétons bitumineux.

Schmidt et Santucci [SCH66] ont utilisé un dilatomètre pour mesurer les dilatations et contractions volumiques du bitume entre - 85 et 38 °C. (Le dilatomètre consiste à immerger une éprouvette dans un liquide contenu dans un récipient surmonté d'un tube capillaire afin de mesurer les variations de volume de l'éprouvette.)

Hooks et Goetz [HOO64] ont développé trois types de dilatomètres (c'est à dire trois mélanges différents : eau-glycol, eau et mercure) afin d'étudier la dilatation volumique de plusieurs mélanges bitumineux. Cette étude porte sur des échantillons cylindriques de 101 mm de diamètre et de 64 mm de hauteur. La gamme de températures est comprise entre -30 et 30 °C. La dilatation volumique est linéaire entre - 30 et 15 °C (entre 15 et 30 °C, difficile de conclure du fait de soucis expérimentaux), elle est de l'ordre de $70 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Quoiqu'il en soit, le coefficient de dilatation thermique augmente avec la teneur en bitume et dépend de la nature du bitume et des granulats.

Hook et Goetz ont aussi fait des mesures de coefficient de dilatation linéique sur des bétons bitumineux, toujours dans une gamme de température comprise entre - 30°C et 30 °C, sur des éprouvettes parallélépipédiques de 30,48 x 6,35 x 5,08 cm³. Les valeurs obtenues sont comprises entre 13 et 26 $\mu\text{m}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$. Là encore, le coefficient de dilatation thermique semble augmenter avec la teneur en liant.

Burgess & al. [BUR71] ont développé un appareillage constitué d'un comparateur à cadran pour mesurer les déformations thermiques de l'enrobé, sur des éprouvettes prismatiques de 5,8 cm dans une gamme de température comprise entre 20 °C et - 40 °C. Burgess et al. observent une relation linéaire entre la contraction thermique et l'évolution de la température. Les valeurs des coefficients de contractions thermiques obtenus pour trois mélanges sont :

- $22,0 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ pour un mélange à 4,5 ppc de bitume mou et basse viscosité (150/200),
- $19,0 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ pour un mélange à 4,5 ppc de bitume mou et basse viscosité (300/400),
- $20,3 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ pour un mélange à 4,5 ppc de bitume mou et haute viscosité (150/200).

En conclusion, les différences sur les coefficients de contraction thermique ne sont pas significatives entre les classes et types de bitumes testés.

Littelfield [LIT67] a observé à la fois des dilatations et des contractions thermiques sur des éprouvettes de bétons bitumineux (parallélépipédiques 7,62 x 7,62 x 406 mm³) dans un cycle de variation de température. Les résultats montrent une variation linéaire de la contraction et de la dilatation en fonction de la température entre -18 et 10 °C ; dans cet intervalle, ce coefficient (dilatation et contraction) est compris entre $13,2 \cdot 10^{-6}$ et $16,3 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ et dépend des paramètres de formulation. Les valeurs trouvées sont plus faibles que celles des autres essais cités plus haut, mais ceci est sans doute lié à l'expérimentation et le fait que l'éprouvette ne soit pas suffisamment libre lors de sa dilatation. Entre 20 et 60 °C, les dilatations sont faibles. Littelfield explique ce phénomène en comparant le comportement du béton bitumineux à un fluide dans cette gamme de température, il s'étend à travers les vides et ne contribue pas à la dilatation totale du barreau d'enrobé. Ainsi, dans cette fourchette de température, la contraction est plus importante que la dilatation.

Stoffel et Kwada [STO96] ont étudié la contraction thermique du béton bitumineux avec des jauges de déformation à résistance électrique pour des températures allant de 0 °C à - 25 °C sur des éprouvettes cylindriques de 15,24 cm de diamètre et de 5,1 cm de hauteur provenant de carottage de chaussées existantes. Les contractions sont mesurées après chaque incrément de température de - 5 °C :

- la contraction thermique de l'enrobé varie linéairement avec la température dans l'intervalle de 0 à - 25 °C
- les valeurs de coefficients de contraction thermiques des différents échantillons sont compris entre $13,3 \cdot 10^{-6}$ et $29,7 \cdot 10^{-6} \mu\text{m}/\text{m} \cdot ^\circ\text{C}$

2.3.3. Principe de la méthode du calcul des amplitudes thermiques

Les sollicitations thermiques doivent prendre en compte les variations de température à l'échelle du mois et à celle de la journée. En effet, en tenant compte du comportement viscoélastique du béton bitumineux, il est possible d'affirmer que les variations de températures sur des échelles de temps différentes n'auront pas le même impact sur le comportement du béton bitumineux. La variation de température mensuelle est donnée par la variation de température moyenne sur le mois considéré. La simulation de cette température nous donne l'état initial de distribution de température dans le corps de la chaussée. La faible vitesse de variation de cette sollicitation permet de considérer que la couche de roulement, en béton bitumineux, verra ses contraintes complètement relaxées compte tenu de son caractère viscoélastique. Les variations de températures moyennes mensuelles en surface de chaussée sont simulées par des rampes (une droite de pente négative ou positive traduisant l'évolution des moyennes mensuelles).

Les sollicitations journalières sont des fonctions sinusoïdales construites à partir des évolutions de températures en surface de chaussées calculées selon le *tableau II.1*. Cette valeur peut être centrée ou décentrée par rapport à la valeur de la moyenne mensuelle.

Il est nécessaire de bien prendre en compte ces deux échelles de variations, ondes journalière et mensuelle, car elles ne vont pas agir sur les mêmes couches de la structure. En effet, une variation journalière affectera les 30 ou 40 premiers centimètres de la structure avec un déphasage de cinq à six heures en pointe de fissure (c'est à dire à environ 5 à 10 cm de la surface) et une amplitude diminuée. Au contraire, les couches basses seront affectées par des variations de température sur des échelles plus longues (mensuelles), mais l'amplitude des variations s'affaiblit plus on s'enfonce dans la structure.

L'objectif est la détermination du temps de remontée de la fissure au travers de la couche d'enrobé, en fonction du climat dans lequel la structure routière est située.

Nous avons considéré que seules les ouvertures de fissures contribuent à la propagation de la fissure. Cela revient finalement, à considérer les températures minimales en fonction de la température moyenne mensuelle, mais l'histoire des variations de température est bien pris en compte.

2.3.4. Maillage

La configuration initiale du calcul est le joint prêt à fonctionner, c'est à dire la fissure transversale dans la couche de grave traitée existe (le Joint Actif[®] a fonctionné). De plus, l'existence d'un défaut initial est supposée en fond de couche de béton bitumineux (*figure II.5 et II.4*) ; ce défaut initial concentre les efforts et joue un rôle déterminant sur la propagation de la fissure.

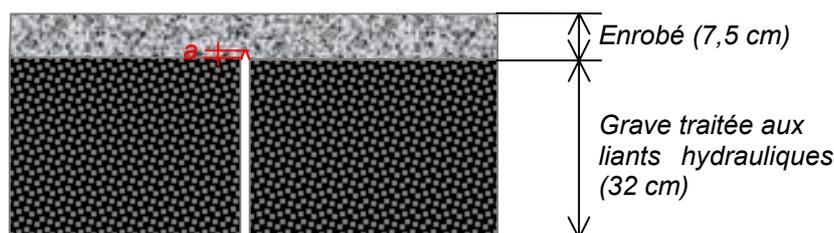


Figure II.5 – Structure modélisée avec l'existence d'un défaut initial en base de couche de roulement

Il est possible de contester la validité de l'existence de ce défaut, mais d'un autre côté, l'enrobé est suffisamment non homogène pour constituer une telle hypothèse : un vide, une interface liant-granulat ou encore un défaut dû au compactage [MOL83].

2.3.5. Modèle mécanique - Principe du calcul

Notre approche dans cette partie est purement élastique, grâce à quoi nous pouvons nous permettre de superposer des sollicitations dites à l'échelle du jour et du mois. Les distributions de températures dans le corps de la chaussée servent de chargement au modèle mécanique. Par hypothèse, les couches sont parfaitement collées aux interfaces (considérées comme lors d'un dimensionnement avec Alizé-LCPC). Afin de conduire ces calculs, il est important de connaître le module et le coefficient de Poisson des différents composants de la structure pour des sollicitations lentes (qui vont jouer sur

le module de l'enrobé). Van der Poels et les abaques de Shell permettent de calculer le module élastique d'un béton bitumineux à une fréquence donnée, connaissant les caractéristiques du bitume, la teneur en liant et le pourcentage de vides. Malheureusement, pour des vitesses de sollicitations aussi lentes, l'extrapolation reste hasardeuse. En revanche, il est communément pris dans la littérature [PET94, NEJ92] un module de 100 MPa ; valeur que nous avons également retenue ici. Des outils de traitement numérique [DES81, PET94] permettent d'accéder aux cycles des facteurs d'intensité de contrainte en pointe de fissure. Les amplitudes de variations de ces facteurs ($\Delta K_I = K_I^{Max} - K_I^{min}$) sont comptabilisées (N , nombre de cycles) et injectées dans une loi de Paris [PAR61] (II.2) afin d'accéder à la vitesse de fissuration recherchée (da/dN).

$$\frac{da}{dN} = A \cdot (\Delta K)^n \quad (II.2)$$

où A et n sont les coefficients de la loi de Paris établis à partir des travaux de Neji [NEJ92] et a est la longueur fissurée.

Comme nous l'avons vu au chapitre précédent, l'essai sur le fissuromètre E/G de Néji, permet d'obtenir une longueur de fissure en fonction du nombre de cycles N (figure II.6) pour une température donnée (l'essai se déroulant à température constante).

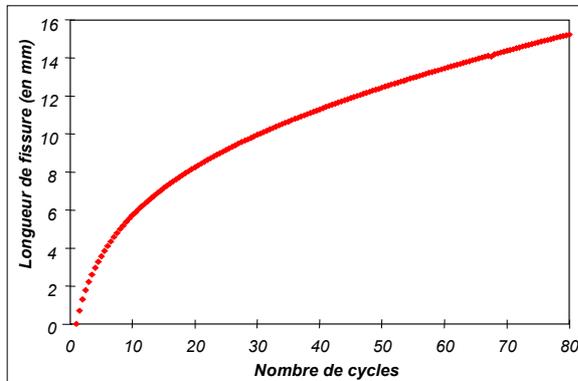


Figure II.6 – Evolution de la longueur fissurée en fonction du nombre de cycles N

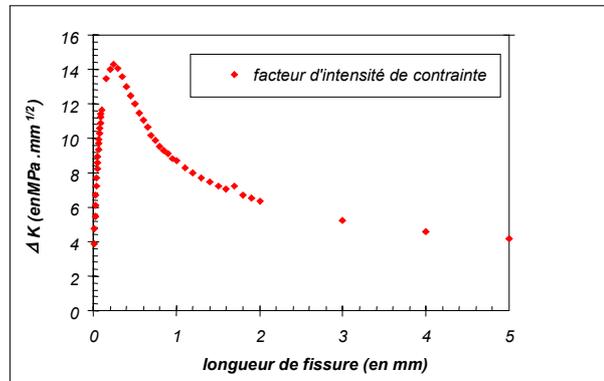


Figure II.7 – Evolution du facteur d'intensité de contrainte et de la vitesse de propagation de fissure en fonction de la longueur fissurée

Grâce à une combinaison des deux résultats présentés en figure II.6 et II.7, il est possible d'identifier les paramètres de la loi de Paris (formule II.2), figure II.8.

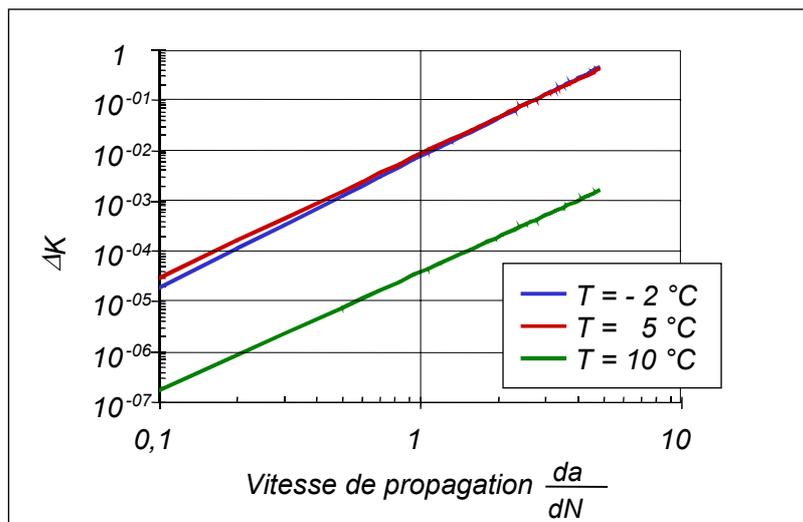


Figure II.8 – Représentation des droites de fatigue pour un béton bitumineux aux trois températures de -2, 5 et 10 °C

Les trois températures reprises sur le graphique ci-dessus sont celles testées par Néji dans son étude. Bien que ce nombre soit malheureusement faible, il faut noter toutefois une différence de tendance en fonction de la température. La variation sur la pente reste faible (reprise par le paramètre puissance n), mais évolue toutefois dans le sens d'une propagation plus lente si la température croît. Le coefficient A semble être peu influencé par la température lorsque celle-ci est inférieure à 5 °C. La vitesse de propagation sera d'autant plus rapide que la température est faible. Les paramètres de la loi de Paris pour les trois températures - 2°, 5° et 10° C sont donnés dans le *tableau II.3*.

Température (°C)	A	n
- 2	$7,47.10^{-3}$	2,59
5	$8,48.10^{-3}$	2,46
10	$3,88.10^{-5}$	2,36

Tableau II.3 – Coefficient de la loi de Paris en fonction de la température

Les essais de Néji ayant été effectués avec seulement 3 températures différentes, il est difficile de parler d'une température transitoire dans le comportement en fatigue du matériau bitumineux (à basse température et à température modérée) ; toutefois des études réalisées en traction (donc avec une vitesse de chargement plus élevée) par Scarpas [SCA97], font état de l'existence d'une température de transition dans le comportement de matériau bitumineux autour de 10 °C.

Quoiqu'il en soit, les tendances d'évolutions des coefficients A et n de notre loi de Paris (*tableau II.3*) en fonction de la température et pour des fréquences de sollicitations relativement faibles sont également observées par Molenaar [MOL83] et Jacobs [JAC95].

2.4. RESULTATS

L'objectif de cette modélisation est de réussir à prédire la vitesse de propagation due aux effets thermiques. L'étude a été menée afin d'étudier indépendamment deux paramètres qui agissent sur le processus de croissance de la fissure (vers une taille limite de fissure, au delà de laquelle il sera estimé que le processus de croissance de la fissure est pilotée par un autre chargement que les variations thermiques, à savoir les charges roulantes) :

- le climat
- le pas de fissuration.

Nous avons choisi trois climats différents et représentatifs du territoire Français : Besançon, Brest et Nice.

2.4.1. Evolutions de températures

A partir des relevés météorologiques, il est possible de calculer la température en surface de chaussée, comme nous l'avons présenté au paragraphe précédent ; les *tableaux II.4* et *II.5* présentent un comptage des amplitudes observées et la température moyenne mensuelle en surface de chaussée pour les régions de Besançon et Nice.

Tmax	<-10	<-5	<0	<0	<5	<5	<5	<10	<10	<10	<10	<15	<15	<15	<15	<20	<20	<20	<20	<25	<25	<25	<25	<25	<30	<30	<30	<30	<30	>30	moy.
Tmin	<-15	<-10	<-10	<-5	<-10	<-5	<0	<-10	<-5	<0	<5	<-5	<0	<5	<10	<-5	<0	<5	<10	<15	<0	<5	<10	<15	<20	<5	<10	<15	<20	<25	moy.
mars	0	0	0	0	0	0	1	0	0	3	0	0	3	1	0	0	2	4	2	0	1	4	4	1	0	0	5	0	0	0	12,9
avr.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	2	2	0	0	1	5	0	0	0	7	3	0	0	18,7
mai	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	5	6	0	0	19	25,3
juin	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	2	4	1	0	21	27,8
juil.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	3	0	0	26	28,5
août	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	2	1	0	25	29,1
sept.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0	0	0	4	5	0	0	0	6	1	0	9	19,8
octo.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	4	3	0	0	4	8	1	0	0	0	3	0	0	1	3	0	0	12,3
nov.	0	0	0	6	0	2	2	0	0	5	4	0	0	7	1	0	0	0	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	4,0
dec.	0	0	0	0	1	5	0	0	2	13	0	0	2	7	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4,4
jan.	0	0	0	2	0	2	6	0	0	3	11	0	0	3	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,5
fev.	0	0	0	0	0	1	4	0	0	7	8	0	1	1	4	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5,0

Tableau II.4 - Amplitude de variation des températures de surface pour la région de Besançon (mars 93 - février 94)

Tmax	<-10	<-5	<0	<0	<5	<5	<5	<10	<10	<10	<10	<15	<15	<15	<15	<20	<20	<20	<20	<25	<25	<25	<25	<25	<30	<30	<30	<30	<30	>30	moy.	
Tmin	<-15	<-10	<-10	<-5	<-10	<-5	<0	<-10	<-5	<0	<5	<-5	<0	<5	<10	<-5	<0	<5	<10	<15	<0	<5	<10	<15	<20	<5	<10	<15	<20	<25	moy.	
mars	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3	0	0	0	4	2	0	3	11	0	0	1	6	0	0	0	15,5	
avr.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	3	0	0	2	2	1	0	6	2	0	0	13	20,6
mai	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1	0	0	0	0	0	28	28,5
juin	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	29	34,4	
juil.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	30	34,5	
août	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31	35,4	
sept.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2	0	0	2	2	0	23	27,1	
octo.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	4	0	0	0	5	3	0	0	9	3	0	18,7	
nov.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	2	0	0	1	10	9	0	0	3	2	0	0	0	0	0	0	12,9	
dec.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	2	7	0	0	0	16	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	12,4	
jan.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	8	0	0	0	19	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	11,8	
fev.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	2	3	0	0	2	7	2	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	7,2	

Tableau II.5 - Amplitude de variation des températures de surface pour la région de Nice (mars 93 - février 94)

2.4.2. Propagation de fissure

En parallèle à la figure II.7, il est possible de tracer pour une longueur de fissure donnée, la vitesse de propagation de la fissure $\frac{da}{dN}$ dans des conditions particulières fixées (pas de pré-fissuration de 2m et

une amplitude de variation de température en surface de chaussée de 20 °C). L'observation de l'évolution du facteur d'intensité de contrainte en mode I (K_I) en fonction de la croissance de la fissure augmente pour une longueur de fissure inférieure à 0,5 mm puis décroît pour une longueur supérieure à cette limite. La vitesse de propagation suit le même schéma (figure II.9) ; c'est à dire que la vélocité de propagation de la fissure, sous variation de températures, est plus importante pour une fissure de faible longueur. En anticipant un peu sur les résultats qui vont être présentés ci-après, cela aura pour conséquence de se traduire par une forte croissance de la fissure due aux variations thermiques dans le jeune âge de la fissure et d'avoir des effets moindre lors de la propagation de la fissure.

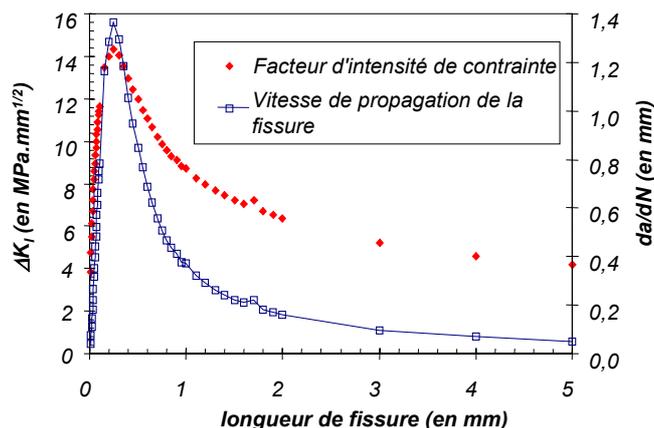


Figure II.9 – Evolution de ΔK_I et $\frac{da}{dN}$ en fonction de la croissance de la longueur de fissure pour un pas de préfissuration de 2 m et un ΔT constant de 20 °C en surface de chaussée.

L'évolution de la longueur de fissure dans le temps est pilotée par les phases d'ouverture de la fissure ; c'est à dire une chute de la température journalière par rapport à la température moyenne mensuelle. Ceci nous permet d'obtenir les résultats présentés en figure II.10 ci-dessous, pour un pas de préfissuration de 2 m.

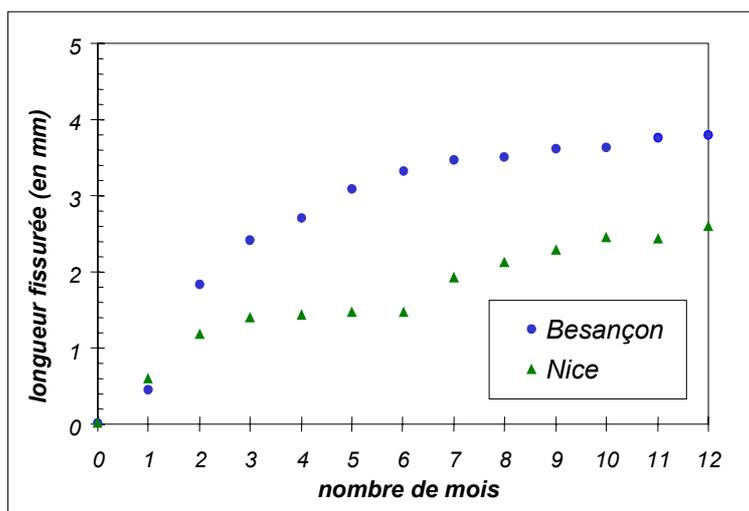


Figure II.10 – Evolution de la longueur de fissure au cours d'une année (mars à février) d'une chaussée préfissurée avec un pas de 2 m.

La croissance de la fissure, sous sollicitations thermiques, est plus forte dans la région de Besançon que celle de Nice. Le "palier" observé sur la courbe de Nice, correspond aux mois de Mai à Août, ce qui semble se rapprocher des observations réalisées dans la région, où une forte reprise de la fissuration a souvent lieu au sortir de l'été (les amplitudes journalières peuvent être importantes).

Pour un pas de fissuration de 2 m, une tendance à la stabilisation de la propagation par variations thermiques semble se dessiner. Intuitivement, ce palier de stabilisation (soit un arrêt de la propagation de fissure par variation thermique) sera obtenu d'autant plus rapidement que le pas de préfissuration sera faible (c'est à dire des amplitudes d'ouvertures de fissures plus réduites).

La diffusion de la température dans les matériaux de structures de chaussées étant relativement rapide, l'influence de l'ordre d'apparition des cycles thermiques n'a que peu d'influence sur les ouvertures de joints et donc la propagation de la fissure sur un mois.

Le phénomène de propagation n'est pas dicté par les températures extrêmes, mais par les amplitudes de variations de températures.

Ainsi, la simulation de mêmes cycles de températures peut être regroupée et il est aisé d'appliquer une loi de Miner pour sommer les effets d'une même amplitude thermique.

2.4.3. Constructions d'abaques

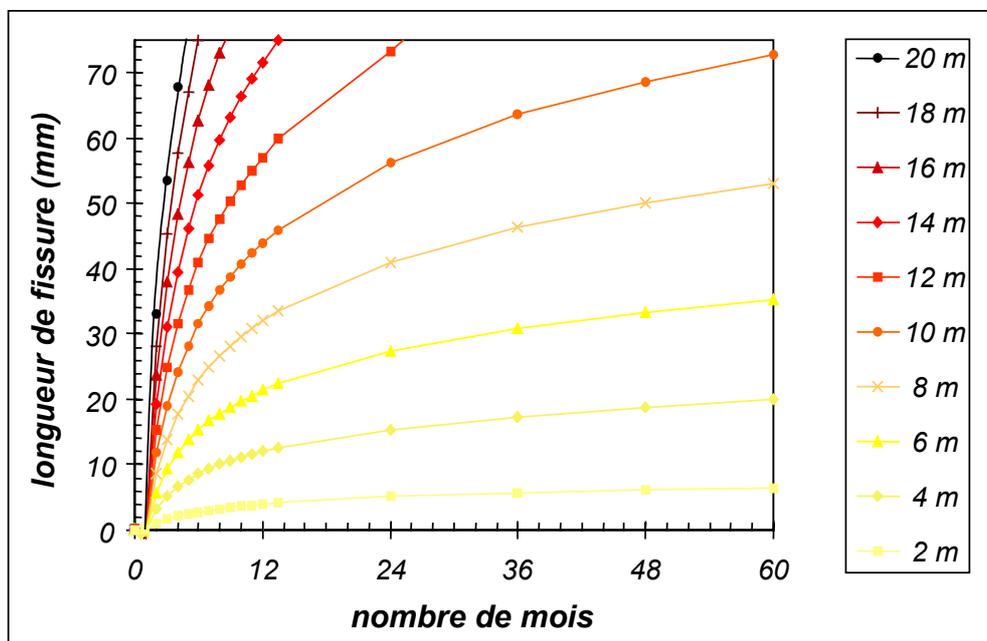


Figure II.11 – Evolution de la longueur fissurée en fonction du temps pour différents pas de préfissuration dans la région de Besançon [LAV98₁]

Les 75 mm maxima de la longueur de fissure correspondent à la hauteur de la couche de béton bitumineux mise en place. La vitesse de propagation est fortement liée au pas de préfissuration de la structure ; plus le pas de préfissuration est important plus l'amplitude d'ouverture de la fissure, pour une même amplitude thermique, sera importante.

Pour un pas de préfissuration de 12 m, dans le climat de Besançon, il est possible de dire que la propagation de la fissure par variation thermique seule, arrivera en surface de chaussée dans les 2 ans suivant la construction de la chaussée.

Avec un pas de fissuration supérieur à 14 m, les variations thermiques seules pourront conduire à une remontée de la fissure en surface dans l'année. Il est bien sûr difficile de se rattacher parfaitement à des observations de chantier, où l'on a généralement un couplage des effets thermiques et du trafic, mais ce pas de 14 m est une limite moyenne de ce que l'on observe sur les chantiers lors de la première apparition de fissure.

Au contraire, avec un pas de fissuration de 2 m, les effets thermiques seuls ne permettront pas une remontée de fissuration jusqu'à la surface.

Néanmoins, quelque soit le pas de préfissuration, il est bien observé qu'il existe une longueur de fissure critique, au delà de laquelle les variations de température ne joueront plus un rôle déterminant dans la propagation des fissures au travers de la couche de roulement ; mais ces variations thermiques auront toujours un rôle sur l'ouverture du joint et donc une influence sur la vitesse du passage des charges roulantes, et ce au travers du transfert de charges.

Cela tend à dire également, que dans un climat où de fortes amplitudes thermiques journalières sont observées, il vaut mieux attendre une forte fissuration de la structure existante (cf des pas de fissurations rapprochés) avant d'entreprendre un rechargement ou entretien.

Le problème étant purement élastique, il apparaît de façon évidente que les épaisseurs de chacune des couches aura une influence sur la vitesse de remontée de fissure en surface, ainsi que le coefficient de dilatation thermique de la couche de grave traitée. En effet, pour cette dernière caractéristique, l'utilisation de matériaux calcaires ou siliceux se traduit par une différence sur le coefficient de dilatation thermique.

Une diminution de la hauteur de la couche de roulement de 50 % augmentera d'autant la vitesse de propagation de la fissure, et donc sa remontée en surface. Diminuer la couche revient à diminuer le chemin de fissuration jusqu'à la surface, mais diminue également le rôle d'écran thermique que peut apporter la couche de roulement. Les amplitudes de variation thermique pénétreront davantage dans la couche de base.

De même, une diminution de la couche de grave traitée aura une influence sur la rapidité de la remontée de fissure en surface. (Une diminution de 32 à 28 cm de cette couche entraînera un temps de remontée de fissure supérieur de 10 %, l'explication vient sans doute du fait de sa moindre épaisseur, les températures froides viennent davantage au cœur de cette couche et provoque des ouvertures de fissures plus grandes ; le fond de couche étant plus froid, il s'ouvre davantage.)

A partir des résultats évoqués ci-dessus, il est possible de tracer un abaque de temps de propagation de la remontée de fissure en fonction du climat, pour une aide au choix du pas de préfissuration des chaussées Joints Actifs®.

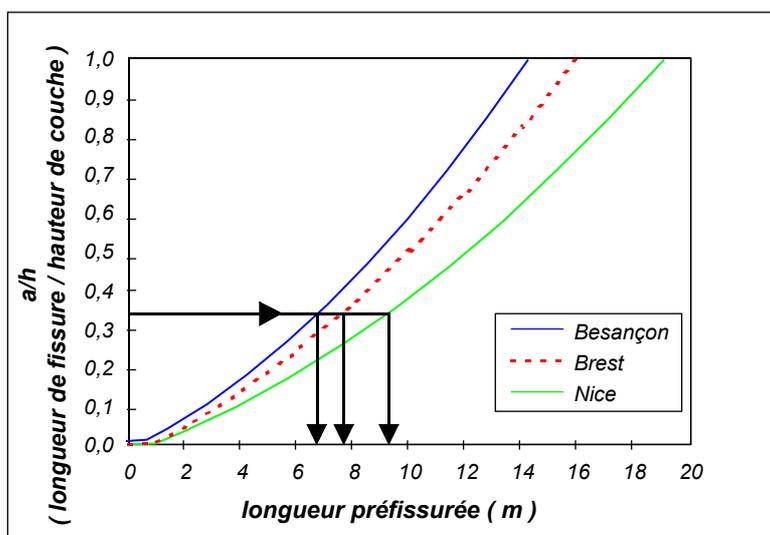


Figure 11.12 – Courbes de propagation de fissure, pour une année, en fonction de la longueur du pas de préfissuration pour les 3 climats (Besançon, Brest et Nice) pour une chaussée type Joints Actifs® (75 mm de BB et 32 cm de grave traitée)

La littérature est plutôt unanime pour confirmer que l'effet dominant qui initie et propage la fissure au jeune âge sont les effets thermiques. C'est pour cette raison que nous nous sommes limités à une durée aussi courte que celle d'un an. La figure 11.12 représente un abaque d'aide à la décision, c'est à dire compte tenu de la propagation de la fissure que l'on va (ou peut) s'autoriser, il est possible de choisir un pas de préfissuration.

Il faut bien voir que la représentation considère une couche de surface de 75 mm, si celle ci devait être réduite ou augmentée, il faudra en conséquence apporter un coefficient correcteur sur le pas de préfissuration.

$$\left(\frac{a}{h}\right)_{\text{corrigé}} = \left(\frac{a}{h}\right)_{\text{visé}} \times \frac{\text{épaisseur de la couche de roulement (mm)}}{75} \quad (11.3)$$

Cette méthode pourrait tout aussi bien s'appliquer dans le cas où l'on souhaite faire un rechargement ou un entretien de structure, dans le cas où le pas de fissuration est connu, la lecture de l'abaque dans l'autre sens permet de faire une évaluation de l'épaisseur de la couche à mettre afin de ne pas avoir une remontée de la fissure d'une certaine hauteur par les effets thermiques seuls.

2.5. CONCLUSION SUR LA MODELISATION ELASTIQUE EQUIVALENTE

Ce travail s'inscrit en réponse à une demande d'entreprise : qui est d'optimiser le pas de préfissuration d'une structure semi-rigide. Nous pouvons ajouter en plus, l'optimisation de l'intervention d'une

opération de rechargement ou d'entretien d'une structure fissurée (souple, rigide ou semi-rigide), dont la problématique vis à vis de la thermique est relativement semblable.

L'hypothèse de ce travail est de considérer que les variations thermiques vont être à l'origine de la propagation de fissure au jeune âge. Comme nous l'avons vu avec les résultats du paragraphe précédent, les effets thermiques, seuls, ne peuvent pas conduire à la fissuration totale de la couche de surface (sauf cas d'amplitude thermique élevée, pas de préfissuration trop grand ou encore sous dimensionnement de cette couche de surface).

Le dimensionnement français actuel, occulte complètement ces effets thermiques. Ceci a pour conséquence de pénaliser l'utilisation des structures semi-rigides, car leur tendance à la fissuration thermique est connue, mais aucun outil ne permet de quantifier réellement le dommage qui en découlera.

De plus, dans le cas de rechargement ou d'entretien, on note qu'il vaut mieux "attendre" que la structure existante soit fortement fissurée (cf avec des pas rapprochés) afin de limiter l'influence des variations thermiques sur la couche qui vient en réparation.

L'étude présentée dans ce chapitre est restreinte à des cas particuliers :

- structure semi-rigide donnée,
- 3 climats différents,

mais il est raisonnable d'envisager un calcul automatique pour répondre à "tous" les cas de figure qui se présentent.

Un travail préalable reste à faire : renseigner une base de données de température. Il est même possible de pousser l'analyse plus en avant et de différencier :

- hiver rigoureux et exceptionnel,
- hiver "classique",

qui restera un choix pour l'utilisateur de faire sa simulation dans la configuration souhaitée, afin de mieux évaluer pour lui le risque d'un hiver exceptionnel.

Les données nécessaires pour renseigner cette base de données sont les températures minimales et maximales de l'air, journalières et mensuelles, ainsi que le rayonnement solaire global par jour. Ces valeurs permettront de calculer les évolutions de températures en surface de chaussées.

L'alimentation de cette base de données est le pré-requis à la réalisation d'une automatisation du calcul de propagation de fissure. La phase de programmation de cet outil d'aide à la décision reste à faire, mais en voici l'organigramme général :

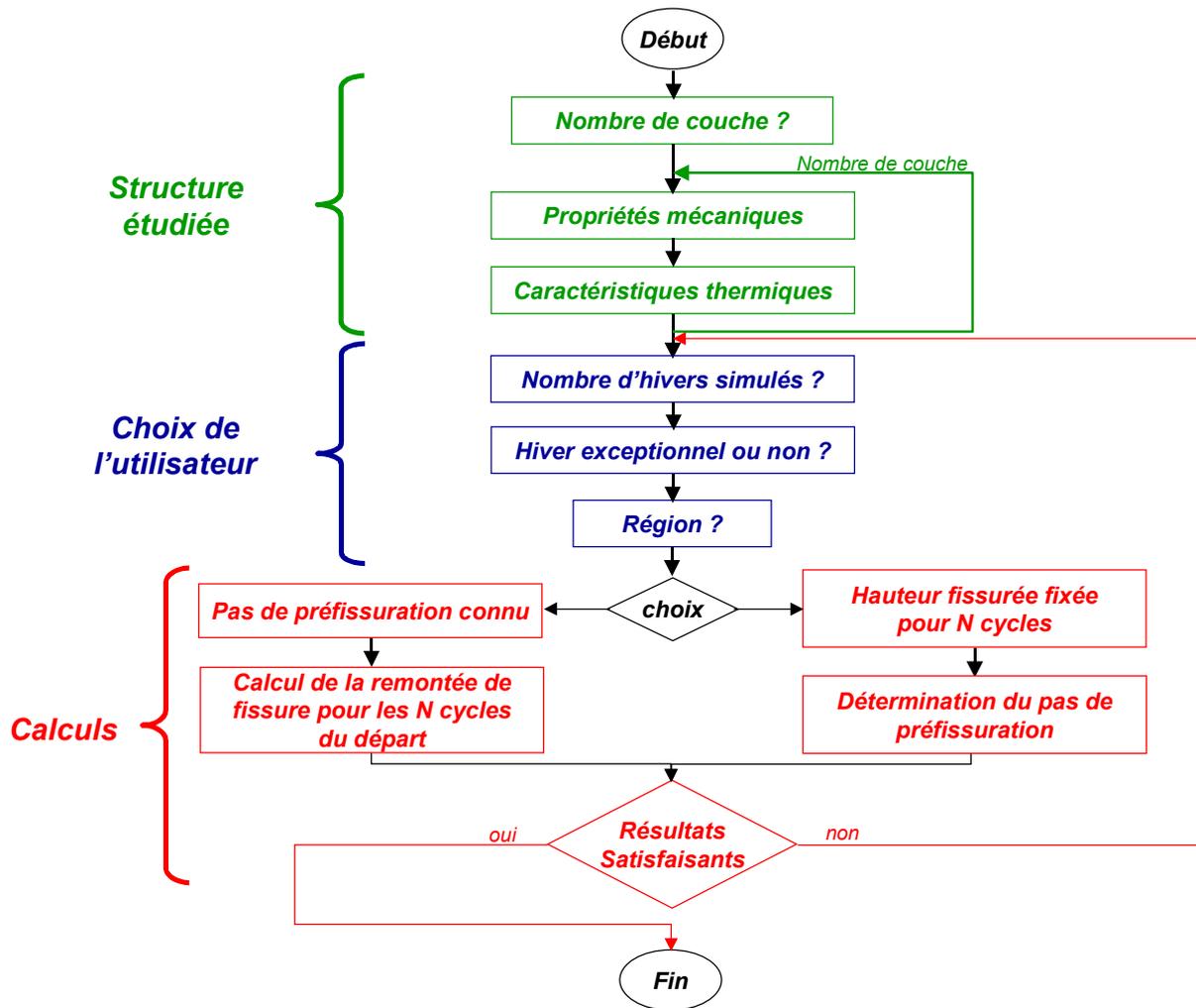


Figure II.13 – Organigramme général pour le calcul de la propagation de fissure par variation thermique

3. MODELISATION THERMOVISCOELASTIQUE

Il faut naturellement rester modeste sur l'analyse présentée ci-dessus, mais également réaliste par rapport aux outils existants actuellement. Bien sûr le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux et sa dépendance vis à vis de la température ne sont plus à démontrer ; mais la prise en compte dans l'analyse des structures routières reste marginale. Il faut pour s'en convaincre, regarder la méthode de dimensionnement française, où le module de l'enrobé est fixé pour une température et une fréquence données. Les effets des variations de températures ne sont pas pris en compte ; l'analyse élastique équivalente s'inscrit dans une meilleure évaluation du comportement global des bétons bitumineux (cette approche reste de plus très bonne dans les températures basses voire moyennes). De plus, il faut bien voir qu'en entreprise les outils (tant en moyens expérimentaux d'identification ou moyens de calculs) ne sont pas toujours disponibles pour mener une approche autre qu'élastique. Malgré tout, l'étape suivante de l'amélioration consiste à modéliser le comportement thermo-viscoélastique des enrobés bitumineux ; c'est l'objet de ce chapitre.

La conception des structures routières demande des outils prévisionnels permettant de dicter les rythmes de réfection dans la vie de l'ouvrage. Or jusqu'à aujourd'hui, les calculs par éléments finis sont généralement obtenus en introduisant des modules élastiques d'enrobés de 100MPa adoptés par expérience, par la communauté. Ainsi, il s'avère que cette valeur est choisie indépendamment de la sollicitation mécanique, de la température et de sa distribution dans les différentes couches. Pourtant, le béton bitumineux, principal composant des structures routières, est un des matériaux du Génie Civil qui hérite des propriétés viscoélastiques les plus fortes. Afin de proposer des outils compatibles avec le comportement réel du matériau, il est nécessaire d'introduire le caractère viscoélastique et thermique dans une loi de comportement adaptée. En ce qui concerne la viscoélasticité, les approches par équivalences élastiques ont fait l'objet de développements qui trouvent leurs limites face à des géométries et chargements complexes et présentent des difficultés lors du couplage des effets thermiques. Car si ces derniers induisent un retrait ou une dilatation, ils influent fortement sur les caractéristiques viscoélastiques. Des approches, dans le domaine temporel, ont prouvé leur puissance de résolution dans l'étude de structures routières multicouches mais en occultant la distribution et les gradients thermiques, [GHA 95.a] [DUB 97]. Le travail présenté propose une approche semblable tout en introduisant, simultanément, la dilatation et la dépendance instantanée et différée de la température sur une loi de comportement viscoélastique, appliquée dans un domaine linéaire et pour des matériaux qui obéissent au principe d'équivalence temps/température ; ce qui a été montré pour le béton bitumineux.

Nous rappelons brièvement le comportement thermoviscoélastique linéaire en fixant les hypothèses légitimées par l'expérimentation sur le béton bitumineux.

Basée sur une approche thermodynamique, une formulation incrémentale est développée en représentant les caractéristiques viscoélastiques par un modèle de Kelvin Voigt généralisé. Cette formulation, introduite dans un code aux éléments finis, permet de stocker, à moindre frais, l'héritage mécanique et thermique propre au comportement viscoélastique.

Une validation numérique est ensuite proposée en étudiant, plus particulièrement, des chargements sévères en température ; ce qui est l'aspect nouveau du développement réalisé (La majeure partie de ce travail ayant été développé par F. Dubois et M. Arfaoui [DUB99] au laboratoire de Génie Civil d'Egletons, la présentation détaillée du modèle figure en *annexe A*).

Cet outil a davantage été développé, dans un premier temps, afin de valider l'approche élastique équivalente, mais également en vue d'enrichir la base de donnée sur les caractéristiques thermiques (module principalement) de l'enrobé toujours en vue de l'approche élastique équivalente qui reste plus simple dans l'optique d'une utilisation de ce modèle en entreprise.

Le travail, purement numérique, est appliqué au matériau béton bitumineux en présentant une simulation de retrait empêché. Il est plus particulièrement développé les algorithmes de détermination des caractéristiques thermoviscoélastiques du matériau en utilisant les résultats expérimentaux généralement utilisés pour ce matériau.

Enfin, une simulation du comportement d'une structure routière, plus réaliste, présentant différentes couches montre les progrès réalisés par ce travail en tenant compte des variations mécaniques et thermiques tout en introduisant l'évolution inertielle de la température au coeur du matériau.

Ce travail nous a permis d'étudier des structures multi-couches avec des chargements thermiques complexes dans l'optique de rester évolutif afin d'appliquer un jour des chargements mécaniques.

3.1. MODELE THERMOVISCOELASTIQUE – MODELE DE KELVIN VOIGT GENERALISE

Le béton bitumineux est un matériau qui obéit à un comportement viscoélastique dont l'élasticité est liée au type de granulats tandis que la viscosité est induite par la présence de bitume dont les caractéristiques dépendent fortement de la température. La linéarité du comportement dépend du niveau de contrainte dans le matériau. Pour traduire cette propriété, Huet [HUE63] a proposé un modèle rhéologique composé d'un ressort en série avec deux amortisseurs paraboliques qui traduisent une équivalence temps/température constatée expérimentalement. En effet, il est montré que la température accélère le fluage sans en augmenter les déformations à long terme. De plus, les variations de températures génèrent le phénomène de dilatation/retrait pouvant provoquer un processus de fluage thermique. Si ε_{ij} et σ_{kl} désignent les composantes respectives des tenseurs de déformations et de contraintes, le couplage thermo-viscoélastique se traduit par la formulation intégrale suivante :

$$\varepsilon_{ij}(t) = \int_0^{\xi} J_{ijkl}(\xi - \xi') \cdot \frac{\partial \sigma_{kl}}{\partial \xi'} d\xi' + \int_0^{\xi} \alpha_{ij}(\xi - \xi') \cdot \frac{\partial \theta}{\partial \xi'} d\xi'$$

avec

$$\xi - \xi' = \int_{t'}^t \frac{d\tau}{a_T(\tau)} \quad (11.4)$$

J_{ijkl} et α_{ij} sont les composantes des tenseurs de fluage mécanique et thermique. θ est la température mesurée à partir d'une température de référence. ξ et ξ' sont induites du principe d'équivalence temps/température et sont calculées via une fonction de translation a_T déterminée expérimentalement.

Afin d'introduire la loi de comportement, définie par la relation (11.4), il est nécessaire d'effectuer une discrétisation des deux intégrales afin de contourner l'effet mémoire qui leur est caractéristique. Ainsi, à partir de la connaissance des déformation à l'instant t_{n-1} , sa mise à jour à t_n se fait de la façon suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}(t_{n-1}) + \int_{\xi_{n-1}}^{\xi_n} J_{ijkl}(\xi - \xi') \cdot \frac{\partial \sigma_{kl}}{\partial \xi'} d\xi' + \int_{\xi_{n-1}}^{\xi_n} \alpha_{ij}(\xi - \xi') \cdot \frac{\partial \theta}{\partial \xi'} d\xi' = \Delta \varepsilon_{ij} \quad (11.5)$$

Cette discrétisation temporelle implique le calcul de $\Delta \varepsilon_{ij}$. Or, l'utilisation du modèle de Huet ne permet pas d'effectuer cette opération. Pour contourner ce problème, nous employons un modèle de Kelvin Voigt généralisé dont l'utilisation d'amortisseurs linéaires permet d'avoir un comportement rhéologique très proche du modèle approprié, figure 11.14.

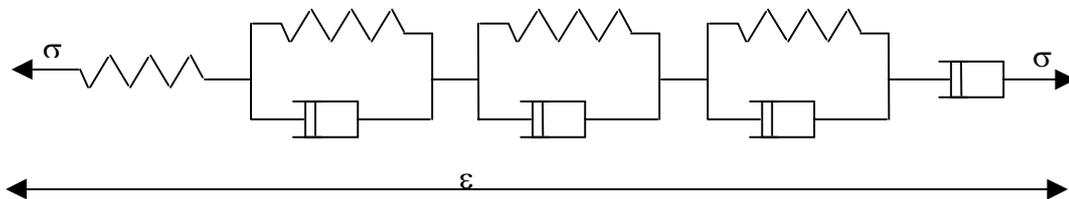
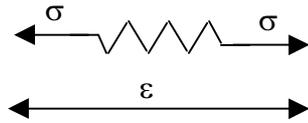


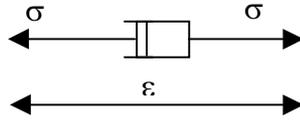
Figure 11.14 – Modèle de Kelvin Voigt généralisé

Les amortisseurs intègrent la thermo-activation tandis que les ressorts ont un comportement thermoélastique (élasticité linéaire + dilatation thermique).



$$\epsilon = \frac{\sigma}{k} + \alpha \cdot \theta$$

(II.6)



$$\dot{\epsilon} = \frac{\sigma}{\eta_0 \cdot a_T}$$

En introduisant les relations (II.6) dans les expressions intégrales (II.5), nous obtenons :

$$\Delta \epsilon_{ij} = M_{ijkl} \cdot \Delta \sigma_{kl} + \tilde{M}_{ij} \cdot \Delta \theta + \tilde{M}_{ij}^{\sigma} + \tilde{M}_{ij}^{\theta} \quad (II.7)$$

où M_{ijkl} et \tilde{M}_{ij} définissent l'évolution de la déformation provoquée par une variation du chargement mécanique $\Delta \sigma_{kl}$ et de la température $\Delta \theta$. Les histoires, propres au fluage mécanique et thermique, sont stockées dans les tenseurs de composantes respectives \tilde{M}_{ij}^{σ} et \tilde{M}_{ij}^{θ} dans l'incrément de temps considéré, la relation (II.7) est comparable à une loi de comportement thermoélastique dont le premier terme de droite correspond à la déformation provoquée par le chargement mécanique tandis que les trois autres termes désignent des déformations initiales. Cette remarque simplifie l'implantation dans un code de calcul aux éléments finis en déterminant un chargement équivalent provoquant ces déformations libres initiales. Un complément d'informations à ce sujet se trouve dans les travaux publiés par [GHA95] et [DUB98].

3.2. APPLICATION DU MODELE THERMO-VISCOELASTIQUE AUX BETONS BITUMINEUX

Afin d'appliquer, au béton bitumineux, le travail numérique présenté ci-dessus, il est primordial, dans un premier temps, de déterminer les caractéristiques thermoviscoélastiques du mélange agrégats/bitume afin d'en déduire les modèles de Kelvin Voigt généralisés à introduire dans le modèle. D'ailleurs, des algorithmes numériques permettent de fixer ces modèles à partir d'essais expérimentaux de fluage, [DUB95]. Cependant, dans la réalité, ces essais demandent un temps expérimental relativement long et sont, actuellement, quasi inexistantes ou réalisés dans des gammes de températures élevées pour lesquelles le processus de fluage est accéléré, [BER96]. Pourtant, une base de données expérimentale est exploitable pour le béton bitumineux mais ces essais sont effectués dans le domaine fréquentiel comme l'essai du module complexe sur éprouvette trapézoïdale, [FRA96]. Pour bénéficier de ce gisement, nous présentons un algorithme permettant de faire le lien entre le domaine fréquentiel et temporel.

3.2.1. Identification des paramètres du modèle

3.2.1.a. Module complexe

Le principe de cet essai a été présenté au *paragraphe 1.2.2*. Les essais sont réalisés dans le domaine fréquentiel, et les grandeurs caractéristiques obtenues sont $|E^*|$ et φ qui représentent, respectivement, la norme et l'angle de phase du module complexe. Expérimentalement, ces valeurs sont dépendantes de la fréquence et de la température de l'essai. L'équivalence temps/température reste vraie dans le domaine fréquentiel, c'est à dire qu'une dilatation de l'échelle des fréquences permet de représenter le module complexe pour toutes les températures expérimentales et ainsi construire une courbe maîtresse de $|E^*|$.

Le calage des résultats expérimentaux dont nous disposons utilisait la fonction de translation a_T pour une température de 10 °C (soit 283 °K) : $a_T = \exp\left[2,51 \cdot 10^4 \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{283}\right)\right]$.

Pour utiliser le modèle de Kelvin-Voigt généralisé, la connaissance de l'évolution de ce module dans le domaine temporel est nécessaire ; le modèle de Huet répond parfaitement à cette exigence. (Le calage des 4 paramètres se fait dans le domaine fréquentiel, puis la fonction inverse de l'expression du module étant connue dans le domaine temporel, ce passage est relativement simple.)

3.2.1.b. Identification des paramètres du modèle de Kelvin Voigt généralisé

Placé, à présent, dans le domaine temporel, il s'agit d'adapter la fonction de fluage $F(t)$, définie par :

$$F(t) = \frac{1}{E_\infty} \left[1 + \delta \frac{\left(\frac{t}{\tau}\right)^k}{\Gamma(k+1)} + \frac{\left(\frac{t}{\tau}\right)^h}{\Gamma(h+1)} \right] \quad (II.8)$$

au modèle de Kelvin Voigt générant le fluage isotherme suivant :

$$\frac{1}{E(t)} = \frac{1}{k^{(0)}} + \frac{t}{\eta^{(\infty)}} + \sum_{m=1}^M \frac{1}{k^{(m)}} \cdot \left(1 - e^{-\lambda^{(m)} \cdot t}\right) \quad (II.9)$$

La courbe de fluage de référence est calculée pour une température de 10°C. L'interpolation est effectuée en employant la méthode de décomposition en fonction spectrale proposée par Dubois, [DUB 95] qui consiste en un découplage de l'effet de chaque cellule de Kelvin Voigt en imposant une suite de temps de relaxation telle que :

$$\frac{\lambda^{(m)}}{\lambda^{(m+1)}} \geq 10 \quad (II.10)$$

La relation (II.9), complétée par l'égalité entre (II.8) et (II.9), induit un système d'équations linéaires dont la taille est proportionnelle au nombre de cellules de Kelvin Voigt utilisés ; ce dernier dépendant du temps global envisagé pour la simulation. En prenant les caractéristiques fréquentielles (II.9), la figure II.15 présente le résultat de l'interpolation.

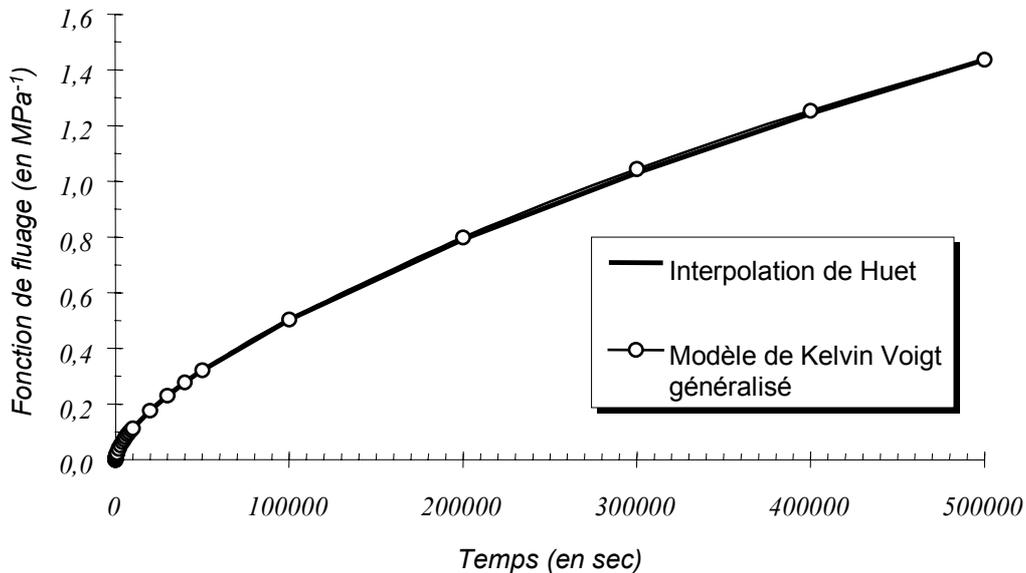


Figure II.15 - Résultats d'interpolation

¹ Γ désigne la fonction d'Euler dont une forme asymptotique est présentée ci-dessous :

$$\Gamma(x+1) = \int_0^\infty t^x \cdot e^{-t} dt \approx x^x \cdot e^{-x} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi \cdot x} \cdot \left(1 + \frac{1}{12x} + \frac{1}{128x^2} - \frac{139}{51840x^3}\right)$$

Le modèle de Kelvin Voigt est composé de quatre cellules élémentaires assurant une bonne interpolation sur une plage de 6 heures. Pour un coefficient de Poisson ν constant de 0.4, les caractéristiques du modèle sont précisées dans le *tableau II.6* :

$k^{(0)} = 31500$	$\eta^{(\infty)} = \infty$
$k^{(1)} = 582$	$\eta^{(1)} = 4896$
$k^{(2)} = 128$	$\eta^{(2)} = 36026$
$k^{(3)} = 40$	$\eta^{(3)} = 111506$
$k^{(4)} = 6,8$	$\eta^{(4)} = 190655$
$k^{(5)} = 2,8$	$\eta^{(5)} = 774232$
$k^{(6)} = 0,3$	$\eta^{(6)} = 440866$

(Les unités de rigidité et de temps sont, respectivement, le MPa et la sec.)

Tableau II.6 - Caractéristiques du modèle de Kelvin Voigt généralisé

Afin de traduire la dépendance du temps de relaxation du modèle, la fonction a_T admet la forme, compatible avec la formule de WLF (William, Landel et Ferry) suivante :

$$\log a_T = \frac{-C_1(T - T_S)}{(T - T_S) + C_2} \quad (II.11)$$

Les coefficients de dilatations sont fixés, d'une façon commune pour tous les ressorts, à une valeur de $3.10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

3.2.2. Simulations du comportement du béton bitumineux pour différents cas de chargements thermiques

Lorsque le béton bitumineux est soumis à une variation de température, il subit des déformations. Si ces déformations sont empêchées, les variations de températures créent des contraintes thermiques. Dans la chaussée, le béton bitumineux présente une configuration où les déformations sont justement restreintes. Dans la gamme des températures hautes observées en France, les bétons bitumineux sont des corps viscoélastiques.

Lorsque la température augmente, les contraintes thermiques créées, de compression, se dissipent par relaxation. Pour des températures basses, les matériaux bitumineux ont un comportement élastique très rigide.

Quand la température décroît, des contraintes de tractions se créent sans pouvoir se dissiper et si elles atteignent la limite de résistance du matériau, elles conduisent à la fissuration.

Plusieurs auteurs ont étudiés ce phénomène et cherché à, et mieux, identifier le comportement de matériaux bitumineux sous sollicitations thermiques.

3.2.3. Simulation du retrait empêché

Monismith et al. [MON65], Fabb [FAB74], Carpenter [CAR83], Arand [ARA87] et Valkering et Jongeneel [VAL91] (pour citer les plus remarquables mais la liste reste à compléter) ont développé leur propre expérimentation pour étudier le comportement des bétons bitumineux sous variations thermiques avec des essais de retraits empêchés. Plus particulièrement, King et al. [KIN93] ont étudié les différences de comportement d'un béton bitumineux fabriqué pour différentes classes de bitume, mais aussi avec des bitumes modifiés avec des concentrations de polymères différentes. Jolivet et al. [JOL93] se sont attardés sur le comportement à la fissuration à basse température. Isacson et al. [ISA97] ont cherché à mettre en évidence les paramètres de formulation et de vieillissement sur le comportement à la fissuration des matériaux bitumineux.

Les essais sont généralement réalisés sur des éprouvettes cylindriques de hauteur et de diamètre variables, selon les essais pratiqués, *figure II.16*. Les tests de retrait empêché consistent en l'application de chargements thermiques ; la température varie de façon contrôlée dans une enceinte. La hauteur de l'éprouvette testée est maintenue constante.

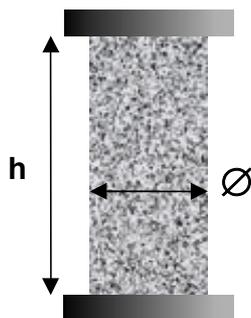


Figure II.16 - Essai du retrait empêché

Shell possède son propre dispositif expérimental. Il s'agit de barreau cylindrique de diamètre 40 mm par 80 mm de hauteur. Des résultats de simulation de variations de températures cycliques sont présentés. C'est donc sur cette expérimentation que nous avons cherché à valider notre modèle thermo-viscoélastique. Cette opération s'est faite en deux étapes : d'une part, en partant de résultats de simulation d'essais, d'autre part à partir de résultats expérimentaux.

Compte tenu des dimensions des éprouvettes (ϕ 40 mm et h 80 mm), nous nous autorisons à faire l'hypothèse qu'il n'existe pas de phénomène transitoire au cœur de l'éprouvette ; la température est la même à cœur que dans le milieu extérieur.

3.2.4. Refroidissement à vitesse constante

Cet essai consiste à mesurer la contrainte thermique créée lors d'un essai de retrait empêché pour des chutes linéaires de températures comprises entre 10 °C et -40 °C avec des vitesses différentes : - 1 °C/heure, -5 °C/ heure et -10 °C/heure.

La figure II.17 met en évidence les résultats de simulations numériques de Neifar [NEI97] en terme de contraintes thermiques mesurées au sein de l'échantillon de béton bitumineux en fonction du temps. L'éprouvette étant de petite taille, l'inertie thermique a été négligée. Ainsi, la température à cœur du bitume est supposée la même que dans le milieu extérieur. La simulation proposée reprend les caractéristiques mécaniques déterminées précédemment.

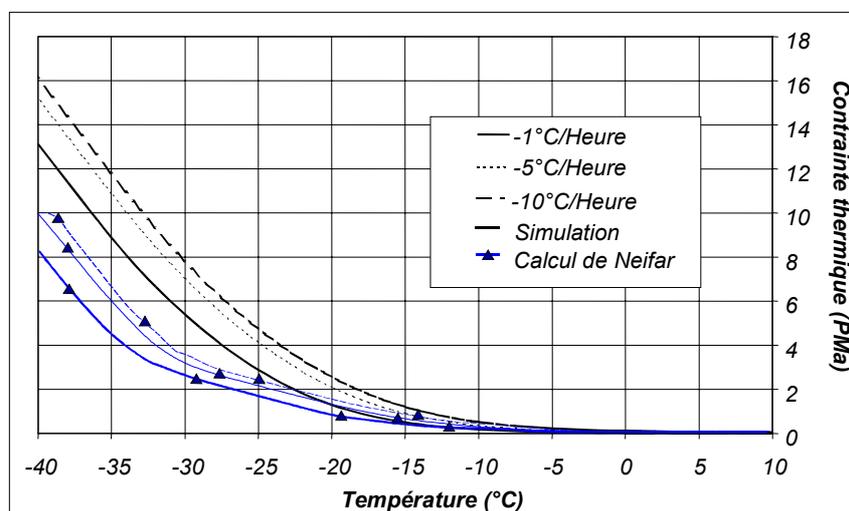


Figure II.17 – Evolution de la contrainte thermique en fonction de la température pour différentes vitesses de refroidissement d'un barreau de retrait empêché

Les formes des courbes obtenues sont similaires à celles des courbes obtenues expérimentalement où numériquement.

La tendance pour laquelle la contrainte thermique est supérieure pour un taux de variation de la température plus grand est bien vérifiée.

3.2.5. Réchauffement à vitesse constante

Une variation linéaire de la température entre -20 °C et 30 °C est considérée avec des vitesses de variation de 1 °C/heure , 5 °C/heure et 10 °C/heure . Les courbes simulant ces variations de températures sont présentées *figure II.18* [NEI97].

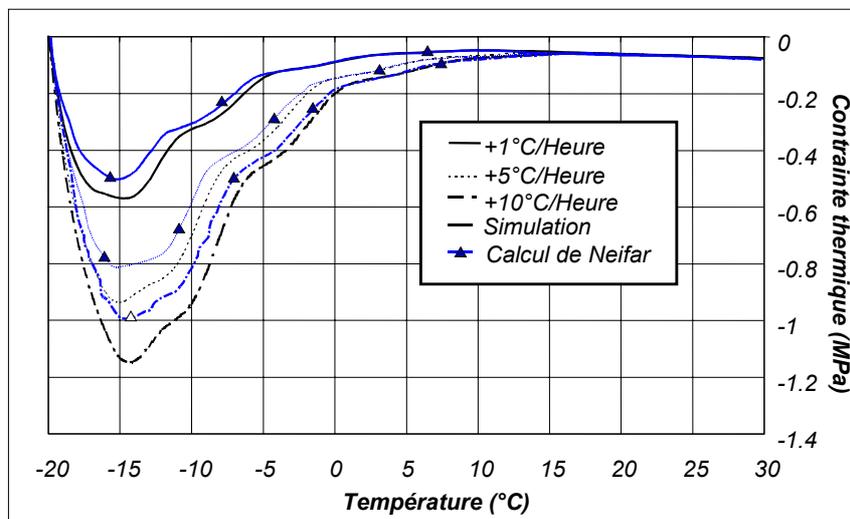


Figure II.18 – Evolution de la contrainte thermique en fonction de la température pour différentes vitesses de refroidissement de la température sur un barreau de retrait empêché

Pour les trois taux de variations de température, les courbes admettent un maximum de contrainte pour une température aux alentours de -15 °C ; au delà de cette température, la contrainte thermique générée est dissipée.

Marciano et Bertaux [MAR97] trouve dans le même type de simulation une courbe plus lissée mais qui passe également par un maximum (pour -10 °C). Les auteurs indiquent que ce maximum est obtenu à la température de transition vitreuse du matériau.

Comme dans le cas du refroidissement, un taux de variation rapide génère des contraintes supérieures. Dans le cas du réchauffement, quelque soit le taux de variation à la fin de l'essai (ici, 30 °C), les contraintes s'annulent, du fait de la relaxation du matériau. Ce que l'on retrouve par la simulation grâce au modèle thermo-viscoélastique.

Les simulations avec notre modèle donnent des résultats satisfaisants. L'allure des courbes est bien reproduite.

De plus, il faut préciser que nous avons pris les caractéristiques du béton bitumineux présentées au *paragraphe 3.2.1.*, car nous ne disposons pas des propriétés mécaniques, ni thermiques de celui testé dans ces deux essais ci-dessus.

Compte tenu des résultats obtenus avec des rampes de températures (croissantes et décroissantes), nous avons également simulé le comportement du béton bitumineux pour des variations de températures cycliques, mais toujours avec la même incertitude sur la connaissance des propriétés du béton bitumineux testé.

3.2.6. Variation cyclique de températures

Une structure de chaussée subit des cycles de températures qui peuvent s'apparenter à des sollicitations sinusoïdales avec une fréquence de 24 heures. Bertaux et al. [BER96] ont réalisé des essais de retrait empêché avec une variation cyclique de températures comprises entre 20 °C et -25 °C sur des bétons bitumineux contenant trois liants différents. La période pour cette expérimentation est de 6 heures. Les résultats des contraintes thermiques obtenus pour ces essais sont présentés en *figure II.19*. Une étude réalisée par Piau et al. [PIA96] et utilisant un modèle discret, mettait en évidence la pertinence d'un comportement viscoélastique linéaire.

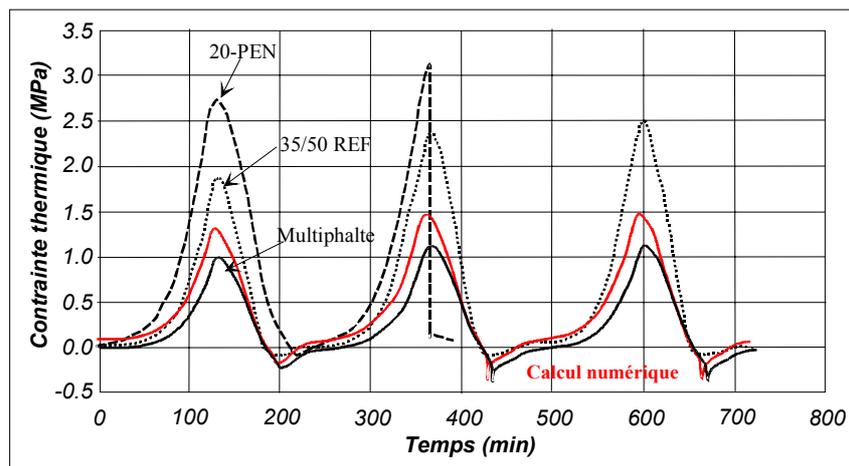


Figure 11.19 – Simulation de la contrainte axiale observée dans l'essai de retrait empêché effectué par Shell

Les résultats obtenus par la simulation numériques sont satisfaisants, d'autant que nous ne disposons pas de la courbe maîtresse des matériaux réellement testés et qu'il s'agit d'une simulation avec les caractéristiques d'un BBSG "classique". L'augmentation, au cours des cycles, de la contrainte maximale observée expérimentalement est bien traduite dans la simulation.

Ces simulations étaient une étape nécessaire en vue de valider la pertinence de ce modèle, avant de poursuivre par l'intégration de ce dernier dans la simulation des influences des variations thermiques journalières et saisonnières dans une structure routière.

3.3. APPLICATION A UNE STRUCTURE MULTICOUCHES

Le modèle a été développé dans le code de calcul CASTEM 2000 qui permet d'effectuer une discrétisation du domaine en différentes zones répondant à un comportement mécanique bien spécifique. Ceci nous a permis d'étudier l'effet des cycles de la température sur l'état mécanique à la base de la couche de roulement d'une structure multicouche, *figure 11.4* du *paragraphe 2.3*. Les interfaces entre les trois couches sont supposées collées, il est imposé une condition de continuité totale des déplacements. Les caractéristiques thermoviscoélastiques du béton bitumineux sont celles présentées ci-dessus pour les simulations précédentes. La plate-forme et la couche de base, en grave ciment, ont un comportement élastique avec des modules d'élasticité respectifs de 80 MPa et de 28000 MPa et des coefficients de Poisson de 0,35 et 0,25.

L'évolution de la température est déterminée de façon découplée, en résolvant l'équation différentielle de la chaleur tout en ignorant des couplages avec l'état mécanique dans la structure. Les conditions aux limites sont imposées par la température périodique (24 heures) en surface et un flux horizontal sur les deux bords de la simulation. La contrainte est mesurée dans le béton bitumineux proche de l'interface avec la grave ciment.

Afin de cerner la dépendance du comportement avec l'évolution de la température, nous proposons d'étudier trois cycles présentant une amplitude et une moyenne bien définie (- 10 à +10 °C, 0 à + 20 °C et - 10 à +30 °C). En parallèle, nous comparons un résultat de calcul thermoélastique équivalent afin d'obtenir la même contrainte maximale en fonction de la température.

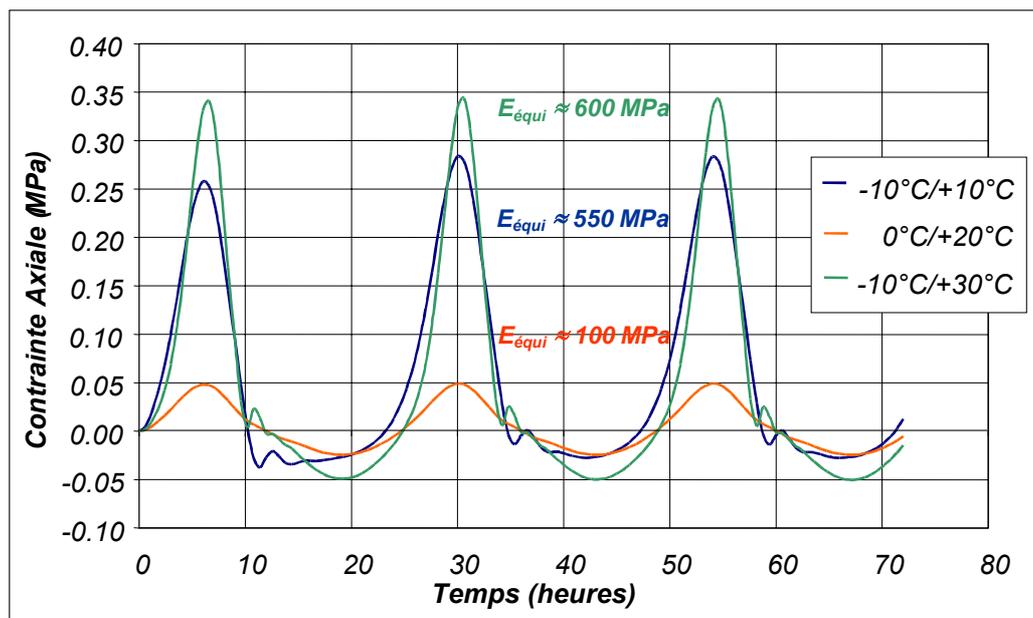


Figure II.20 – Evolution de la contrainte axiale thermique dans une structure multicouche

Le choix de la température minimale est le paramètre essentiel qui pilote l'évolution de la contrainte maximale, résultats présentés à la figure II.20. Il est reporté sur ce graphique, le module élastique équivalent qui permet d'obtenir la même contrainte maximale pour une évolution de température identique. Pour une température de 0 °C, ce module élastique équivalent est proche de 100 MPa, il est plutôt aux alentours de 600 MPa pour une température de - 10°C.

En ce qui concerne la température maximale, mettant le béton bitumineux dans un état de compression, les résultats montrent une très faible dépendance vis à vis de la température.

Enfin, la contrainte de traction la plus défavorable est de l'ordre le 0,35 MPa, ce qui nous permet de rester dans le domaine de linéarité du comportement mécanique du béton bitumineux.

Par contre, n'apparaissant pas sur le graphique, une évolution de température qui représente le climat saisonnier (c'est à dire une très faible fréquence, qui donne la distribution de température initiale dans la structure) a peu d'influence sur le comportement général. En optant pour une température moyenne de 0 °C à 10°C, le module élastique équivalent change peu respectivement de 600 MPa à 500 MPa.

3.4. CONCLUSION SUR LE MODELE THERMO-VISCOELASTIQUE

Les simulations réalisées sur des essais simples (à chargements thermiques parfaitement identifiés) montre la validité de l'approche thermo-viscoélastique. L'intégration de ce modèle de Kelvin Voigt généralisé a permis de mener à bien la simulation du comportement du béton bitumineux sous des variations cycliques de températures dans une structure routière (et donc avec des matériaux aux lois de comportements différents). L'analyse de la propagation de fissure dans le milieu viscoélastique n'a pu être menée à son terme ; mais les résultats obtenus, en premier lieu sur les contraintes développées, sont toutefois déjà fort intéressants.

Le premier point important est la valeur équivalente du module élastique qui mobilise une contrainte de traction équivalente au comportement thermo-viscoélastique.

Températures (°C)		Module équivalent <i>E</i> (MPa)
<i>min</i>	<i>Max</i>	
0	20	100
-10	10	550
-10	30	600

Tableau II.7 – Module élastique équivalent sur une amplitude de variation de température donnée

Ainsi, on note que la valeur du module élastique équivalent de 100 MPa reste une bonne approximation en France.

La valeur du module élastique équivalent n'est pas seulement fonction de la température minimale (du fait sans doute de l'inertie de propagation de la température dans la structure), mais aussi de l'amplitude de variation.

Deuxième point à souligner, l'approche élastique équivalente ne prend en compte que les ouvertures de fissures par rapport à la température moyenne mensuelle dans la propagation de fissure. La simulation viscoélastique nous montre bien ici, que les contraintes maximales sont développées pour les basses températures et que le phénomène de relaxation est bien présent dans les plus hautes températures (même pour des cycles entre -10 °C et 10 °C qui n'est pas une température à proprement parler élevée).

L'augmentation de la contrainte maximale dans le temps sous variation cyclique observée lors de l'essai de retrait empêché est également observé, mais seulement entre le premier et deuxième cycle. La stabilisation est de suite obtenue pour les autres cycles. La diffusion de la température dans les matériaux de structure routière est donc très rapide.

Pour une variation de température entre 0 et 20 °C , le déphasage entre la température minimale et la contrainte de traction maximale est de 1h30, il est légèrement supérieur pour une variation de -10 °C à 30 °C (2h00).

Enfin, une dernière remarque concerne, les valeurs maximales observées qui accréditent davantage l'hypothèse de fatigue thermique plutôt que la fissuration due à une basse température (dans les gammes de températures simulées ici). La contrainte maximale calculée est d'environ 0,35 MPa, pour une variation de températures comprise entre -10 °C et 30 °C (qui correspond aux variations de températures française, hors hiver exceptionnel) ; cette contrainte développée dans le béton bitumineux est en deçà de sa limite à la rupture de traction qui se situe entre 1 et 3 MPa (pour des bétons bitumineux courants).

CONCLUSION DE LA PARTIE II

Nous avons vu au cours de cette *partie II* que les effets thermiques sont pour une large part dans le comportement des matériaux bitumineux avec une influence de la température sur les propriétés rhéologiques, sur la détermination des constantes thermophysiques, sur la dilatation et contraction thermique et enfin sur le couplage des phénomènes thermiques et mécaniques. La route est soumise à des variations thermiques saisonnières et journalières et pour mieux appréhender le comportement d'une structure routière, ces effets ne peuvent être négligés.

De plus, dans les structures semi-rigides, le problème de fissuration thermique de la couche de base en matériaux traités aux liants hydrauliques vient se greffer. Les mouvements de dilatation et contraction de la couche de base va engendrer la fissuration dans la couche de surface en béton bitumineux.

La prise en compte de la température est découplée entre les variations mensuelles et journalières pour tenir compte de son influence, à l'échelle du temps, sur le comportement du béton bitumineux.

Soulignons de plus que la prise en compte des variations thermiques (jouant sur le comportement du béton bitumineux mais également sur l'ouverture des fissures) est une étape nécessaire dans l'évaluation de la remontée de fissure sous trafic.

L'approche élastique équivalente permet de répondre à un besoin d'entreprise sur la propagation de la fissure dans la couche de surface par fissuration thermique, grâce à une méthodologie simple :

1. connaissance de l'évolution de la température de l'air ;
2. calcul de la distribution de la température dans le corps de la structure de chaussée ;
3. évaluation des mouvements de la chaussée induits par l'effet des variations thermiques ;
4. calcul de la propagation de la fissure dans la couche de roulement.

Cette approche constitue un outil d'aide à la décision sur le choix du pas de préfissuration et de l'épaisseur de la couverture bitumineuse dans les climats français. Mais la méthodologie peut tout aussi bien être appliquée dans des climats plus extrêmes que ceux rencontrés dans nos régions, il suffit pour cela de disposer des relevés de températures. Cette étude peut également s'appliquer dans le cadre d'un rechargement de structure où l'on observe également le phénomène de remontée de fissure de l'ancienne structure fissurée vers le nouveau tapis de rechargement ou d'entretien.

En conclusion de cette approche élastique équivalente, il est observé que les phénomènes thermiques seuls ne peuvent engendrer la fissuration, dès l'instant où les pas de préfissuration sont suffisamment rapprochés. Indépendamment du pas de fissuration, la croissance de la fissure par variation thermique observe une croissance rapide puis tend à se stabiliser. Cette croissance rapide initiale est d'autant plus forte que les pas de fissuration sont espacés. C'est notamment ce que l'on observe sur chantier des remontées de fissures au jeune âge avec des pas de fissuration de l'ordre de

quelques dizaines de mètres. On retrouve dans cette étude également l'importance de la température de mise en œuvre qui donne l'état initial de la distribution de température avec un état de contrainte nulle.

Une hypothèse forte de ce travail reste l'existence d'un défaut initial dans la couche de surface, qui nous permet de valider l'utilisation de la mécanique de la rupture.

L'approche élastique équivalente postule l'existence d'un module unique de 100 MPa quelque soit la température, mais du fait de la fréquence de sollicitation, en s'attardant sur la prise en compte du comportement thermo-viscoélastique des matériaux bitumineux, cette indétermination peut être levée.

Toutefois, cette approche nous a également permis de "valider" l'utilisation du module élastique de 100 MPa dans les gammes de sollicitations retenues ici, mais montre que cette approche mérite d'être affinée afin d'avoir des résultats encore plus réalistes.

Une modélisation numérique du béton bitumineux propose de prendre en compte le caractère thermo-viscoélastique plus réaliste pour étudier le comportement mécanique des matériaux bitumineux. La validation du modèle au travers de la simulation d'essais expérimentaux donne des résultats tout à fait satisfaisants.

L'implantation dans un code aux éléments finis a permis l'approche de compositions multicouches afin d'étudier les effets du profil diurne de la température dans le domaine linéaire.

Les valeurs obtenues de contraintes maximales à la base de la couche de surface permettent d'affirmer que la fissuration thermique seule dans nos climats n'est pas envisageable ; il s'agit bien de la propagation par remontée de fissure induite par les mouvements de la couche de base.

Les simulations présentées n'ont considérées que des sollicitations thermiques ; un couplage avec des sollicitations mécaniques doit être envisagé.

Pourtant, pour étudier le processus de dégradation de la couche de roulement, il sera intéressant d'effectuer un couplage de cette modélisation avec une approche endommagement ou mécanique de la rupture. Enfin, pour des sollicitations plus sévères, il est primordial de cerner les limites de ce comportement linéaire et de l'étendre à la thermoviscoplasticité.

PARTIE III

FATIGUE SOUS TRAFIC

Une structure routière (et quelle que soit la solution retenue) est dimensionnée pour "résister" à un passage de charges roulantes sur une période déterminée.

"Résister" ne signifiant pas qu'aucune dégradation ne sera admise dans la structure, mais plutôt, que les dégradations qui surviendront, ne devront pas mettre en péril la pérennité de la structure. Il importe donc d'avoir des outils de prédiction de l'évolution du comportement de la structure.

Dans le cas qui nous intéresse ici, les structures semi-rigides, les dégradations sont principalement les remontées de fissure au travers de la couche de surface.

Comme nous l'avons abordé dans la *partie II*, les effets thermiques sont la cause majeure d'amorçage du phénomène de fissuration. Mais dans des conditions "raisonnables", les variations thermiques seules ne peuvent conduire à la remontée d'une fissuration jusqu'en surface. Un autre phénomène est nécessaire, à savoir, le trafic.

Le passage d'une charge roulante routière, se décompose en plusieurs actions simples :

- l'ouverture de la fissure,
- le cisaillement en pointe de fissure,
- le déchirement des lèvres de la fissure (ce troisième cas de figure, est présent sur les fissures longitudinales).

De nombreuses études existent sur la remontée de fissure en fatigue dans le béton bitumineux en mode d'ouverture. Ces études font, pour la plupart, appel à l'identification d'une loi de Paris qui reste pertinente pour les matériaux bitumineux à des sollicitations à fréquence élevée (10 Hz, correspondant au cas du trafic) mais aussi pour des fréquences plus faibles, comme nous l'avons vu au chapitre précédent (*chapitre II*) dans le cas de sollicitation thermique journalière.

Malheureusement, la prédiction de la remontée de fissuration dans une structure routière par la seule simulation de la loi de Paris en mode I ne donne pas des résultats satisfaisants lorsque l'on compare la simulation à la situation réelle sur site.

Dans les structures semi-rigides sous trafic, le mode d'ouverture est inexistant. Il existe en pointe de fissure un état de contrainte de compression ; la propagation de la remontée de fissure dans ce type de structure, est essentiellement due à du cisaillement (générée par le passage des charges roulantes et due au battement des dalles fissurées dans la grave ciment).

Les lois de propagation de fissure en fatigue existantes ne peuvent donc pas être utilisées pour une simulation dans ce type de structure.

Ainsi dans l'état actuel des connaissances, une identification d'une loi de propagation de fissure en mode de cisaillement reste nécessaire.

Le laboratoire 3MSGC d'Egletons a adapté son banc de fatigue pour étudier la remontée de fissure au travers de l'enrobé bitumineux dans ce mode de sollicitation.

Les essais réalisés, dans des conditions particulières de sollicitations (fréquence et température) ont abouti à la proposition d'un modèle adapté à la remontée des fissures sous des contraintes de cisaillement en fatigue au droit d'un joint.

Des simulations numériques valident les résultats obtenus sur les éprouvettes et des résultats de propagation de fissures sont proposés sur des structures routières.

SOMMAIRE PARTIE III

CHAPITRE III – ETAT DE L'ART

1. COMPORTEMENT ET FATIGUE DES ENROBES BITUMINEUX.....	110
1.1. SOLLICITATIONS DANS LA CHAUSSEE	110
1.2. DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES.....	110
1.3. COMPORTEMENT A LA FATIGUE DES ENROBES BITUMINEUX	111
2. FATIGUE DES ENROBES BITUMINEUX.....	113
2.1. NOTIONS DE FATIGUE ET CUMUL DES DOMMAGES.....	113
2.2. ESSAIS DE FATIGUE EN LABORATOIRE.....	114
2.2.1. <i>Choix d'un essai</i>	114
2.2.2. <i>Choix d'une sollicitation</i>	115
2.3. MODELISATIONS ACTUELLES DE LA FATIGUE	116
2.3.1. <i>Approche par la mécanique de la rupture</i>	116
2.3.2. <i>Approche en terme d'énergie dissipée</i>	117
2.3.3. <i>Approche par la mécanique de l'endommagement</i>	120
2.3.4. <i>Commentaires sur ces trois approches</i>	123
2.3.5. <i>Variabilité des résultats de fatigue</i>	124
2.3.6. <i>Autres phénomènes observés au cours d'un essai de fatigue</i>	126
2.3.7. <i>Quelques paramètres de formulation ayant une influence sur la fatigue</i>	127
3. CAS PARTICULIER DU CISAILLEMENT.....	130
3.1. ESSAIS DE CISAILLEMENT À DELFT [BON99]	130
3.2. ESSAI DE CISAILLEMENT RDC, REFLECTIVE CRACKING DEVICE [SOU00].....	132
3.3. BANC DE FATIGUE MEFISTO [WEN97].....	133
3.4. MACHINE D'ESSAI EN CISAILLEMENT [ALI88]	135
3.5. CONCLUSION SUR LES ESSAIS DE CISAILLEMENT	137
4. CONCLUSIONS SUR LA FATIGUE SOUS TRAFIC.....	138

Chapitre III

ETAT DE L'ART

Les matériaux bitumineux sont employés principalement dans les couches de surface et d'assises. Ils subissent l'action conjuguée du trafic routier (agression mécanique) et du climat (température, gel).

A chaque passage d'essieu de véhicule lourd, les enrobés bitumineux sont soumis à des sollicitations de courte durée. Ainsi, la chaussée, qui se comporte comme un matériau rigide, reposant sur un support déformable, est soumise à des efforts de flexion. Des contraintes de traction apparaissent alors à la base de la chaussée et sont répétées à chaque passage de roues. Ces charges ne provoquent pas la rupture immédiate, mais leur répétition peut engendrer à terme de la fissuration par fatigue.

Les approches pour expliquer la fatigue des enrobés bitumineux sont variées du fait de la complexité du comportement de ces matériaux ; les études existantes sont fortement influencées par un nombre conséquent de paramètres liés au matériau.

1. COMPORTEMENT ET FATIGUE DES ENROBES BITUMINEUX

1.1. SOLLICITATIONS DANS LA CHAUSSEE

Le passage d'une charge roulante engendre des contraintes normales et de cisaillement dans toutes les directions des couches de la chaussée. Les couches bitumineuses, d'une structure non fissurée, subissent essentiellement le phénomène de fatigue causé par les cycles de traction/compression dans la direction parallèle à l'axe de roulement. La *figure III. 1* montre la déformation longitudinale à la base de la couche d'assise au passage d'une roue.

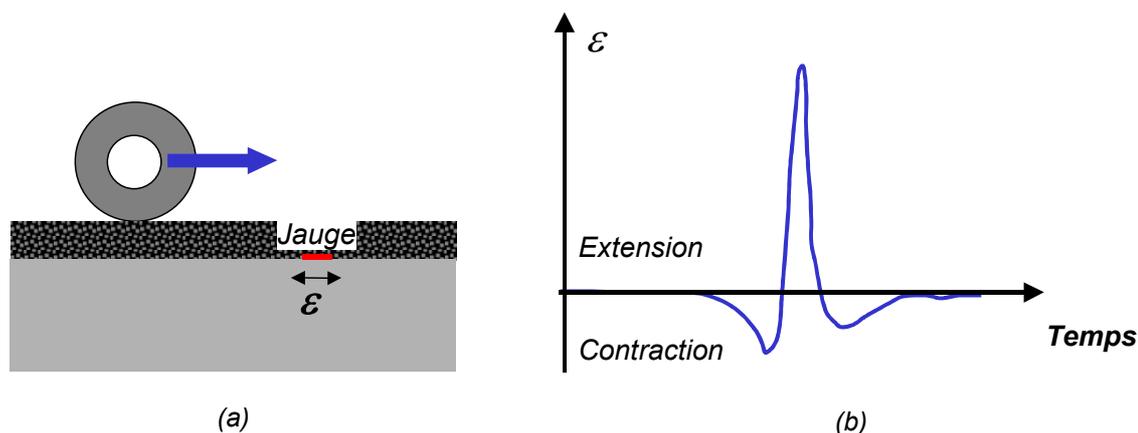


Figure III.1 – Déformation longitudinale à la base d'une couche de chaussée – (a) Schéma du passage de la charge roulante et point de mesure – (b) Déformation longitudinale résultante

A l'approche de la charge, le point de mesure est soumis à une contraction puis à une extension quand la charge est suffisamment proche. De plus, les phases d'extension et de contraction sont asymétriques et ceci est d'autant plus vrai que la température est élevée [UGE76].

C'est la répétition de ces sollicitations, à chaque passage de roue, qui est à l'origine de la fatigue à la base des couches, dans le sens longitudinal.

L'agression mécanique des charges roulantes provoque des écrasements et des flexions dans la structure de chaussée. Leur répétition est à l'origine de phénomènes :

- ✓ d'orniérage (causé par les compressions successives des matériaux bitumineux, mais aussi par les déformations des couches non liées éventuelles) ;
- ✓ de fatigue par l'accumulation de micro-dégradations créées par les tractions transversales répétées qui peuvent entraîner la ruine du matériau ;
- ✓ de fissuration qui peuvent apparaître et se propager dans la chaussée.

Dans un cas moins général, avant fissuration de la couche de base dans les structures semi-rigides, le béton bitumineux de la couche de roulement travaille en compression par flexion du fait de la grande rigidité des couches traitées aux liants hydrauliques.

Dès lors que la couche de base en grave traitée aux liants hydrauliques est fissurée, des sollicitations de cisaillement à la base de la couche en matériau bitumineux apparaissent. Le rapport des modules entre la grave traitée et le béton bitumineux (rapport variant en fonction de la température mais à 15 °C et 10 Hz, il est de l'ordre de 5), ce cisaillement devient la sollicitation dominante pour ce type de structures.

1.2. DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

La méthode française de dimensionnement, [GTE94] et [JOE84], est en fait une démarche qui vérifie qu'une structure préalablement établie supportera le trafic subi. Pour cela, les contraintes ou déformations sont calculées à partir d'un modèle mécanique élastique linéaire isotrope, à la base ou en fond de couche pour les sollicitations les plus endommageantes ; pour vérifier la structure, ces

sollicitations doivent être inférieures aux sollicitations admissibles par les matériaux constitutifs de la structure. La vérification concerne la rupture par fatigue des matériaux liés et les déformations permanentes des matériaux non liés et du sol support. Ces sollicitations admissibles sont déterminées à partir de relations empiriques. Le caractère probabiliste de la méthode est introduit dans la détermination des déformations et des contraintes admissibles. Les propriétés des matériaux sont déterminées lors d'essais en laboratoire.

La caractérisation des matériaux bitumineux porte sur :

- ✓ la détermination du module de rigidité pour différentes conditions de température et de chargement,
- ✓ la détermination de la résistance à la fatigue.

Actuellement, les études sur les bétons bitumineux privilégient les essais de détermination des caractéristiques linéaires et de fatigue. Ces deux informations entrent directement en ligne de compte dans le processus de dimensionnement des chaussées tel qu'il est pratiqué en France [GTE94].

L'auscultation des chaussées repose principalement sur le relevé visuel en surface de chaussée de l'état de fissuration et d'orniérage. Le niveau de dégradation est estimé à partir de l'essai de déflexion, qui reste un outil très utile pour qualifier et caractériser les chaussées devant faire l'objet d'un entretien [SAB92].

1.3. COMPORTEMENT A LA FATIGUE DES ENROBES BITUMINEUX

En laboratoire, les phénomènes de fatigue sont étudiés au travers d'essais pour lesquels Di Benedetto [DIB90] procède à un classement en trois catégories, en fonction du nombre de cycles et de la norme de la déformation imposée ε :

- pour un faible nombre de chargement et des déformations de quelques pour cent, le comportement observé est fortement non linéaire ;
- pour des chargements comprenant quelques centaines de cycles et des déformations "faibles" ($<10^{-4}$) le comportement est considéré, en première approximation, viscoélastique linéaire ;
- lors de chargements de plusieurs dizaines de milliers de cycles et des déformations "faibles", les phénomènes d'endommagement apparaissent, le matériau se "fatigue".

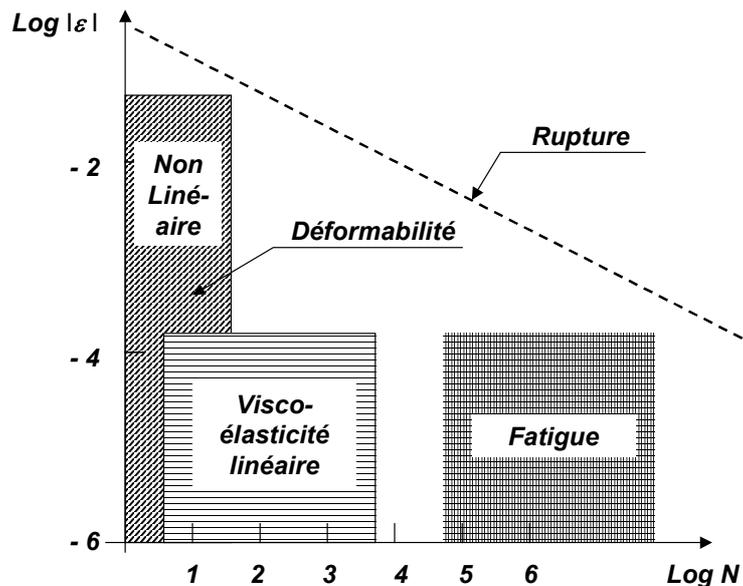


Figure III.2 – Comportement des enrobés en fonction de la déformation ε et du nombre de cycles N [DIB90]

La *figure III.2* fournit un ordre de grandeur des différents domaines de comportement type pour une température fixée. Les frontières considérées correspondent, aux ordres de grandeur près qui peuvent varier sensiblement selon le matériau, la température et la direction de sollicitation (compression, cisaillement, ...).

Les quatre propriétés mécaniques importantes pour les matériaux traités aux liants hydrocarbonés utilisés en technique routière sont :

- la rigidité ou le module (comportement viscoélastique linéaire) ;
- le comportement à la fatigue ;
- le comportement à l'orniérage qui correspond à l'accumulation de déformations permanentes. Ce phénomène est donc lié aux irréversibilités et non aux non linéarités déjà existantes dans le domaine des faibles déformations ;
- la fissuration et la propagation des fissures ; en particulier, les phénomènes de fissuration par apparition de contraintes liées aux variations de températures (dilatation et/ou contraction thermique) sont des aspects importants qui introduisent un couplage thermo-mécanique.

2. FATIGUE DES ENROBES BITUMINEUX

Dans la structure de chaussée, les matériaux bitumineux sont soumis, à chaque passage de véhicule lourd, à des sollicitations rapides et courtes. L'accumulation des dommages créés dans les enrobés bitumineux, qui se traduit par une perte de rigidité du matériau, peut conduire à la ruine de la structure par fissuration. La fatigue est la cause majeure de dégradation des structures routières ; il importe de mieux appréhender ce phénomène dans les enrobés bitumineux pour une meilleure compréhension du comportement global de la structure.

2.1. NOTIONS DE FATIGUE ET CUMUL DES DOMMAGES

Le phénomène de fatigue d'un matériau se caractérise par sa rupture après application répétée d'un grand nombre de sollicitations dont l'amplitude est inférieure à la résistance à la rupture instantanée. La durée de vie est le nombre de cycles de sollicitations aboutissant au critère de fatigue ; le cas ultime de ce critère est la rupture.

La courbe représentant, la durée de vie de l'éprouvette en fonction de l'amplitude de la sollicitation appliquée, S , est appelée courbe de Wöhler du matériau (*figure III.3*). Cette courbe est habituellement caractérisée par une relation du type :

- ✓ $S = a \times N^b$, la courbe est alors une droite en coordonnées logarithmiques
- ✓ $S = \alpha - \beta \cdot \log(N)$, la courbe sera une droite dans un repère semi-logarithmique.

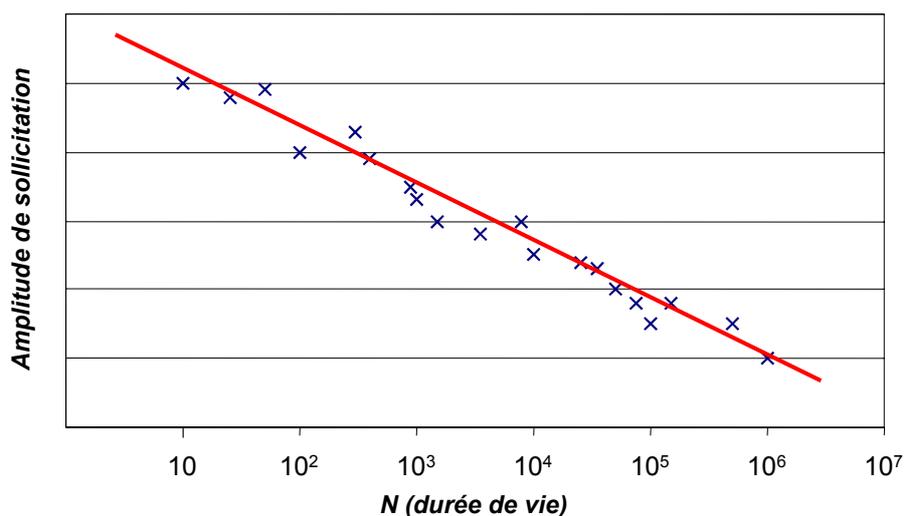


Figure III.3 – Courbe de Wöhler – Amplitude de sollicitation en fonction du nombre de cycles

La résistance à la fatigue pour N cycles est la valeur de la sollicitation conduisant à la rupture pour N cycles.

Dans la réalité, les essais de fatigue donnent des résultats très dispersés. Cela est dû à l'hétérogénéité du matériau et au phénomène de fatigue lui-même. Si on répète plusieurs fois le même essai de fatigue sur des éprouvettes identiques, le nombre de cycles à la rupture peut varier dans un rapport de 1 à 30 pour les matériaux bitumineux [SOL76].

Afin d'obtenir un ensemble de valeurs de nombre de cycles représentatif du phénomène réel, un grand nombre de répétitions est nécessaire. En règle générale, c'est ce qui est couramment pratiqué pour une même sollicitation. La loi de distribution des durées de vie est caractérisée par une loi log-normale, faisant intervenir une moyenne et un écart type caractéristique de la dispersion.

La durée de vie ou résistance à la fatigue est obtenue de manière statistique par l'intermédiaire d'une régression linéaire entre les valeurs de sollicitations appliquées et les durées de vie correspondantes.

Une loi de cumul des dommages est nécessaire pour traduire le fait que dans la réalité différents niveaux de sollicitations sont appliqués.

Dans ce domaine, la loi la plus connue est celle proposée par Miner (1945) ; elle fait suite aux travaux de Palmgren (1924). Miner a analysé ses résultats de fatigue en traction-compression sur de l'aluminium avec une approche énergétique. Le côté simple et pratique de cette loi, fait qu'elle est très utilisée avec de nombreux matériaux ; et notamment pour le dimensionnement français des structures de chaussées.

Cette loi se généralise pour plusieurs séquences de sollicitations avec des amplitudes différentes :

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1$$

avec N_i la durée de vie de l'éprouvette sous une sollicitation S_i et n_i le nombre réel de cycles subit par l'éprouvette sous cette sollicitation S_i .

L'hypothèse de linéarité de cette loi implique que les défauts s'accumulent uniformément et que chaque cycle engendre la même quantité de dégradations que tout autre cycle de même amplitude, appliqué à un autre moment de la vie du matériau. Cette loi ne distingue pas l'ordre d'application des sollicitations. Mais les expériences de fatigue prouvent que l'ordre de succession des sollicitations modifie l'accumulation totale des dommages [ALI88].

Pourtant, du fait de sa simplicité, Francken [FRA79] considère que la loi de Miner généralisée pour les enrobés est applicable avec une précision acceptable, à des conditions de sollicitations aléatoires tant qu'il n'y a pas de périodes de repos. Sinon, une relation empirique est proposée :

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1 + a \cdot \left(\frac{T_r}{T_s} \right)^m$$

- avec :
- T_r : temps de repos
 - T_s : temps de sollicitation
 - a et m : paramètres dépendants de la température et du matériau
 - n_i : Nombre de cycles appliqués à la sollicitation S_i
 - N_i : Durée de vie sous cette sollicitation S_i

Les périodes de repos sont caractérisées par un phénomène d'auto-réparation, traduit par une récupération partielle ou totale du module.

2.2. ESSAIS DE FATIGUE EN LABORATOIRE

2.2.1. Choix d'un essai

Pour étudier le comportement en fatigue des chaussées, différentes approches expérimentales comprenant plusieurs types d'essais sont envisageables :

- ✓ Des observations et suivis de chaussées réelles ou expérimentales sont réalisés sous le passage réel des véhicules, cette approche est utilisée par la AASHO [HRB66] ou les manèges de fatigue.
- ✓ Des essais de structures : pour mieux contrôler les conditions expérimentales et suivre avec plus de précision les réactions et évolutions de la chaussée, l'approche ci-dessus peut s'affiner par la simulation du trafic sur la chaussée, en échelle réduite. La simulation se fait en laboratoire, soit par une petite roue qui se déplace sur une dalle de faibles dimensions, soit par une sollicitation traduisant le passage d'une charge roulante dans la chaussée.
- ✓ Des essais homogènes : l'approche fondée sur la mécanique des milieux continus vise directement à appréhender le comportement des matériaux. Les outils de cette approche sont les essais de laboratoire qui permettent de suivre l'évolution des champs de contrainte et de déformation des éprouvettes soumises à des sollicitations. Les lois de comportement issues de ces expériences doivent ensuite être validées par l'observation sur le terrain ou par un essai comme le manège de fatigue.

Quelle que soit la méthode retenue, il reste très difficile de maîtriser l'ensemble des paramètres pour simuler correctement la sollicitation aux passages des charges roulantes.

La deuxième approche mentionnée ici, a été évoquée dans la *partie I* de ce document, il s'agit d'essais qui tentent de simuler au mieux la réalité. Cette méthode a au moins le mérite de s'attacher à décrire les phénomènes dans une configuration donnée et permet de mieux interpréter ce qui se passe dans la route, ou bien de déterminer l'avantage d'un système sur un autre. Mais une interprétation au sens mécanique des matériaux pour une transition possible avec des conditions réelles de chaussées reste plus difficile.

Suite à une comparaison entre divers systèmes d'essais de fatigue, Said [SAI91] conclut que les appareils d'essais ont peu d'influence sur les résultats de fatigue. Par conséquent, il conseille d'utiliser l'appareil le plus économique et le plus pratique.

Pourtant pour Soltani [SOL98], la raison principale des divergences que l'on rencontre dans la comparaison des résultats de fatigue vient de l'hétérogénéité des essais et de l'impact du mode d'essai. Le choix de l'essai est la clé de l'analyse et de l'interprétation des résultats ; le paramètre essentiel est l'homogénéité de l'essai [SOL98]. Avec ces conditions, on peut espérer obtenir des résultats moins dispersés et réaliser des essais de fatigue en mode de contrainte et de déformation (en opposition aux modes de force et de déplacement). Ainsi, les champs de contraintes et de déformations sont connus à tout moment et en tout point ; suivre l'évolution des dommages est plus aisé.

2.2.2. Choix d'une sollicitation

Le choix de la sollicitation appliquée pour les essais est une étape aussi importante que la définition de l'essai, car ce choix conditionne l'analyse qui pourra être faite de l'essai réalisé.

Bien que des tentatives pour simuler en laboratoire des conditions de chargement réalistes et aléatoires aient été effectuées [FRA79], la plupart du temps, les cycles appliqués de sollicitations sont périodiques et ne tiennent pas compte des variations, d'amplitudes ou de fréquences, observées sur les chaussées réelles. Les principales formes de signaux en contraintes utilisées pour les essais de fatigue sont reprises en *figure III.4*.

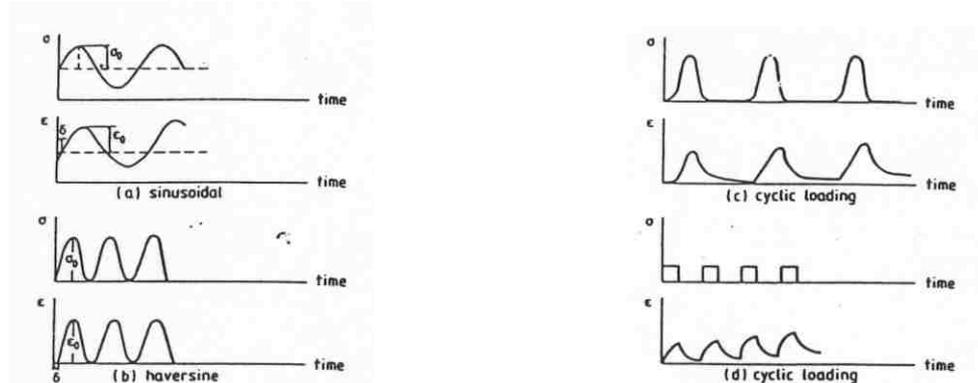


Figure III.4 – Allure des cycles de sollicitations utilisées pour les essais de fatigue d'après [SAI88]

Si certains auteurs considèrent que la forme de la sollicitation cyclique appliquée a peu d'influence sur la durée de vie des matériaux [RAI72], d'autres au contraire, considèrent qu'elle est très importante pour l'analyse des résultats des essais de fatigue, surtout au travers de l'influence de la vitesse d'application de la charge sur le module complexe [SAI88].

En fait, dans un souci de simplification et pour une meilleure maîtrise des sollicitations, la plupart des essais de laboratoire est réalisée avec des sollicitations sinusoïdales avec ou sans temps de repos. Il s'agit d'un compromis entre simplicité de mise en œuvre, exploitation et reproduction de la réalité.

Les chargements appliqués peuvent être :

- ✓ en force (ou contrainte, si l'essai est homogène),
- ✓ en déplacement (ou déformation pour un essai homogène).

Ce choix d'une sollicitation peut reposer sur l'utilisation qui est faite du matériau dans la structure de chaussée [DOA77] : pour un revêtement mince (< 6cm), le chargement se rapproche davantage d'une sollicitation à déformation constante, pour une structure bitumineuse épaisse (couche > 15 cm), le chargement est à contrainte imposée.

2.3. MODELISATIONS ACTUELLES DE LA FATIGUE

Compte tenu du nombre d'essai important d'essai existant, les phénomènes liés à la fatigue et observés au cours des essais peuvent prendre une importance différente et influencer différemment les résultats. Ainsi, la pertinence des mesures faites en laboratoire reste difficile à apprécier pour une application à une échelle vraie grandeur.

Une raison importante qui peut expliquer la différence, entre les résultats de fatigue obtenus en laboratoire et ceux observés sur la route, est le mode de sollicitation. Dans les conditions expérimentales de laboratoire, les sollicitations sont continues ; alors qu'une structure routière subit davantage des sollicitations en mode discontinu.

Sur la chaussée, des interruptions (de durées variables) existent entre le passage de charges roulantes. On peut ajouter que le temps entre les essieux est lui aussi différent, il dépend de la silhouette des véhicules et du flux du trafic.

Trois courants d'interprétations peuvent être donnés concernant l'observation des phénomènes qui apparaissent au cours de l'essai de fatigue. Ces trois méthodes d'analyses caractérisent au final la ruine de l'éprouvette par l'apparition et la croissance de fissures lors de l'essai.

2.3.1. Approche par la mécanique de la rupture

2.3.1.a. Critère de rupture pour le dimensionnement

Quelque soit le mode de sollicitation choisi, le module des matériaux diminue du fait de la croissance des dommages par fatigue.

Le critère arbitraire choisi pour décrire la durée de vie de l'éprouvette correspond à une perte de 50% du module par rapport à son module initial, soit :

$$\checkmark \text{ pour un essai à déplacement imposé : } Force \text{ (finale)} = \frac{1}{2} \times Force \text{ (initiale)}$$

$$\checkmark \text{ pour un essai à force imposée : } Déplacement \text{ (final)} = 2 \times Déplacement \text{ (initial)}$$

Les sollicitations appliquées selon le mode choisi, effort imposé ou déplacement imposé, sont différentes et jusqu'à présent aucune analyse rationnelle n'a permis d'obtenir les résultats d'un mode en considérant ceux de l'autre mode. Autrement dit, une loi de fatigue intrinsèque n'a pas encore été identifiée [ROC97].

Les limitations et faiblesses de l'approche classique reposent sur cette dernière remarque, néanmoins cette approche reste la plus étudiées de nos jours ; de tels essais réalisés à différents niveaux de sollicitations permettent de tracer une droite de Wöhler dans un graphique log-log, dont l'équation de régression linéaire est : $\log N = b \cdot \log S + a$.

Les résultats de calage de cette droite sont utilisés pour le dimensionnement, au travers de la pente b et de S_6 qui correspond à l'amplitude de la sollicitation qu'il faudrait appliquer au matériau pour avoir une durée de vie de 10^6 cycles.

2.3.1.b. Modélisations

L'analyse de la fatigue des enrobés peut être abordée par un formalisme de mécanique de la rupture. La croissance des fissures est déterminée par une loi reliant la vitesse de propagation des fissures aux variables intensives (facteur d'intensité de contrainte, K_I , K_{II} , K_{III} , taux de restitution d'énergie, G , ou intégrale de Rice, J) de la forme [PAR61] :

$$\frac{da}{dN} = f(K_I, G, J) \quad (III.1)$$

où $\frac{da}{dN}$ exprime la vitesse d'accroissement de la longueur fissurée en fonction du nombre de cycles.

Les paramètres nécessaires à la loi d'évolution (III.1) sont déterminés à partir du nombre de cycles nécessaires à la rupture totale de l'enrobé bitumineux [LEM97] ou sur la mesure de la propagation de fissure [WEN98].

Pour les enrobés bitumineux, ce type d'analyse a surtout été employé dans le cas d'une propagation de fissure en mode d'ouverture, *mode I*. Le recherche des paramètres de la loi reliant la vitesse de propagation au facteur d'intensité K_I , est réalisée à partir d'un calcul, itératif aux éléments finis, du facteur d'intensité de contrainte en fonction de la longueur fissurée.

L'identification de la loi permet une application étendue aux structures de chaussée [PET90] et [ELO93] pour une simulation sous le passage d'une charge roulante.

Simons et al. ont développé un modèle un peu différent de la simple application de la mécanique de la rupture pour la prédiction de la durée de vie d'une structure routière, souple ou rigide, sous chargement répété dans une simulation 3D [SIM00]. Une équation permet de calculer l'accroissement de la fissure sous un cycle de chargement en contrainte. La fissure est intégrée à la réponse du matériau, d'où un comportement anisotrope et une décroissance de la rigidité globale de la structure. Une procédure permet de calculer la durée de vie de la structure pour un nombre restreint de simulation ; le taux d'augmentation de la hauteur fissurée est calculé pour un cycle, il est extrapolé à N cycles pour mettre à jour la fissuration dans la structure. Au pas de calcul suivant, le dommage équivalent à la nouvelle rigidité est évalué. La procédure se répète jusqu'à la ruine de la structure. Des tests en flexion sont utilisés pour valider la méthode et la modélisation retenue de l'augmentation du dommage en fatigue dans les enrobés bitumineux.

2.3.2. Approche en terme d'énergie dissipée

2.3.2.a. Hypothèses

Plusieurs auteurs ont avancé l'hypothèse d'une relation unique entre la durée de vie en fatigue et l'énergie totale dissipée à la rupture. Cette approche énergétique pourrait mener à des résultats plus cohérents que les lois de fatigue usuelles [TAY94] [BAB92].

Lorsque l'on soumet un enrobé à une sollicitation cyclique, la densité d'énergie locale W_i produite par dissipation visqueuse au cours du cycle i est donnée par l'expression :

$$W_i = \pi \cdot \varepsilon_i \cdot \sigma_i \cdot \sin \varphi_i$$

avec :

- ε_i : amplitude de la déformation au cycle i ,
- σ_i : amplitude de la contrainte au cycle i ,
- φ_i : déphasage entre la contrainte et la déformation au cycle i .

Cette énergie varie en cours d'essai puisque :

- l'angle de phase augmente,
- la contrainte diminue en contrôle de déplacement ; l'énergie dissipée va tendre vers 0,
- la déformation augmente pour un essai en contrôle de force ; l'énergie dissipée va donc augmenter.

L'énergie totale dissipée cumulée W_N sur toute la durée de l'essai est obtenue par :

$$W_N = \sum_{i=1}^N W_i$$

2.3.2.b. Prédiction de la durée de vie

Les premiers travaux à la base du concept d'énergie dissipée sont ceux de Van Dijk en 1972, sur la fatigue des films minces de liants bitumineux, travaux qui ont été étendus aux enrobés par la suite [VAN77]. La principale hypothèse de cette approche est l'existence d'une relation entre l'énergie dissipée cumulée pendant l'essai W_N et le nombre de cycles à la rupture N_f :

$$W_N = A \times (N_f)^z \quad (III.2)$$

avec : - N_f : durée de vie définie par le critère de rupture conventionnel,
 - W_N : "énergie" totale dissipée,
 - A, z : coefficients déterminés expérimentalement (A variant entre 10^4 et 10^6 J/m³, z de l'ordre de 0,6).

Précisons que cette relation n'a pas été établie pour l'énergie dissipée localement mais l'énergie dissipée dans toute l'éprouvette, calculée à partir des valeurs de force et de déplacement aux bornes de l'éprouvette.

Cette relation est considérée par ses auteurs comme dépendante de la formulation du mélange mais indépendante de l'essai de fatigue choisi (flexion 2 ou 3 points), de la température (de 10 à 40 °C), du mode de chargement (contrôle de contrainte ou de déformation) et de la fréquence (de 10 à 50 Hz). Cette affirmation semble cependant nuancée par certains des résultats obtenus dans le cadre du SHRP (Strategic Highway Research Program) [TAY94]. La relation ci-dessus a été déterminée pour 16 matériaux contenant 2 types de bitumes et 2 types de granulats, pour 2 températures (0 et 20 °C) et 3 types d'essais. Dans les conditions testées, la relation dépend bien sûr du matériau testé mais également de la température d'essai et du type de chargement.

Dans le cas théorique d'un essai à énergie contrôlée, l'énergie dissipée par cycle resterait constante et l'énergie totale cumulée serait proportionnelle à l'énergie W_0 dissipée au 1^{er} cycle :

$$W_N = N_f \cdot W_0$$

avec : N_f , le nombre de cycles à la rupture.

Soit, en utilisant la relation (III.2),

$$N_f = \left(\frac{A}{\pi \cdot \varepsilon_0^2 \cdot E_0 \cdot \sin \varphi_0} \right)^{\frac{1}{1-z}}$$

La durée de vie dépendrait donc essentiellement du niveau de déformation initiale et du module de perte $E_0 \cdot \sin \varphi_0$ de l'enrobé. Cette approche est mise en défaut par la dépendance de la relation aux conditions de sollicitations [TAY94].

Une autre approche par énergie dissipée a été mise au point par Hopman [HOP89] et reprise par Rowe [ROW93]. Celle-ci consiste à utiliser un rapport d'énergie (Energy ratio) défini, pour un nombre de cycles N de sollicitations, par :

$$\text{Energy ratio} = \frac{N \cdot W_0}{W_N}$$

avec : W_0 : énergie dissipée au 1^{er} cycle,
 W_N : énergie totale dissipée au cycle N ,

L'allure de la variation de cet "energy ratio" en fonction du nombre de cycles est interprétée en terme de fissuration. Le nombre N_f de cycles correspondant à une brusque variation de ce rapport est considéré comme le moment de l'amorce d'une fissure macroscopique dans le matériau dans le cas des essais contrôlés en déplacement (cf. *figure III.7*).

Dans un concept d'énergie dissipée et en considérant le développement des fissures, Pronk [PRO96] distingue deux phases principales dans un essai de fatigue (*figure III.7*).

- ✓ *Phase I* : initiation des fissures (qui comprend la formation des fissures capillaires, des microfissures et des dislocations)
- ✓ *Phase II* : propagation des fissures, les microfissures forment un réseau qui tend vers la création de macrofissures et conduisent donc à la rupture du matériau.

Ces deux phases se différencient par la quantité d'énergie dissipée par cycle de chargement [PRO96]. Le passage de la phase I à la phase II se distingue par un changement brusque dans l'évolution de la dissipation d'énergie.

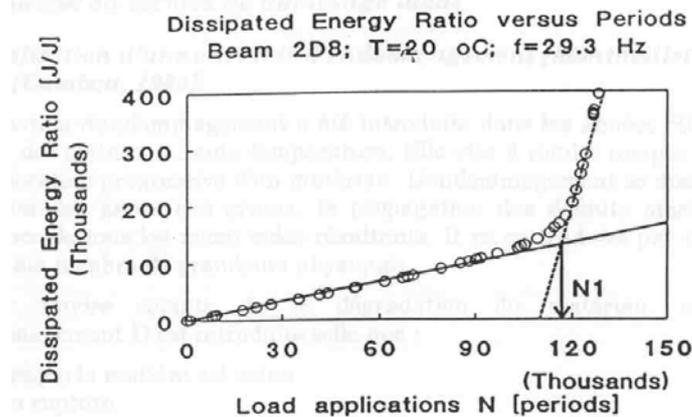


Figure III.5 – Illustration de la variation de l'Energy ratio en fonction du nombre de cycles lors d'un essai à déformation constante [ROW93]

Ce concept est attractif comme définition de la durée de vie d'un matériau, mais le point correspondant à la variation de pente est très difficile à déterminer pour les essais à déformation constante.

Son utilisation a été complétée par Pronk [PRO95]. Ce dernier a réalisé des essais avec des signaux "composés" : succession de signaux sinusoïdaux de fréquences différentes.

Pour démontrer la validité du concept de l'énergie dissipée utilisé comme critère de rupture, Aglan [AGL94] étudie différents cas prenant en compte les effets de chargement, les conditions expérimentales : le niveau de contrainte et la température. Une modélisation par l'énergie dissipée permet de discriminer les effets introduits par le dosage en polymère en reflétant l'augmentation de la résistance à la rupture. Cette valeur reste, pour Aglan, indépendante du niveau de chargement et de la température.

Ghuzlan et al. [GUZ00] montrent que le critère de "l'energy ration" reste dépendant du pilotage du chargement (contrainte ou déformation imposée). Ainsi, dans le but de s'affranchir de ce mode de chargement, Ghuzlan et al. [GUZ00] proposent une approche en incrément d'énergie dissipée $\Delta DE/DE$. La rupture correspondant au cycle N , pour lequel il est observé un fort incrément de l'énergie dissipée. Des résultats présentés dans un graphique logarithmique, pour trois matériaux différents lors d'essais à contraintes et déformations, de ce rapport $\Delta DE/DE$ en fonction du nombre de cycles montrent des droites de régression identiques quelque soit le mode de chargement. Ce critère est donc indépendant du choix de la sollicitation. Toutefois le critère repose sur le fait que toute l'énergie dissipée passe dans la création de dommage.

De plus, les essais réalisés montrent la dispersion des résultats obtenus avec le critère de rupture classique (chute de 50% du module).

2.3.2.c. Limitations du concept d'énergie dissipée

Les idées exposées ci-dessus partent du principe que l'énergie dissipée est utilisée pour endommager le matériau. Or cette hypothèse a été dénoncée par certains auteurs [LES95].

En fait l'énergie dissipée par viscosité, telle qu'exprimée dans les formules précédentes, n'a pas nécessairement de rapport avec l'énergie nécessaire à la rupture des liaisons. Elle est en fait surtout dissipée en chaleur [ROC96].

Ainsi, plusieurs auteurs concluent que le suivi de l'évolution du module reste plus pertinent pour décrire le processus d'endommagement.

2.3.3. Approche par la mécanique de l'endommagement

2.3.3.a. Etapes et critères

Indépendamment du type d'essai, Piau [PIA89] et après lui nombres d'auteurs, notent la distinction de trois phases sur la courbe d'évolution du module en fonction du nombre de cycles dans un essai de fatigue (figure III.7).

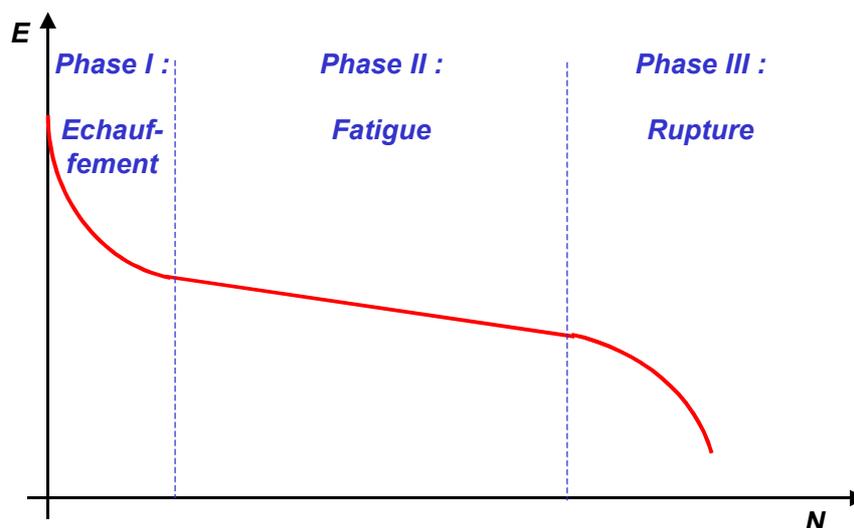


Figure III.6 – Distinction des trois phases distinctes au cours d'un essai de fatigue [DIB95]

Les éléments essentiels constatés pendant ces trois phases sont :

- ✓ *Phase I – échauffement* : chute importante du module, mise en place et adaptation de l'éprouvette, échauffement, microfissuration et fatigue.
- ✓ *Phase II – fatigue* : baisse modérée du module, stabilité thermique, suivie de fatigue dans des conditions moins agressives.
- ✓ *Phase III – rupture* : décroissance accélérée du module, développement rapide des fissures et macrofissuration, perturbation thermique et endommagement jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

La durée de la phase II est, entre autres, le reflet de l'agressivité des sollicitations. Si le chargement est important, la phase II est très courte.

Le critère le plus usité lors des essais de fatigue est de considérer que le matériau est fatigué si son module est réduit de moitié par rapport à sa valeur initiale mesurée au premier cycle de chargement, dans les mêmes conditions expérimentales de fréquence et de température.

Ainsi, la durée de vie est donc le nombre de cycles qui est nécessaire pour arriver à cette condition.

Rivière [RIV96] propose de suivre l'évolution de la valeur complexe du module des éprouvettes jusqu'à une diminution de 10% de ce dernier par rapport à sa valeur initiale. Cette proposition a été émise dans le cadre d'essais qui comportent des chargements avec des temps de repos. L'avantage est surtout, dans ce cas précis ; de pouvoir envisager des essais avec des faibles niveaux de sollicitation ou avec des périodes de repos plus longues tout en conservant une durée d'essai raisonnable.

De La Roche et Sanson [ROC94₂] concluent que le critère de rupture en $\frac{F_0}{2}$ n'est pas pertinent. Ce critère ne correspond pas à une phase donnée de diminution du module, dans aucun des essais. En revanche, un critère en $\frac{F_0}{3}$ donne de très bonnes corrélations avec le début de la phase de décroissance rapide du module, c'est à dire la phase III.

2.3.3.b. Définition d'une variable d'endommagement [LEM85], [CHA87]

La notion d'endommagement a été introduite dans les années 50 pour décrire le fluage des métaux à haute température [KAC58]. Elle vise à rendre compte du processus de détérioration progressive d'un matériau. L'endommagement se manifeste par la décohésion des joints des grains, la propagation des défauts ainsi créés et la coalescence de tous les micros vides résultants. Il va se traduire par une évolution d'un certain nombre de grandeurs physiques.

Pour rendre compte de la dégradation du matériau, une variable d'endommagement D est introduite telle que :

- $D = 0$, lorsque la matière est saine,
- $D = 1$, à la rupture,
- $0 < D < 1$, caractérise l'état d'endommagement du matériau.

On considère que cette variable définit une section saine $\tilde{S} = S \cdot (1 - D)$. Sous l'hypothèse d'un endommagement isotrope (fissures orientées uniformément dans toutes les directions de l'espace), D est donc un scalaire qui représente une fraction surfacique de matériau dégradé.

A partir de cette définition, on introduit la notion de contrainte effective $\tilde{\sigma}$ comme celle s'appliquant effectivement sur la section saine du matériau.

Dans le cas monodimensionnel (essai de traction par exemple), soit F la force de traction exercée sur l'éprouvette. La contrainte effective $\tilde{\sigma}$ sera alors :

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{\tilde{S}} = \frac{F}{S \cdot (1 - D)} = \frac{\sigma}{(1 - D)} \quad (III.3)$$

- Si $\tilde{\sigma} = \sigma$ alors le matériau est vierge,
 $\tilde{\sigma} \rightarrow \infty$ alors la rupture est atteinte.

Afin de pouvoir construire des lois de comportement pour les matériaux endommagés, on utilise l'hypothèse d'équivalence en déformation : la loi de comportement du matériau endommagé est la même que celle du matériau non endommagé, la contrainte usuelle étant remplacée par la contrainte effective. Ceci impose que l'endommagement intervienne par l'intermédiaire des contraintes effectives.

Dans le cas d'une loi de comportement élastique $\sigma = E \cdot \varepsilon$, cette loi devient $\tilde{\sigma} = E \cdot \varepsilon$; ce qui permet de définir le module du matériau endommagé par $\tilde{E} = E \cdot (1 - D)$.

De même, la loi de comportement pour un matériau viscoélastique sous forme d'un produit de convolution (dont l'opérateur est noté $*$) s'écrit alors :

$$\varepsilon(t) = F(t, a(\theta)) * \dot{\tilde{\sigma}}(t) \quad (III.4)$$

où F est la fonction de fluage du matériau à l'état vierge.

2.3.3.c. Application aux enrobés bitumineux sous sollicitation sinusoïdale

Ce paragraphe traite essentiellement de la modélisation du comportement des enrobés lors des essais de laboratoire. Nous rappelons cependant que la mécanique de l'endommagement a été appliquée notamment pour décrire le comportement des couches de matériaux bitumineux dans les chaussées [ACH98], [ZEN92].

Les enrobés bitumineux sont supposés endommageables avec un comportement du matériau à l'état vierge de type viscoélastique. L'hypothèse d'équivalence en déformation est utilisée pour passer, dans le cas d'une sollicitation sinusoïdale, du comportement du matériau vierge au comportement du matériau endommagé.

Le paramètre d'endommagement D caractérise une perte relative de module entre l'état initial et l'état du matériau au cycle N :

$$D = \frac{|E_0^*| - |E^*|}{|E_0^*|}$$

La description s'accompagne d'une loi de dommage qui précise la variation de D entre deux cycles successifs ΔD . Elle est généralement prise sous la forme :

$$\Delta D = f(D) \cdot g(\text{sollicitation au cycle } N) \quad \text{pour } 0 \leq D \leq 1$$

où f est une fonction de D qui peut également dépendre de la température et de la fréquence et g une fonction de la sollicitation appliquée durant le cycle N . Cette fonction g est en général, choisie comme dépendante de l'amplitude de contrainte ou de déformation au cycle N .

Dans le cas d'un état de déformation uni-axiale, la loi proposée par Piau et Rousset [PIA89] et reprise par Alimami [ALI88] est de la forme :

$$\frac{\partial D}{\partial N} = \alpha (\varepsilon_m^{xx})^\beta \quad \text{pour } 0 \leq D \leq 1$$

avec α et β des réels positifs et ε_m^{xx} l'amplitude de déformation, suffisamment faible pour rester dans le domaine linéaire et appliquée avec des périodes de repos pour s'affranchir des effets d'échauffement.

Cette loi permet de retrouver la courbe de diminution de raideur de l'éprouvette au cours des essais de fatigue en flexion ; la modélisation effectuée prenant en compte les effets thermiques avec l'hypothèse que la chute initiale de module est entièrement due à l'augmentation de température [PIA89].

Louati [LOU95] définit une loi d'endommagement qui tient compte des trois phases de l'essai de fatigue, en fonction de la sollicitation imposée, du temps et de la température :

$$D = D(\varepsilon_0, T, t) = D_p \cdot (D_t + D_m)$$

avec :

- D_p : dégradation mécanique durant la deuxième phase de fatigue,
- D_t : endommagement thermique durant la première phase de fatigue,
- D_m : dégradation accélérée durant la troisième phase de fatigue.

Les évolutions de D_p , D_t et D_m dépendent de constantes, qui sont fonction du matériau et du niveau de sollicitation, identifiables par des essais.

Une approche similaire est suivie par [DIB96] et [SOL98]. Les auteurs considèrent qu'il est nécessaire d'éliminer le début de la courbe de variation de $|E^*|$ en fonction de N dans l'analyse de l'endommagement, l'échauffement de l'éprouvette par dissipation interne visqueuse étant supposée prépondérante durant cette phase.

A partir d'essais de fatigue sur des éprouvettes deux et quatre points, réalisés à contrainte ou déformation constante, une loi basée sur la densité d'énergie élastique permet de modéliser le niveau de dégradation du matériau [ULL97]. La simulation dans un code aux éléments finis permet de retrouver les résultats expérimentaux. L'avantage de cette modélisation est l'extrapolation aux structures de chaussées et ainsi évaluer les évolutions des dégradations.

Pour prédire la durée de vie des structures de chaussées sous des chargements de trafic réalistes, Lee et al. [LEE97] fondent leur approche sur un modèle 1D, pour lequel l'accroissement du dommage est dépendant du temps et de l'échauffement. Le principe d'équivalence de la théorie de Shapery entre comportement élastique et viscoélastique est utilisé pour étudier le comportement sous

chargement cyclique des enrobés bitumineux. Une relation mathématique, basée sur le travail des puissances virtuelles, relie la contrainte et la déformation ; les variables internes représentent les évolutions structurelles du matériau. Les paramètres de cette fonction sont identifiés expérimentalement lors d'un essai de traction cyclique à déformation imposée. Les résultats présentés montrent que l'accroissement du dommage et de l'échauffement dans les bétons bitumineux sont bien prédits, même dans le cas d'un chargement complexe, avec ou sans période de repos.

2.3.4. Commentaires sur ces trois approches

Chacune des trois approches présentées précédemment apporte des éléments partiels d'explication de la fatigue des enrobés au travers de la perte de module en cours d'essai :

- ✓ le développement de la macrofissuration jusqu'à la rupture (phase II à III) est bien décrit par un formalisme de mécanique de la rupture, mais la première partie de la courbe (phase I) n'est pas interprétée ;
- ✓ la dissipation de l'énergie due au caractère visqueux du matériau entraîne l'échauffement du matériau et elle est responsable en partie de la chute initiale de module. Mais ce phénomène ne semble pas lié à la rupture de façon explicite ;
- ✓ la mécanique de l'endommagement montre l'incidence de la microfissuration diffuse du matériau sur sa perte de rigidité.

Pronk considère que le critère classique en fatigue de chute du module de 50% reste arbitraire et lie ce défaut à la définition du module initial. En particulier à haute température et pour des valeurs élevées de déformations, une chute importante du module est observée au démarrage de l'essai. La détermination du module initial reste incertaine et difficile.

D'après Doan [DOA77,], les durées de vie définies avec un critère de rupture complète en mode de contrainte diffèrent peu de celles obtenues avec la réduction de 50% du module de rigidité.

Le critère de rupture semble être un bon critère dans la mesure où la durée de vie de l'éprouvette est définie sans aucune ambiguïté. Ce critère n'est pas un choix arbitraire et la notion de rupture est l'ultime étape de la fatigue. Par contre, le fait qu'il ne soit utilisable que dans un mode particulier de sollicitation, en effort ou contrainte, reste un handicap, empêchant toutes comparaisons avec les essais en déplacement ou déformation.

Le critère de la variation de dissipation d'énergie semble prometteur si son efficacité est vérifiée par d'autres types d'essais (le critère défini par Pronk est validé sur des essais de flexion 4 points). Une comparaison entre des essais de flexion 2 et 4 points n'a pas abouti à des résultats satisfaisants [PRO97]. De plus, un autre problème vient de l'interprétation du point de changement de phase (*figure III.7*) ; la période de transition peut être longue et ceci influe d'une manière importante sur l'estimation de la durée de vie de l'éprouvette.

Chaque critère choisi implique, presque de façon systématique, des restrictions et des conditions particulières. La dispersion relevée dans les résultats des essais de fatigue vient sans doute en partie de ce grand choix.

De plus, lors des essais de fatigue sur les bétons bitumineux, des phénomènes, autres que l'endommagement par fatigue, sont inévitables et ont une influence sur la durée de vie de l'éprouvette. Ainsi, la durée de vie obtenue par l'application de ces critères, n'exprime pas seulement la durée de vie par fatigue, mais une durée de vie fonction d'autres phénomènes.

Une analyse de la fatigue des enrobés à partir de l'état de dommage reste donc la voie la plus judicieuse. Cette démarche a été proposée par Di Benedetto et al. [DIB97] qui analysent la fatigue en terme de dommage et quantifient la fatigue du matériau par cycle de sollicitations. Ainsi, la fatigue liée à chaque niveau de sollicitation est caractérisée par le taux d'endommagement engendré par cycle de chargement.

Néanmoins quelque soit la méthode employée, le couplage entre endommagement diffus et fissuration macroscopique reste encore une difficulté majeure.

2.3.5. Variabilité des résultats de fatigue

2.3.5.a. Température

Plusieurs campagnes d'essais ont déterminé l'influence de la température sur le comportement en fatigue des enrobés bitumineux.

Quelle que soit la géométrie du corps d'éprouvette retenue, l'influence de la température sur la durée de vie en fatigue des matériaux bitumineux est différente selon que l'on considère les essais à contrôle de force ou à contrôle de déplacement [ROC96].

Une étude, faite dans le cadre du programme SHRP [TAY94], devait déterminer l'influence de la température (entre 0 et 25 °C) sur la durée de vie en fatigue des enrobés bitumineux. Les essais, réalisés sur des barreaux d'éprouvette en flexion 4 points et à déplacement imposé, montrent une augmentation de la durée de vie si la température augmente. D'autres campagnes expérimentales menées sur des éprouvettes en flexion deux points [MOU91] présentent un seuil de température se situant vers 3 °C.

Assi [ASS83] confirme qu'en mode de déformation dans les essais de fatigue en cisson, la durée de vie à température élevée est plus longue qu'à basse température (pour une déformation donnée). Au début de l'essai, la vitesse de diminution de la force est plus importante pour l'éprouvette qui a le module de rigidité le plus faible. Pour des essais à force imposée, Pell [PEL62] trouve une durée de vie qui chute lorsque la température augmente.

Pell a énoncé un critère qui relie les résultats dans ces deux modes indépendamment de la température : la durée de vie d'un enrobé dans un intervalle de 10^4 à 10^8 cycles, dépend de la déformation initiale appliquée (l'influence de la température et de la fréquence étant pris en compte dans l'estimation du module initial de rigidité) [DOA77].

Des résultats analogues ont été obtenus au LCPC par Saunier avec des essais de fatigue sur des éprouvettes trapézoïdales [DOA77] ; en revanche, le critère a été mis en cause sur d'autres essais en traction-compression notamment [GOD77], [BRE92] sur des enrobés denses et des graves à l'émulsion.

Sur un autre plan, la température influe également sur le faciès de rupture [KIM92]. Les observations suivantes ont été établies lors d'essais de fatigue en compression diamétrale réalisés à 0 et 20 °C sur des éprouvettes composées de deux types de granulats (dureté et propriété d'adhérence avec le liant différentes) :

- à 0 °C, pour les matériaux peu adhérents, la rupture a lieu à l'interface granulats-liant, alors que pour les autres, elle se passe dans le film de liant voire dans les granulats. La résistance à la fragmentation des granulats a donc une importance prépondérante sur la résistance en fatigue de matériaux adhérents.
- à 20 °C, aucune rupture de granulats n'est observée ; dans ce cas, c'est la qualité de l'interface ou du liant qui pilote la résistance en fatigue.

Là encore il est indispensable de pouvoir décrire les différents phénomènes apparaissant en cours d'essai de fatigue, pour en tirer les lois intrinsèques.

2.3.5.b. Fréquence

L'influence de la fréquence sur la durée de vie en fatigue des enrobés a été peu étudiée en regard de celle de la température.

Des études disponibles indiquent un effet de la fréquence symétrique à celui de la température (du moins pour le module de rigidité des enrobés) [DOA77] : une diminution de la durée de vie à déplacement imposé et une augmentation de la durée de vie à force imposée lorsque la fréquence augmente.

Cependant, une étude effectuée sur des enrobés bitumineux en flexion deux points à déplacement imposé [ROC96], a montré que l'effet de la variation de fréquence ne peut être entièrement imputé à

la variation de module. En effet des essais réalisés à 10 °C, 25 Hz conduisent à la même valeur de ε_6 que les essais à 20 °C, 40 Hz, alors que le module, lui, varie de façon beaucoup plus importante entre 10 et 20 °C (diminution de l'ordre de 40 %), que par un passage de 40 à 25 Hz (augmentation de l'ordre de 25 %).

Ceci confirme le fait que la seule valeur du module de rigidité initiale d'un enrobé ne peut laisser présager de ses performances mécaniques.

2.3.5.c. Mode de sollicitation

Le choix de la sollicitation influence directement le déroulement de l'essai et notamment le critère de ruine de l'éprouvette. Pour un essai à effort imposé, le déplacement augmente et la fin de l'essai est caractérisée par la ruine de l'éprouvette. Dans le cas d'un essai à déplacement imposé, l'effort diminue et le critère de rupture usuel est une chute de moitié de l'effort par rapport à l'effort initial. La dispersion des résultats est plus grande dans le cas d'un essai à déplacement imposé [SAI88].

Simuler la sollicitation réelle d'une structure de chaussée reste aussi un gageur. Les allures des déformations longitudinales et transversales réelles fournies par des jauges collées à la base d'une couche bitumineuse posée sur la grave reconstituée humidifiée (GRH) au passage d'un jumelage lors d'une expérimentation sur le manège de fatigue du LCPC [ROC94₁] sont présentées en *figure III.7*.

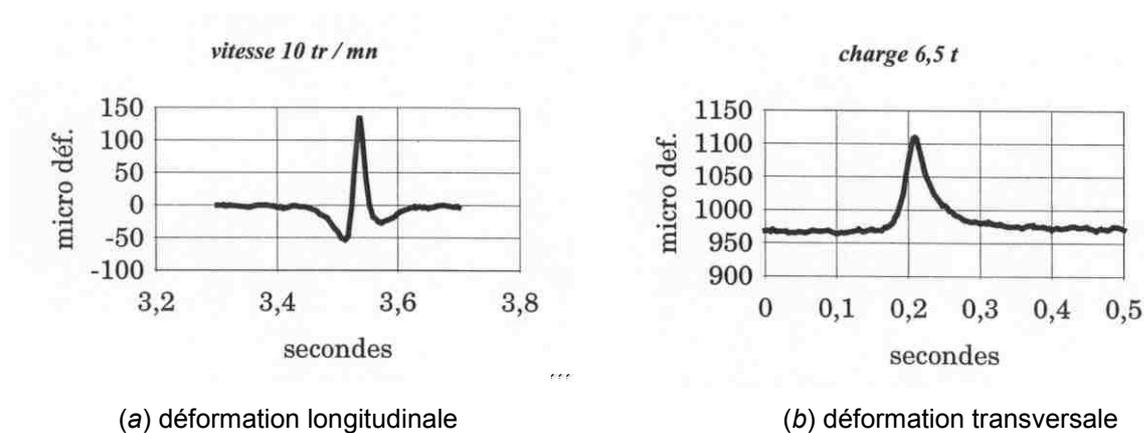


Figure III.7 – Allure des signaux des déformations longitudinale (a) et transversale (b) sous l'effet du passage d'un essieu isolé (base de la couche bitumineuse, traction dans le sens positif)

2.3.5.d. Géométrie d'essai

Plusieurs géométries (poutre, console trapézoïdale, cylindre aminci ou non, géométrie spécifique) relatives à différents types de sollicitation (flexion, traction-compression, cisaillement) sont utilisés pour les essais de fatigue. La comparaison des résultats obtenus avec différents types d'essais a été étudiée.

Une étude réunissant 6 laboratoires routiers français a permis de comparer des essais de flexion deux points sur éprouvette trapézoïdale avec des essais en traction-compression sur cylindre [AGU81]. Il semble que les durées de vie en traction-compression soient plus courtes qu'en flexion, pour une même déformation initiale. Par contre, les résultats obtenus selon une même modalité sont cohérents entre eux.

Une autre approche a permis de comparer sur plusieurs matériaux, les résultats obtenus à contrainte imposée en flexion deux points et en flexion trois points [ROC94₂]. Pour les trois types de matériaux testés, la durée de vie est plus importante en flexion trois points qu'en flexion deux points (le rapport $\sigma_6 \text{ flexion 2 points} / \sigma_6 \text{ flexion 3 points}$ variant entre 1,4 et 2).

Des essais inter-laboratoires réalisés dans le cadre de la RILEM [FRA94] ont mis en évidence des résultats sensiblement équivalents entre flexion deux points et flexion quatre points.

2.3.6. Autres phénomènes observés au cours d'un essai de fatigue

L'endommagement n'est pas le seul paramètre à l'origine des variations de module dans les essais de fatigue sur les enrobés bitumineux. La connaissance des différents phénomènes est nécessaire et importante pour une évaluation juste de la part d'endommagement dans le matériau lors d'un essai de fatigue.

Les interruptions, ou temps de repos, ont un effet bénéfique sur la durée de vie du béton bitumineux. L'application des sollicitations en continu a deux effets sur le comportement du matériau bitumineux :

- entraîne des phénomènes d'échauffement à l'origine de la baisse du module [DIB97] et [ROC96],
- empêche la récupération du module par autoréparation.

2.3.6.a. Autoréparation

La période de repos permet à un enrobé bitumineux endommagé de récupérer une partie voire même la totalité de sa résistance mécanique. Il semble que l'endommagement s'efface et que les fissures cicatrisent. C'est la nature du bitume qui est à l'origine de ce phénomène.

En laboratoire, le phénomène d'autoréparation a été mis en évidence par Saunier [SAU68]. Des éprouvettes ont été sollicitées en traction jusqu'à rupture, puis les deux parties sont remises en contact et maintenues par pression (masse pesant sur l'éprouvette reconstituée). Après différentes périodes de repos, les éprouvettes sont recollées et elles présentent des résistances à la traction entre 80 et 100 % de valeurs avant la rupture. La contrainte permanente exercée pendant le repos a une grande influence sur les valeurs obtenues de résistance à la traction.

Ainsi après un temps de repos, les observations de valeurs de déflexion relevées sont inférieures aux valeurs relevées à la fin d'une période de sollicitation sur le manège de fatigue du LCPC [ROC94₁]. Cette autoréparation n'est que temporaire ; par temps chaud, les fissures disparaissent puis réapparaissent dès que la température chute. Bien sûr, il n'y a aucune raison pour que l'autoréparation conduise à un enrobé plus résistant que l'enrobé d'origine [SAU68], mais le phénomène est plus intéressant si l'autoréparation a lieu avant l'apparition des fissures en surface de chaussée.

Pour Alimami [ALI88], l'influence du temps de repos est liée à l'endommagement déjà subi par le matériau. La récupération reste toutefois liée à la durée du temps de repos. Mais au delà d'un seuil, les périodes de repos n'ont plus d'influence sur la durée de vie [BON83].

2.3.6.b. Echauffement

La dissipation d'une partie de l'énergie fournie à l'éprouvette pendant un cycle de chargement s'explique par le caractère visqueux de l'éprouvette. Cette dissipation se transforme en quantité équivalente de chaleur et qui fait croître la température de l'éprouvette.

Cette augmentation de température a été mise en évidence par Stéfani [STE81] grâce à des mesures de thermographie infrarouge et modélisée par Piau et Rousset [PIA83].

L'élévation de température sur un cycle de chargement est très faible. Par contre, dans le cas d'un essai continu, cette augmentation de température ne peut être négligée [DIB97]. L'enchaînement des sollicitations entraîne une accumulation de la chaleur produite à chaque cycle et la faible conductivité de l'enrobé confine la chaleur à l'intérieur de l'éprouvette. Les petites quantités de chaleur produites dans un cycle vont se cumuler et finissent par créer un échauffement au sein de l'éprouvette, qui ne peut être négligé. Au cours d'un essai continu de fatigue, l'échauffement peut atteindre quelques degrés ; ceci conduit à une baisse du module, non négligeable, qui ne peut être attribuée à de la fatigue.

Des mesures locales réalisées sur des éprouvettes trapézoïdales montrent que les échauffements sont supérieurs lors des essais à force imposée par rapport aux essais à déplacement imposé. Ils peuvent atteindre 3,5 °C lors d'un essai de fatigue continu sur des matériaux aux liants polymères par exemple [RIV96].

2.3.6.c. Refroidissement

A l'opposé du réchauffement, le phénomène de refroidissement n'a été que peu souligné. Pourtant il est possible d'observer le refroidissement dans les cas suivants, en fonction de la sollicitation pour :

- des essais en sollicitations différenciées, à cause de la diminution de l'amplitude de sollicitation,
- des essais d'autoréparation, en raison des arrêts des chargements,
- des essais continus en mode de déformation ; si la phase II, *figure III.7*, est assez longue, une partie de l'échauffement produit pendant la phase I s'efface du fait de la diminution de la dissipation d'énergie.
- la phase III de tous les essais (localement ou globalement).

Au démarrage d'un essai de fatigue en mode continu, l'apparition de l'échauffement est inévitable. Dès que la température liée à cet échauffement primaire est stabilisé (durant la phase I), l'évolution de la dissipation d'énergie définit l'état thermique de l'éprouvette.

Le refroidissement peut contribuer à une récupération du module et donc son influence doit être prise en compte dans l'analyse de fatigue. Cependant certaines mesures montrent que le refroidissement à lui seul, ne peut justifier toute la récupération du module. Il doit donc exister un autre phénomène qui participe au durcissement de l'éprouvette [PRO96].

2.3.6.d. Dilatation des éprouvettes non explicables par l'échauffement

Une augmentation de la hauteur de éprouvettes trapézoïdales testées en flexion deux points a été mise en évidence [RIV96], [CHA92]. Des allongements allant jusqu'à 540 μm sont mesurés au cours d'un essai de fatigue en continu (la valeur de la flèche est du même ordre de grandeur). En mode discontinu, un phénomène de recouvrance est observé pendant les temps de repos.

Les auteurs expliquent ce phénomène par la différence de réaction du matériau en traction et en compression, qui engendre un déplacement de la fibre neutre de l'éprouvette. Au niveau du plan médian de l'éprouvette, les déformations moyennes positives s'accumulent et engendrent l'allongement de l'éprouvette.

Pour Lefeuvre [LEU00], cette dilatation est la manifestation d'un endommagement diffus dans le matériau. Une modélisation basée sur la mécanique de l'endommagement est proposée.

2.3.7. Quelques paramètres de formulation ayant une influence sur la fatigue

La formulation du béton bitumineux, qui est un matériau composite, n'est pas unique. Le produit final doit répondre à différentes caractéristiques fonction de la destination du produit dans la chaussée. Les résultats présentés dans ce paragraphe sont issus des travaux de Soltani [SOL98].

L'influence des paramètres de formulation des enrobés a fait l'objet d'études afin de déterminer leur impact sur la résistance à la fatigue.

Plusieurs relations statistiques globales ont été énoncées pour prédire la tenue en fatigue des enrobés bitumineux à partir de leur composition [TAY94], [MYR92], [MOU92], [VER74]...

Cependant, comme toutes corrélations statistiques, ces relations sont valables pour le type de matériaux avec lesquels elles ont été établies et les valeurs prédites pour des matériaux différents s'écartent notablement des valeurs expérimentales mesurées en laboratoire.

Dans le domaine des faibles contraintes et déformations, certains paramètres de formulation des enrobés bitumineux jouent une plus grande influence sur la durée de vie en fatigue que sur l'obtention d'un module de rigidité [DOA77₂].

2.3.7.a. Compacité

La teneur en vide résulte de la formulation et de la mise en œuvre ; elle conditionne un grand nombre de qualités requises : imperméabilité à l'eau, module de rigidité, bonne résistance à l'orniérage et à la fatigue [DOA77₂].

L'augmentation de la compacité prolonge la durée de vie et diminue la dispersion dans les résultats de fatigue [BAZ67] et [SOL76]. Mais la forme, la dimension et la distribution des vides sont des paramètres plus importants que le pourcentage de vide absolu.

2.3.7.b. Granulats

La forme des granulats ne semble pas influencer directement la résistance en fatigue des matériaux [SAU68], [BRE90] ; en revanche elle joue sur la compacité et la densité du produit final. De ce fait, l'influence de l'angularité doit être étudiée sous l'aspect : teneur en vide égale et énergie de compactage égale.

A teneur en vide égale, la différence entre la durée de vie des formules roulées et concassées n'est pas significative [SOL76]. En revanche, pour une même énergie de compactage, la densité, le module et la durée de vie en fatigue croissent pour l'enrobé formulé avec des matériaux roulés.

A teneur en vide et pourcentage de liant fixés, l'angularité n'a pas d'influence sur la résistance à la fatigue de l'enrobé [GOD77].

Seule la résistance des granulats ainsi que leurs propriétés d'adhérence ont un effet sur la tenue en fatigue [KIM92].

2.3.7.c. Teneur en liant

Dans la formulation d'un béton bitumineux, la teneur en liant et la composition granulométrique (par la surface spécifique) sont dépendants ; parler de module de richesse est d'ailleurs une grandeur plus courante et significative.

D'après Goddard [GOD77], il est communément admis que la teneur en liant est le principal facteur affectant la résistance à la fatigue. Il conclut que la durée de vie est plus sensible à une modification de la teneur en liant qu'à une modification de compactage.

La teneur en liant est le facteur prépondérant dans le comportement en fatigue des enrobés bitumineux [SAU68], [BRE90] et [MOU92].

Pour les teneurs en liant couramment utilisées sur le réseau routier français, l'augmentation de la teneur en liant conduit à une augmentation de la durée de vie. Moutier [MOU92] a quantifié cette augmentation en terme de ε_6 : une augmentation de 1 point de la teneur en liant conduit à une augmentation de $25 \cdot 10^{-6}$ du ε_6 pour un essai à déformation imposée sur éprouvette trapézoïdale.

Toutefois dans les essais du programme SHRP, des études montrent que la teneur en liant optimisée selon la durée de vie dépend de plus de la température. Les enrobés ayant une teneur en bitume optimale pour une durée de vie maximale à 0 °C, ont à 20 °C, une durée de vie inférieure aux enrobés ayant un dosage supérieur en liant [TAY92].

2.3.7.d. Type de bitume

La classe (\approx "dureté") d'un bitume a un effet caractéristique sur le comportement de l'enrobé. L'utilisation de bitumes durs augmente la rigidité de l'enrobé et ainsi son comportement à la fatigue. Un bitume dur a également la propriété de rendre l'enrobé moins sensible à la température, avec une meilleure endurance aux faibles déformations.

L'interaction entre la classe du bitume et la température concernant la durée de vie de l'enrobé est soulignée par Arand [ARA87]. A haute température, la résistance en fatigue est meilleure avec un bitume dur plutôt qu'un mou ; en revanche, le résultat est inversé dans les basses températures.

Le module de rigidité et le comportement à la fatigue d'une composition d'enrobé bitumineux avec une compacité donnée, dépendent essentiellement de la consistance du liant dans les conditions de sollicitations. Des enrobés, dont seule la nature du liant diffère, ont ainsi des durées de vie comparables quand ces liants ont le même module. D'après UGE [UGE76], la nature et l'origine du bitume ne sont que secondaires dans la mesure où les bitumes restent de type routier.

L'influence de la classe du bitume se ressent au travers de la pente de la droite de fatigue : en contrôle de contrainte, la pente ($1/b$) est d'autant plus plate que le bitume est dur (sauf pour des niveaux de sollicitations élevées) [SAI88].

De plus, le liant a une influence paradoxale suivant les modes d'essais. En mode de contrainte, l'enrobé se fatigue moins s'il contient un liant consistant. L'enrobé plus flexible résiste mieux en fatigue si l'essai est en déformation. Cependant Moutier [MOU90] introduit la notion de "nature du bitume" dans les comparaisons des formulations et conclut que les bitumes les plus structurés sont aussi les plus résistants en fatigue.

2.3.7.e. Teneur en fines

Il existe une teneur en fines optimale vis à vis de la résistance en fatigue. Ce dosage optimal, *c.f.* pour une durée de vie maximale, correspond à un couple fines/bitume [SOL76]. En fait, l'incorporation de fines augmente la compacité de l'enrobé.

La surface spécifique des fines ainsi que sa nature et sa capacité d'absorption influent sur sa densité du mélange et par conséquent son module et sa résistance à la fatigue. A rapport égal, l'effet sur le module et la fatigue dépendra du type de fines [SOL76]. Les fines calcaires donnent de meilleures performances en fatigue que les fines argileuses.

3. CAS PARTICULIER DU CISAILLEMENT

Les essais de fatigue les plus courants étudient le comportement de l'enrobé bitumineux en flexion ou encore en traction-compression.

De nos jours, le concept de dimensionnement basé sur la fatigue en flexion ne permet pas une prédiction correcte de la durée de vie des structures ; le phénomène de remontée de fissure doit être pris en compte. La question du choix du mode de sollicitation (contrainte, déformation ou effort) est posée, car les durées de vie obtenues en seront dépendantes.

La fatigue en cisaillement n'est pas couramment étudiée, pourtant dans les structures dont les couches de bases ont une rigidité élevée, le cisaillement reste un mode non négligeable dans le processus de dégradation et de remontée de la fissure.

De plus, Alimami [AL188] précise que la résistance en cisaillement est inférieure à la résistance en flexion. La remontée de fissure sous trafic s'applique principalement aux couches de roulement. Il est donc important de modéliser correctement le temps de remontée de fissure au travers de cette couche.

Le passage des charges roulantes crée des mouvements relatifs verticaux au niveau des discontinuités de la chaussée (fissures ou joints). L'amplitude de cisaillement des lèvres de la fissure ou du joint n'est pas seulement due à la rigidité en flexion de la structure et à la réaction du support mais est aussi fonction du transfert de charge existant au niveau du joint.

La contrainte de cisaillement développée dans le joint dépend directement de l'ouverture du joint et de sa résistance. Mais la zone fissurée à l'aplomb du joint joue également un rôle de résistance vis à vis des contraintes de cisaillement.

Le faible nombre d'étude de ce mode de cisaillement peut être mis sur le fait que la réalisation d'un essai en mode de cisaillement pur nécessite quelques appareillages spécifiques. Il faut également souligner que longtemps on a considéré que seul le mode d'ouverture était une sollicitation significative dans les structures de chaussée. Néanmoins quelques études portent sur cette sollicitation et nous allons les présenter dans la suite de ce paragraphe.

3.1. ESSAIS DE CISAILLEMENT A DELFT [BON99]

L'Université de Delft utilise son propre appareillage de fissuration en fatigue ; ce dispositif a été principalement développé pour étudier les phénomènes d'engrènement au droit d'une fissure.

L'avantage de ce système repose sur l'utilisation d'une forme d'éprouvette relativement simple : un barreau de béton bitumineux, dont les dimensions sont les suivantes : $110 \times 125 \times 450 \text{ mm}^3$.

Ainsi, l'éprouvette peut être fabriquée en laboratoire, mais aussi provenir d'un échantillon prélevé sur une structure réelle. Le principe de l'essai est représenté *figure III.8*. L'échantillon repose sur un bâti fixe en partie basse sur deux pivots, un vérin hydraulique vertical permet d'imposer à l'échantillon un effort de cisaillement transmis par deux autres pivots. C'est leur position qui permet d'appliquer une sollicitation de cisaillement pur. Le vérin horizontal permet d'exercer lors de cet essai une pression sur la zone sollicitée (joint ou engrènement lors de la propagation de fissure).

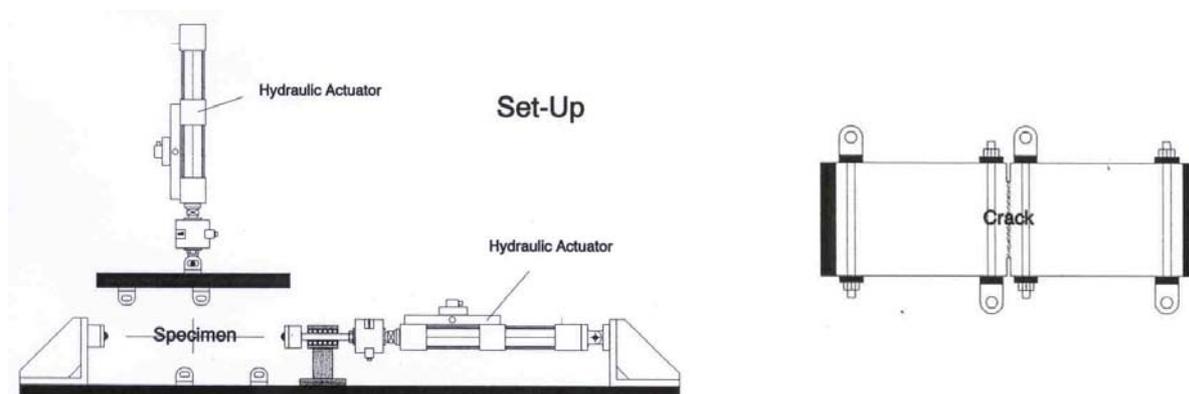


Figure III.8 – Machine de fissuration en fatigue de Delft et éprouvette utilisée

Initialement cet essai a été développé pour étudier le comportement de la résistance ou de l'engrènement d'une interface. Cette configuration permet de simuler des contraintes de cisaillement sans moment de flexion parasite, et l'effort transmis à l'interface est de 11/15 fois l'effort vertical total. De plus, un piston hydraulique horizontal permet de générer des contraintes de compression dans la zone sollicitée.

Hors pointe de la fissure, les contraintes imposées dans la zone sollicitée sont homogènes.

L'objectif premier de ce dispositif expérimental était d'étudier le phénomène d'engrènement au droit d'une fissure dans une grave bitume, et donc d'imposer des chargements monotones. Mais des essais cycliques ont également été effectués ; un chargement vertical sinusoïdal, de fréquence 8 Hz, est appliqué, avec une contrainte normale maintenue à 0,52 MPa.

Différents niveaux de contraintes imposées ont été testés sur des formulations de grave bitume et les résultats sont présentés dans les figures III.9 et III.10 pour ces deux niveaux de chargement.

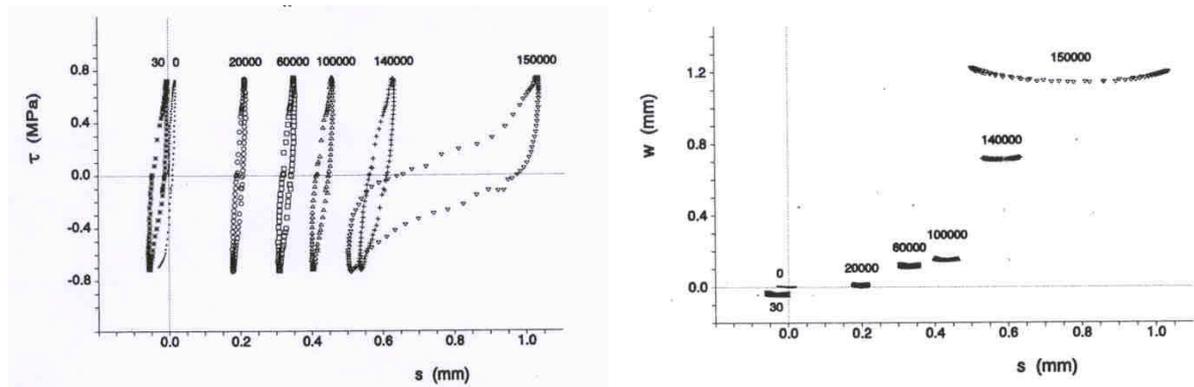


Figure III.9 – A gauche, évolution de la contrainte de cisaillement au cours de différents cycles en fonction du déplacement vertical ; à droite, évolution du déplacement horizontal en fonction du déplacement vertical en fonction des nombres de cycles pour un niveau de chargement initial de 0,71 MPa

Dans la première phase de test, une ouverture négative de fissure est observée ; ceci est expliqué par un fluage de l'éprouvette du fait de la pression normale exercée sur la face.

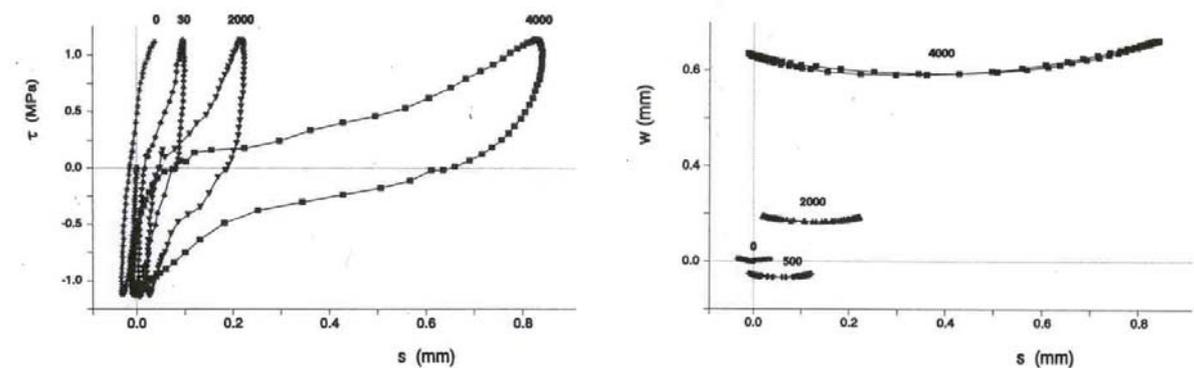


Figure III.10 – A gauche, évolution de la contrainte de cisaillement au cours de différents cycles en fonction du déplacement vertical ; à droite, évolution du déplacement horizontal en fonction du déplacement vertical en fonction des nombres de cycles pour un niveau de chargement initial de 1,14 MPa

Pour une contrainte de cisaillement initiale élevée (1,14 MPa), la durée de vie de l'éprouvette est fortement diminuée. Après le premier cycle de chargement, une chute rapide de la rigidité du cordon sollicité est enregistrée.

La *figure III.11*, ci-dessous, représente les courbes de régression de la dégradation de la rigidité du cordon sollicité en fonction du nombre de cycles. Le rapport $\Delta\tau / \tau_f$ est l'amplitude de contrainte de cisaillement sur la résistance en cisaillement τ_f ($=2,5 \text{ MPa}$) et pour une pression normale de $0,52 \text{ MPa}$.

Une forme d'équation de la forme : $y = 1 - x^q$ a été retenue, dans laquelle q décroît pour un rapport $\Delta\tau / \tau_f$ augmentant ; ainsi q représente la durabilité de l'engrènement des granulats dans ces conditions. (*figure*, à droite).

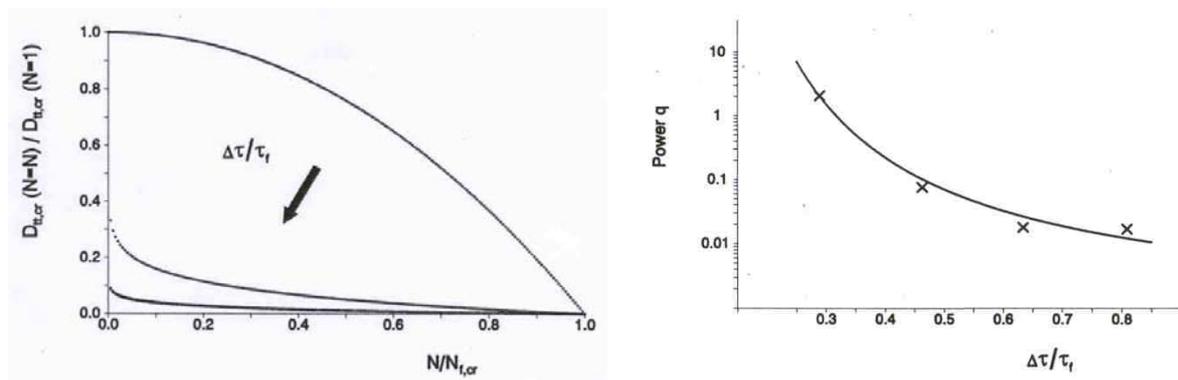


Figure III.11 – Courbes d'évolution du taux de dégradation et du coefficient q en fonction du niveau de contrainte

3.2. ESSAI DE CISAILLEMENT RDC, REFLECTIVE CRACKING DEVICE [SOU00]

Le développement de cet essai a été initié par l'observation du manque de corrélation existant entre les essais de flexion en fatigue et la remontée de fissure sur chaussée réelle. Sousa et al. [SOU00] ont jugé nécessaire d'avoir un dispositif expérimental permettant de simuler le mode de sollicitation réaliste en laboratoire.

Le dispositif expérimental développé dans le cadre du SHRP [SOU96] pour une prédiction réaliste, le Reflective Cracking Device (RCD), est présenté en *figure III.12* ci dessous. Ce test permet une combinaison indépendante du mode d'ouverture et de cisaillement. Le pilotage de l'essai peut être fait indifféremment en effort ou en déplacement.

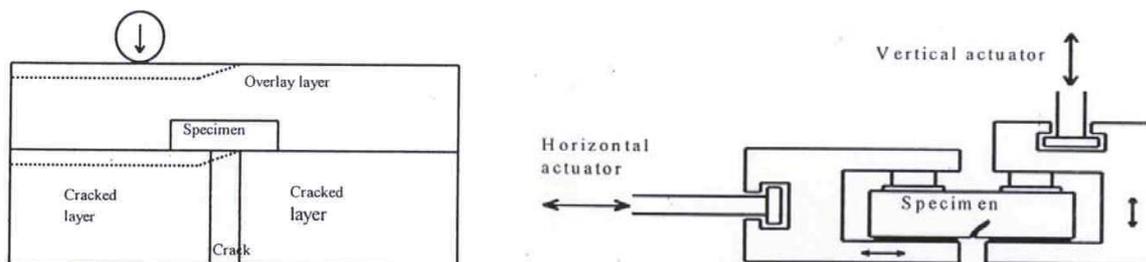


Figure III.12 – Représentation schématique du test de Reflective Cracking Device [PAI00]

En parallèle des campagnes expérimentales, des simulations éléments finis ont été réalisées afin de déterminer quel type de sollicitation représente le mieux la configuration réelle durant le processus de propagation.

Soit dans cette analyse numérique, le déplacement relatif entre les points A et B lors de la propagation de fissure sera le même que le déplacement relatif entre les points A_1 et B_1 dans la simulation numérique considérée, comme le montre la *figure III.13*.

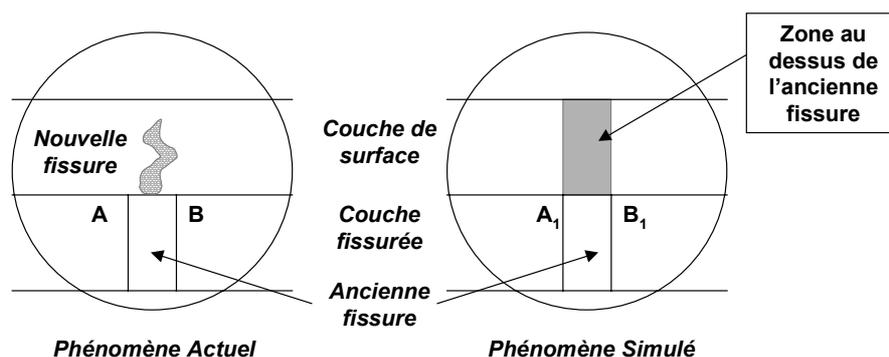


Figure III.13 – Modélisation idéalisée du comportement à la fissuration

Au cours de l'essai, la fissure se propage, le déplacement relatif entre *A* et *B* augmente. Le module équivalent de la zone endommageable diminue, traduisant l'accroissement des dommages.

Les calculs réalisés, en fonction du module du joint équivalent à un accroissement de la hauteur fissurée, montrent que dans une structure routière, la contrainte qui évolue le moins est la contrainte de cisaillement.

La modélisation permet de conclure que les essais réalisés en contraintes contrôlées, en appliquant une combinaison d'efforts de cisaillement et de traction, sont les plus représentatifs.

De plus, les essais contrôlés en contraintes permettent une comparaison des performances de différentes solutions, si le critère de ruine est une chute de 50 % du module.

3.3. BANC DE FATIGUE MEFISTO [WEN97]

Deux nouvelles spécifications sont à l'origine du développement du banc MEFISTO [WEN97] :

- Pouvoir simuler le phénomène de battement, caractéristique du fonctionnement des couches d'assises discontinues
- Pouvoir travailler à des températures basses de l'ordre de -5° à -10° C.

La *figure III.14* illustre le schéma de fonctionnement retenu pour la nouvelle machine. L'éprouvette est soumise à l'action de deux colonnes verticales reliées à un même arbre au moyen d'excentriques. Lors de la rotation de l'arbre, les excentriques communiquent aux deux colonnes un déplacement différentiel, qui crée à chaque tour un battement sinusoïdal de l'ensemble (plaques support et éprouvette). Les plaques supports, peuvent également se déplacer horizontalement afin de simuler l'ouverture de la fissure sous amplitudes thermiques.

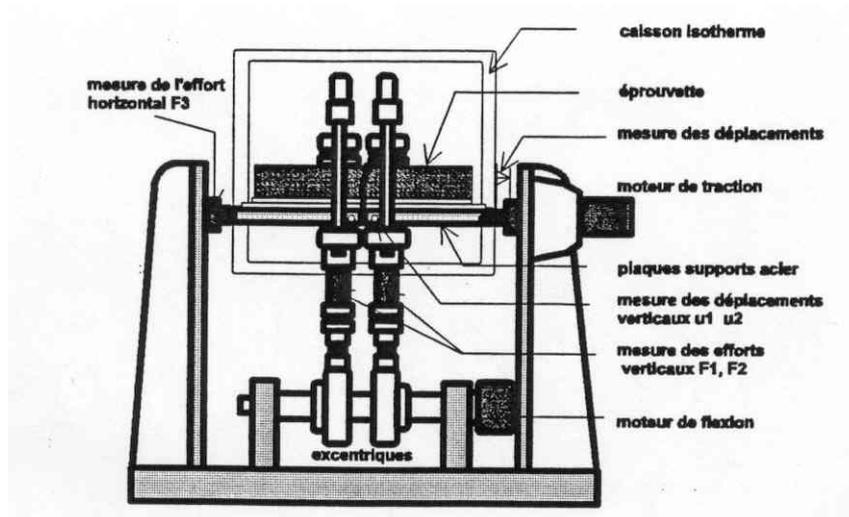


Figure III.14 – Principe de fonctionnement de MEFISTO

Des premières expériences ont été effectuées avec deux colonnes de flexion disposées symétriquement par rapport au plan médian du corps d'éprouvette avec un déplacement horizontal bloqué.

La fréquence d'essai est de 1 Hz, la température de 5 °C et les déplacements d_1 et d_2 , en opposition de phase sont de 50 μm à vide. Les dimensions du barreau préentaillé sont les suivantes : 50 x 50 x 560 mm³.

Les cinétiques de propagations ont été relevées visuellement sur une face de l'éprouvette traitée au blanc de Meudon ; le principe de suivi par des jauges classiques de propagation s'est avéré inadapté sous une sollicitation de cisaillement (la rupture n'est pas suffisamment ouverte).

Une fissuration symétrique autour du plan médian de l'éprouvette s'est développée résultant de la propagation de quatre macro-fissures, deux ascendantes et deux descendantes formant un dièdre en fin de durée de vie.

Les fissures ascendantes prennent naissance au fond de la pré-entaille (qui se situe sur la face inférieure du barreau d'éprouvette).

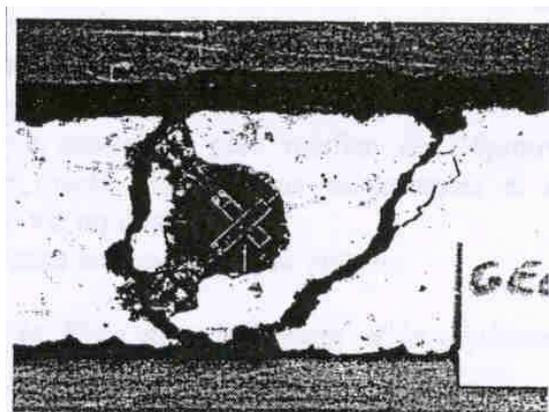
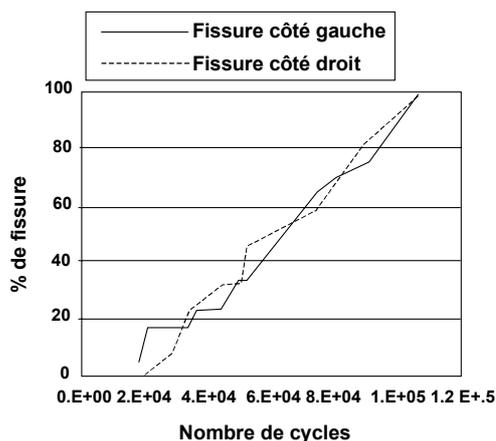
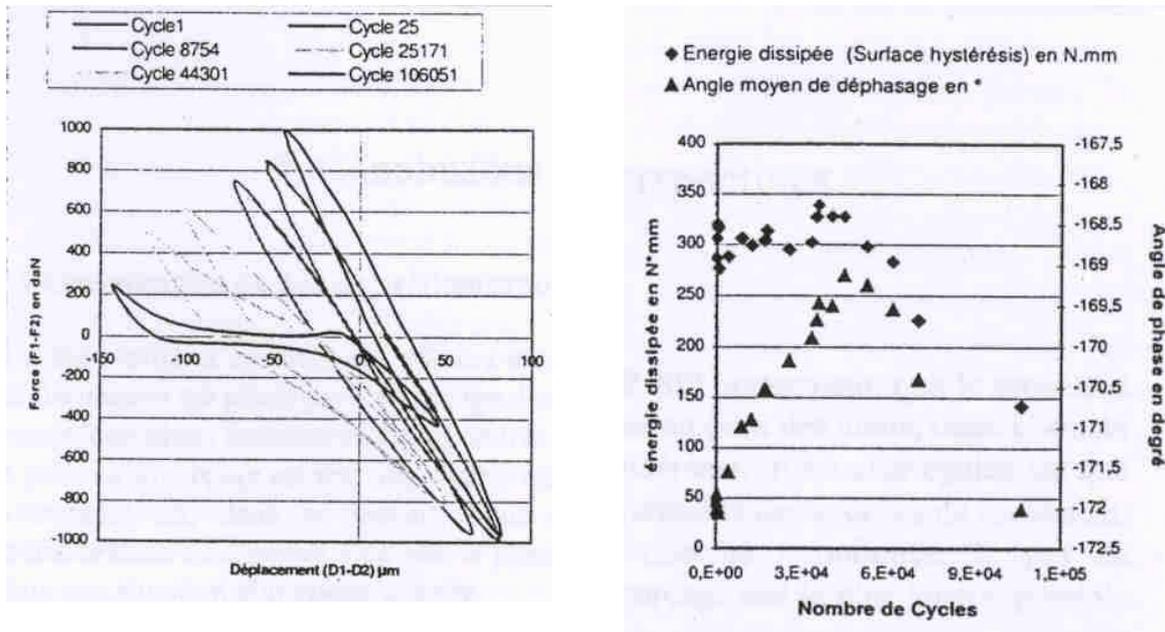


Figure III.15 – Cinétique de propagation des macro-fissures ; images de leur cheminement en fin d'essai

Les profils de rupture indiquent que l'éprouvette n'est pas seulement sollicitée en cisaillement. Les plaques rigides, sur lesquelles repose l'éprouvette, introduisent une sollicitation parasite d'ouverture dans la partie haute de l'éprouvette.

Les observations expérimentales montrent que l'angle de phase évolue peu au cours de l'essai, entre 8 et 10 °. Le maximum de déphasage correspond au maximum de déformation ε_{xy} en amplitude enregistrée sur la jauge croisée placée au droit de la pré-entaille.

Les courbes d'énergie dissipée calculée par la surface d'hystérésis évoluent en corrélation avec les valeurs du déphasage.



Figures III.16 et III.17 – Evolution des courbes force de cisaillement en fonction du déplacement ; des angles de phases et de l'énergie dissipée en cours d'essai

Les résultats présentés sont une première approche de l'étude de la propagation en cisaillement dans les enrobés bitumineux et montrent les perspectives possibles avec cet outil expérimental mais demande encore quelques approfondissements.

Les essais présentés ci-dessus sont des essais de structures qui s'attachent à décrire le phénomène de remontée de fissure dans la couche de surface d'une structure routière. L'objectif est de mieux appréhender et simuler ce qui se passe réellement dans une structure sous le passage des charges roulantes.

Avec de tels dispositifs expérimentaux, l'identification de lois intrinsèques au matériau n'est pas possible. Ce problème pourra être résolu seulement en passant par le développement d'essais dans lesquels le corps d'éprouvette est soumis à des sollicitations homogènes. L'identification de lois intrinsèques au matériau permet ensuite de s'affranchir des problèmes de sollicitations représentatives (contraintes ou déformations).

3.4. MACHINE D'ESSAI EN CISAILLEMENT [ALI88]

A la base, cet essai a été développé afin d'avoir un essai homogène permettant d'étudier le comportement des enrobés bitumineux en fatigue par cisaillement ; les éprouvettes sont de formes diabolos (figure III.18).

La dimension de l'éprouvette permet aussi d'avoir un échantillon représentatif. L'objectif de cet essai est à court terme de caractériser la remontée de fissure dans les structures de chaussée ; mais à long terme le but est d'offrir une alternative à l'essai de flexion trois points sur éprouvette trapézoïdale en identifiant une loi de comportement homogène.

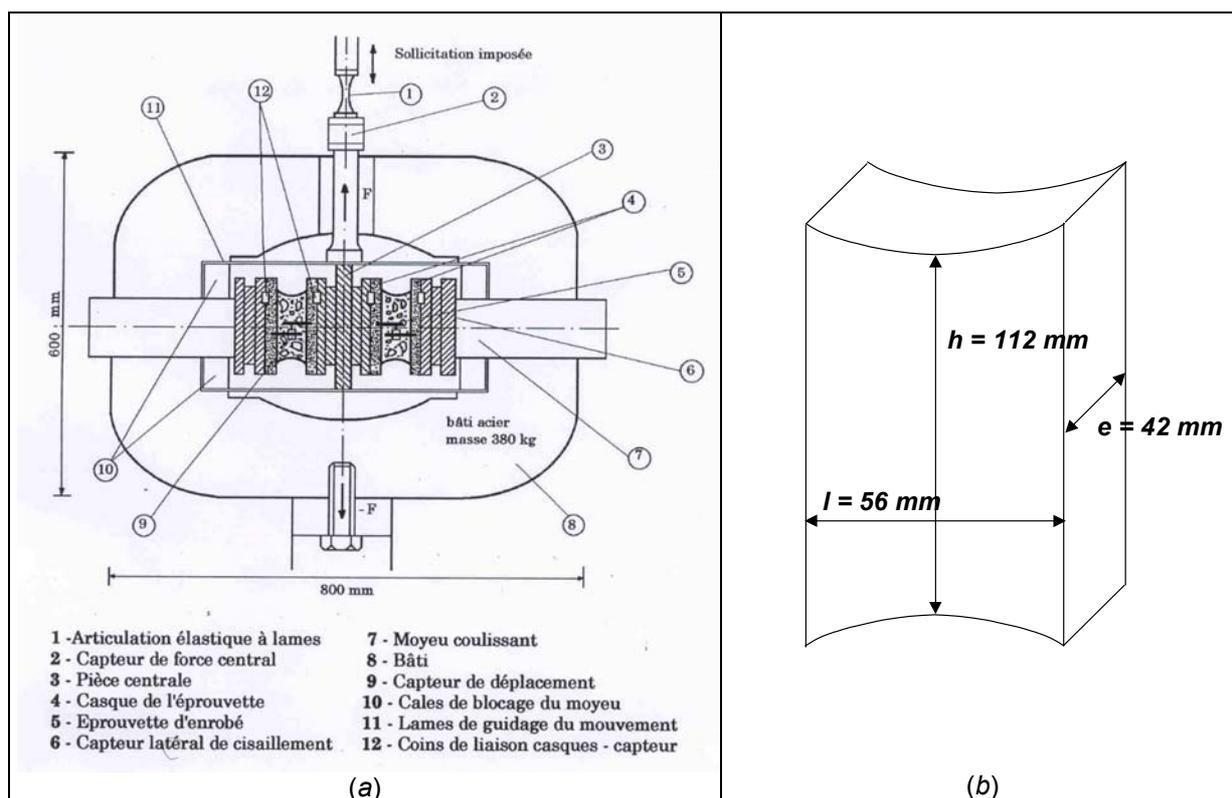


Figure III.18 – (a), Description du bâti support d'éprouvette & (b), dimensions de l'éprouvette

L'endommagement de l'éprouvette est caractérisé, pendant l'essai, par la diminution de sa raideur.

Cette étude réalisée par Alimami [ALI88] a permis de mettre en évidence qu'une partie de la perte de raideur de l'éprouvette au cours d'un essai sous sollicitations continues sinusoïdales, provient des effets d'échauffement propres à ce type d'essai. Pour s'affranchir de ses phénomènes d'échauffement, une procédure de sollicitation par impulsion suivie d'une période de repos a été mise au point. Ainsi, l'identification d'une loi d'évolution du dommage, par un scalaire, plus réaliste et mieux adaptée aux sollicitations d'un enrobé sur une chaussée semble une bonne alternative à l'approche actuelle par la mécanique de la rupture.

3.5. CONCLUSION SUR LES ESSAIS DE CISAILLEMENT

Les caractéristiques mécaniques en flexion des couches bitumineuses, actuellement utilisées pour le dimensionnement, ne suffisent pas pour prédire la durée de vie de la structure. Le phénomène de remontée de fissure en cisaillement doit également être pris en compte. Ceci est particulièrement vrai dans les chaussées dont le revêtement en enrobé bitumineux est de faible épaisseur et dans les structures semi-rigides.

Dans l'état actuel des connaissances, il importe de mieux identifier le comportement à la fatigue des structures vis à vis de la fissuration et plus spécialement dans leur comportement au cisaillement.

Les trois premiers essais présentés ci-dessus montrent que des tentatives de modélisation du comportement en cisaillement existent mais elles restent marginales et les résultats obtenus n'ont pas été transposés sur des structures réelles en vue d'une prédiction du comportement d'une chaussée.

4. CONCLUSIONS SUR LA FATIGUE SOUS TRAFIC

Le passage des charges roulantes sur les structures routières génère des contraintes et des déformations dans les couches. La répétition des charges engendre la fatigue des matériaux.

Les enrobés bitumineux ayant un comportement viscoélastique (même si, sous trafic, l'approximation d'un comportement élastique reste valable), il ne faut néanmoins pas oublier que les effets de la température et de la fréquence joueront un rôle dans le comportement global de la structure.

Il est possible de lister de façon exhaustive tous les phénomènes qui entrent en jeu, mais il n'est pas réaliste de les dissocier si l'on cherche à mieux identifier le comportement d'une structure réelle ; car il y a interaction entre ces différents paramètres.

Néanmoins, l'étape indispensable avant de procéder à un couplage est de bien comprendre l'effet de chaque phénomène. Le chemin à parcourir entre l'éprouvette de laboratoire et la structure routière est encore long.

C'est un peu à cause de tout cela que nous nous sommes intéressés au phénomène de fatigue en cisaillement dans les structures routières ; les prédictions de durées de vie en flexion ne sont pas suffisantes. Il importe de tenir compte du comportement de l'enrobé bitumineux sous des sollicitations de cisaillement en fatigue et de la propagation de fissure qui en découle, pour une prédiction plus réaliste de la durée de vie d'une structure routière.

La démarche à retenir pour avancer, est d'aller de l'expérimentation à la structure de chaussée.

CHAPITRE IV – ETUDE EXPERIMENTALE DE LA FATIGUE EN CISAILLEMENT

1. PRINCIPE DE L'ESSAI	142
1.1. CHOIX DES ÉPROUVETTES	142
1.2. PRINCIPE ET CONDITIONS EXPÉRIMENTALES	143
2. MATÉRIAUX ET FORMULATION	145
2.1. GRANULATS	145
2.2. LIANT	146
2.3. EPROUVETTES	146
3. ACQUISITION DE DONNEES	149
4. TRAITEMENT ET ANALYSE DES SIGNAUX	152
4.1. TRAITEMENT DES DONNÉES	152
4.1.1. <i>Traitement de l'effort</i>	152
4.1.2. <i>Traitement du déplacement</i>	152
4.1.3. <i>Traitement des jauges de fissuration</i>	153
4.1.4. <i>Champs thermiques</i>	154
4.2. ANALYSE DES SIGNAUX.....	154
5. BILAN DES ESSAIS EFFECTUES	159
5.1. SOLlicitATIONS ET REPONSES	159
5.2. ENERGIE DISSIPÉE	162

Chapitre IV

ETUDE EXPERIMENTALE DE LA FATIGUE EN CISAILLEMENT

Les effets du passage des charges roulantes sur la propagation de fissure ne sont que partiellement pris en compte dans les modélisations existantes de la remontée de fissure.

Ainsi aucune loi de propagation de fissure en fatigue ne permet d'appréhender le comportement des bétons bitumineux sous un chargement réaliste, c'est à dire avec un couplage des effets thermiques et sous trafic.

Les résultats des simulations effectuées au *chapitre II* montrent que les seuls effets thermiques ne peuvent expliquer la remontée de fissure jusqu'à la surface de la chaussée. Au delà d'un seuil, le trafic devient la cause dominante expliquant la fissuration complète de la couche de surface [BON99].

Avant de penser au couplage de ces deux actions, il importe donc de bien identifier le comportement des structures routières sous les sollicitations dues au passage des charges roulantes.

Compte tenu de la préexistence de fissures transversales à la base de la couche de roulement en matériaux hydrocarbonés d'une structure semi-rigide (fissuration initiale en mode d'ouverture sous sollicitations thermiques *c.f. chapitre II*), les passages d'essieux induisent, au droit de ces fissures, des sollicitations de fatigue en cisaillement localisé.

Le laboratoire 3MSGC d'Egletons dispose d'un banc de fatigue permettant l'étude la fissuration sur des éprouvettes de béton bitumineux en cisaillement.

La configuration du dispositif expérimental, éprouvette et sollicitation, fait qu'il s'agit d'un essai de structure.

Ce chapitre est essentiellement consacré à la présentation de l'essai de fatigue en cisaillement du laboratoire 3MSGC d'Egletons.

Après une présentation des matériaux testés dans cette étude, formulation, méthode de fabrication et obtention des éprouvettes, il est mis l'accent sur la préparation en amont du test qui garantit la bonne répétabilité dans les essais ; cette étape est en effet primordiale.

1. PRINCIPE DE L'ESSAI

Le laboratoire 3MSGC d'Egletons a adapté son banc de fatigue pour l'étude de la propagation de fissure en mode d'ouverture ou de cisaillement (*figure IV.1*). Pour modéliser chacun de ces phénomènes, le concept retenu est un essai de structure : essai de flexion 3 points en mode d'ouverture et essai de cisaillement cyclique alterné sur éprouvettes entaillées, de type CS (Compact Shearing) modifié.

L'essai a été mis au point pour une étude de la propagation de fissure en mode de cisaillement alterné, représentatif de la sollicitation dans une structure routière (semi-rigide ou rechargée).

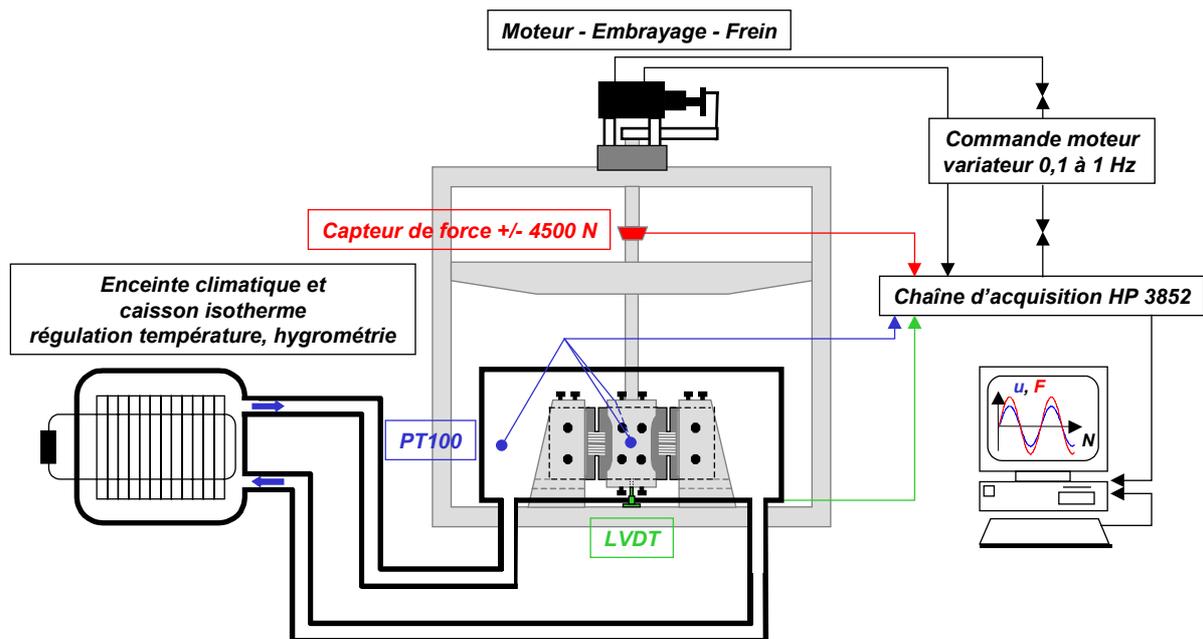


Figure IV.1 – Dispositif expérimental

1.1. CHOIX DES EPROUVETTES

En amont de la réalisation de l'expérimentation, une préparation de l'éprouvette est nécessaire. Cette opération est l'étape essentielle de l'essai, car elle garantit le bon déroulement de l'expérimentation (tant du point de vue de la répétabilité que de l'acquisition des données). Les différentes étapes sont détaillées à l'*annexe B, paragraphe B.1*.

Dans le cas du bois, ou de matériaux orthotropes, c'est à dire dès lors que la direction de propagation est connue, une éprouvette dite C.S. (Compact Shearing) est utilisée pour un chargement 3 points (*figure IV.2*).

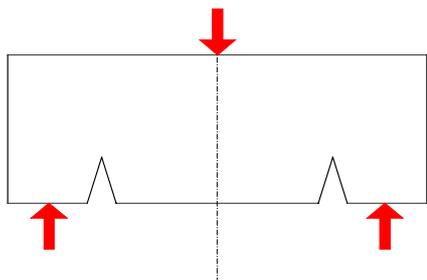


Figure IV.2 – Epreuve C.S.

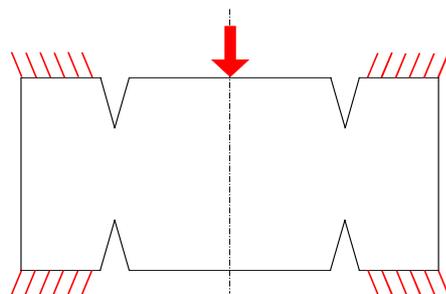


Figure IV.3 – Epreuve C.S. modifiée

Dans le cas du béton bitumineux (où il n'existe pas de direction préférentielle de propagation, le matériau étant considéré comme isotrope), cette géométrie favorise l'apparition d'une composante parasite du mode d'ouverture conjugué au mode de cisaillement.

L'éprouvette C.S. modifiée a été proposée de façon à minimiser la composante d'ouverture (figure IV.3).

Les entailles sont réalisées à la scie diamantée. Leur profondeur est d'environ 30 mm ; cette dimension est définie de façon à optimiser la surface sollicitée en restant dans la limite haute de la capacité machine.

La géométrie des éprouvettes de type Compact Shearing modifiée de béton bitumineux retenue est présentée en figure IV.4.

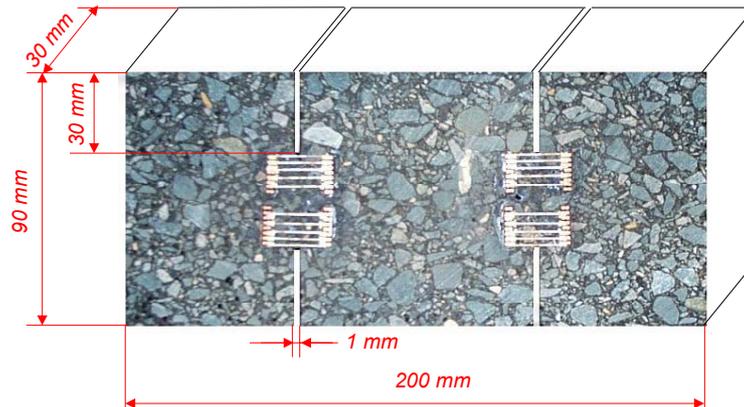


Figure IV.4 – Géométrie de l'éprouvette

Avant essai, les dimensions des éprouvettes sont mesurées à l'aide d'un pied à coulisse numérique, de façon à connaître précisément les sections sollicitées.

Afin d'avoir un suivi de propagation fiable, nous avons mis au point un procédé de mesure de fissuration.

L'utilisation de jauges de propagation classique (type Vishay ou HBM, utilisées lors de propagation en mode d'ouverture, avec une rupture franche des fils) n'a pas été possible.

De plus, compte tenu de l'épaisseur de l'éprouvette, la colle et le support pouvait induire un renforcement local dans la section sollicitée. Le principe utilisé alors, a été de mesurer la résistance d'un filet de laque d'argent (Degussa) conductrice.

Sur la face arrière de l'éprouvette (non appareillée), une peinture blanche est appliquée pour suivre de façon visuelle, le chemin de propagation de la fissure.

Le montage de l'éprouvette (et par extension son pré-serrage) est réalisé à température ambiante. C'est la phase qui requiert le plus d'attention car elle conditionnera la sollicitation réelle appliquée à l'éprouvette.

Plusieurs conditions doivent être réunies afin d'assurer le bon déroulement de l'essai :

- ✓ centrage de l'éprouvette dans le sens longitudinal (centrage des entailles par rapport à l'axe qui applique la sollicitation),
- ✓ centrage dans le sens transversal en évitant d'introduire un moment parasite lors du serrage,
- ✓ centrage de l'éprouvette dans le sens de la hauteur, afin de solliciter l'éprouvette dans sa partie centrale de façon alternée symétrique.

1.2. PRINCIPE ET CONDITIONS EXPERIMENTALES

Les appuis latéraux sont encastrés et la partie centrale est maintenue dans un bâti rigide solidaire de l'axe mobile de la machine d'essai électromécanique appelée COLAREG. La symétrie du corps d'éprouvette induit le choix d'une sollicitation de cisaillement symétrique alterné.

Lors des essais, un enregistrement des efforts et des déplacements de la partie centrale de l'éprouvette, des champs thermiques dans l'enceinte thermique et des valeurs des résistances de jauges de propagation de fissures (fils d'argent peints au droit de chaque entaille) sont enregistrés à des intervalles de temps.

La propagation de la fissure en fatigue par cisaillement se fait par rupture franche ; la fissure se propage dans les plans médians entre deux entailles de pré-fissures.

Un suivi visuel des propagations (zone arrière peinte) a été couplée aux mesures de résistances des jauges en laque d'argent : les traits de peinture permettent de détecter la fissuration avant qu'elle ne soit perceptible à l'œil.

Les dimensions des éprouvettes sont déterminées en fonction de la capacité de la machine d'essai, il en va de même pour le choix des paramètres expérimentaux.

La fréquence maximale qui puisse être délivrée par notre banc de fatigue, COLAREG, est de 6 Hz et la température peut être réglée entre 60 et -25°C .

Le module de l'enrobé étant fonction de la température et de la fréquence auxquelles il est sollicité, une fréquence de 1 Hz a été retenue afin d'avoir une fréquence d'essai relativement rapide qui se rapproche d'une sollicitation de trafic. La température de 5°C permet de solliciter le matériau dans une gamme où son comportement peut être considéré comme élastique, ou du moins sa rupture sera de type fragile.

Ce couple de fréquence-température permet en outre de rester dans les capacités machines, du point de vue du module de l'enrobé.

2. MATERIAUX ET FORMULATION

Nous avons choisi de procéder à des essais sur un béton bitumineux de granulométrie 0/10 continue répondant à la norme NF P 98-130. Pour cela une étude de formulation a été réalisée par le laboratoire central de Sacer. Les caractéristiques se trouvent en *annexe B*.

2.1. GRANULATS

Les granulats proviennent de la carrière de La Noubleau, le sable est un sable roulé de Seine 0/4 (analyse granulométrique détaillée en *annexe B, tableau B.1.*).

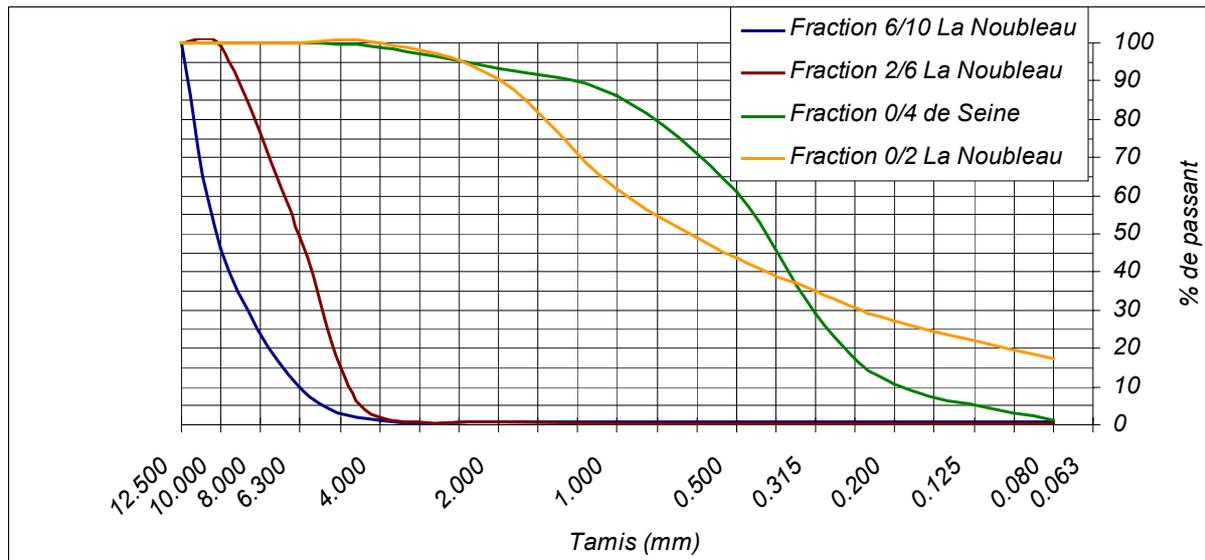


Figure IV.5 – Courbes granulométriques des différentes fractions utilisées dans le mélange

L'étude de formulation portant sur les essais de PCG, orniérage et de tenue à l'eau nous permet de proposer la formule suivante (figure IV.6) :

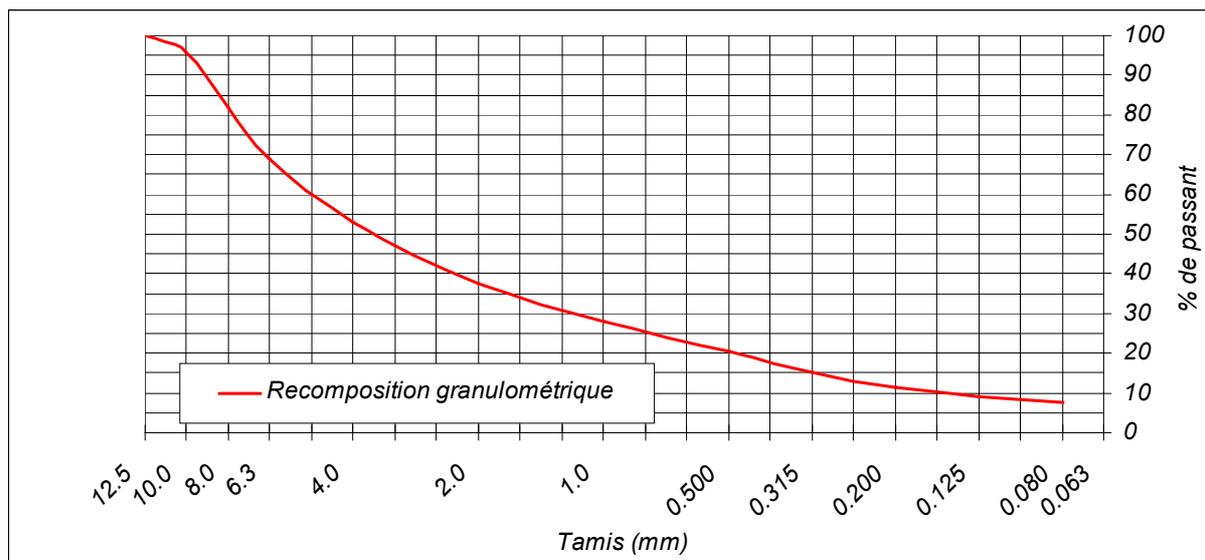


Figure IV.6 – Courbe granulométrique du BBSG 0/10 continu

L'ajout de sable de Seine 0/4 permet, grâce à une maniabilité plus grande, d'obtenir une meilleure compacité.

Cette formulation nous conduit à un module de richesse K du mélange de 3,78 ; ce qui reste dans la moyenne de ce qui est couramment rencontré dans les bétons bitumineux semi-grenus.

2.2. LIANT

La teneur en liant retenue est de 5,8 ppc (masse de liant par rapport à 100 % de la masse des granulats). Il s'agit d'un liant 35/50 provenant de la raffinerie de Shell Berre. Ses caractéristiques sont les suivantes (tableau IV.1) :

Essais	
Pénétrabilité à 25 °C (1/10 mm)	41
Température Bille&Anneau (°C)	52
Indice de Pénétrabilité	-1,15
Densité à 25 °C (T/m^3)	1,020

Tableau IV.1 – Caractérisation du bitume 35/50 utilisé

2.3. EPROUVETTES

Afin de limiter les effets de bord, nous avons choisi de mettre en œuvre le matériau dans les grands moules d'orniérage : 600 x 400 mm² avec une hauteur de 140 mm ; au découpage, il est possible d'éliminer les zones moins compactées.

Le compactage a été assuré sur le banc de compactage à pneu LCPC, de façon à obtenir une compacité s'approchant des conditions observées sur le chantier (NF P 98-250-2, nov 97).

La longueur et la hauteur de l'éprouvette sont déterminées par le montage expérimental.

En revanche, la largeur de l'éprouvette a été réduite à 3 cm pour des raisons de capacité machine. Initialement, le dispositif expérimental avait été dimensionné pour des essais de propagation de fissure en mode d'ouverture en flexion 3 points.

Les efforts mobilisés dans le cas du cisaillement sont nettement plus importants et nous avons été obligés d'adapter la surface sollicitée en réduisant l'épaisseur de l'éprouvette (seule dimension pour laquelle le montage ne nécessitait pas de modifications importantes et qui permettait surtout de conserver une longueur de propagation de fissure raisonnable).

Les dimensions de nos éprouvettes sont données en figure IV.7 :

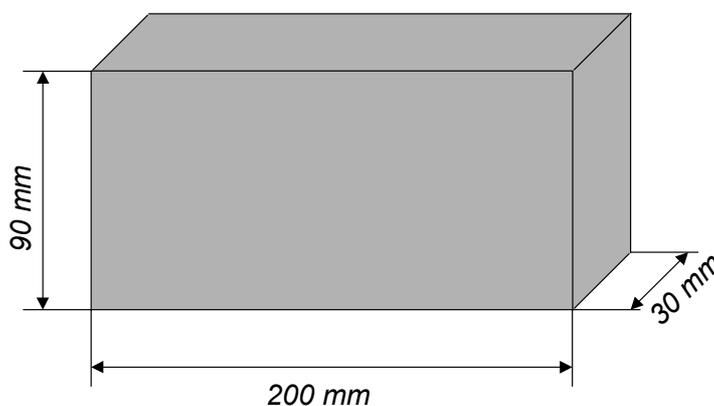


Figure IV.7 – Dimension des éprouvettes

Le découpage des éprouvettes est réalisé suivant le schéma suivant (figure IV.8) :

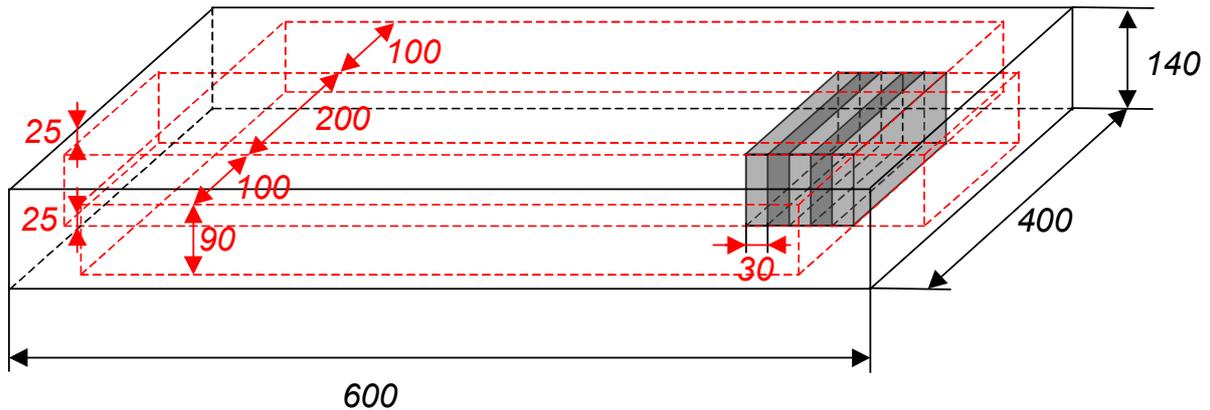


Figure IV.8 – Dimensions en mm des échantillons et plan de sciage

Les compacités des éprouvettes sont appréciées grâce à des mesures effectuées au banc gammadensimètre. Celles-ci sont comprises entre 95,1 et 97,9 %, avec une moyenne de 96,4 %. Elles sont donc dans la gamme haute de ce que l'on peut généralement obtenir sur chantier.

L'homogénéité est bonne pour l'ensemble des éprouvettes d'une même plaque, à titre d'exemple, la *tableau IV.2* présente les résultats obtenus dans le sens longitudinal et transversal. La ligne 1 correspond à la surface dans le moule de compactage, et par extension, à la partie haute au cours des essais.

Résultats						
	Zones					
Niveaux	A	B	C	D	E	Compacité moyenne (%)
1	96,8	96,0	96,8	98,0	96,6	96,8
2	97,4	96,5	97,5	97,0	98,2	97,3
3	99,2	98,1	98,4	96,4	97,1	97,8
4	95,7	97,0	97,2	96,8	95,5	96,4
5	97,2	96,2	95,4	95,4	94,9	95,9
Compacité moyenne (%)	97,3	96,7	97,1	96,7	96,4	96,8

Tableau IV.2 – Résultat de compacité obtenu sur une éprouvette de BBSG 0/10.

La compacité en fond de couche (ligne 5) est légèrement inférieure ; sur la longueur (lignes A à E), il n'est pas observé de dispersion particulière (les effets de bord aux frontières du moule ont donc bien été éliminés au sciage).

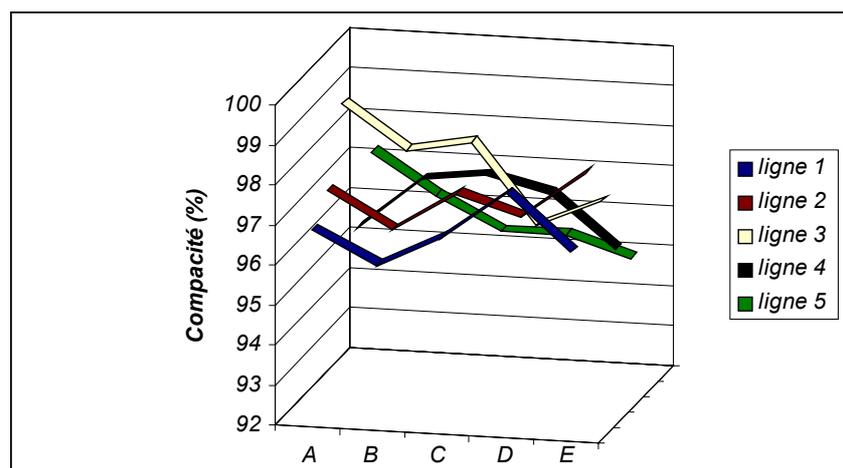


Figure IV.9 – Evolution de la compacité dans une éprouvette de BBSG 0/10 en fonction de la hauteur (lignes 1 à 5) et de la largeur (lignes A à E)

Afin d'éviter les effets dommageables des U.V. sur le vieillissement du béton bitumineux, les éprouvettes ont été conservées à l'abri de la lumière dans le laboratoire d'essai à température ambiante (entre 18 et 22 °C).

3. ACQUISITION DE DONNEES

Les données enregistrées au cours de l'essai sont :

- ✓ le temps,
- ✓ l'effort,
- ✓ le déplacement,
- ✓ la température dans l'enceinte thermique, grâce à 3 sondes thermiques,
- ✓ les valeurs des résistances des traits de peinture d'argent.

L'essai étant à fréquence connue (1 Hz), la base de temps permet le calcul du nombre de cycles.

Le moteur, qui transmet le mouvement de déplacement alterné symétrique et sinusoïdal à la partie centrale de l'éprouvette, est commandé par un variateur FMV 1003 de Leroy-Somer. Ce variateur a été programmé à une fréquence de 1 Hz.

Un système de bielle manivelle permet de transformer le mouvement de rotation du moteur en déplacement linéaire de l'arbre de transmission. L'excentricité de la bielle est réglable.

Sur cet arbre, se trouve un capteur de force SENSOTEC dont la gamme de mesure est ± 4500 N avec une précision de $\pm 0,1$ %. Il est spécialement conçu pour des essais de fatigue (*photo IV.2*).

Le capteur de déplacement, qui se situe sous l'éprouvette, est un capteur inductif FASTAR dont la course est de ± 10 mm avec une précision de $\pm 0,1$ % et un déphasage inférieur à 1° pour 100 Hz (*photo IV.3*).

Les 3 sondes de température dans l'enceinte, sont des sondes PT100 avec une précision de supérieure à $1/10$ de $^\circ\text{C}$ (*photo IV.4*).

Les mesures des différents capteurs sont relevées à partir de la chaîne d'acquisition HP 3852 A (transmission 64 bits) équipée d'un voltmètre rapide à gain variable. Cette chaîne est reliée à un ordinateur par une interface HP IB.

Les signaux conditionnés des capteurs d'effort et de déplacement sont repris par une carte échantillonneur bloqueur relié au voltmètre rapide. L'échantillonnage est réalisé à une fréquence de 100 Hz, soit $100/3$ Hz pour chacune des 3 voies reliées à l'échantillonneur bloqueur et acquises simultanément.

. Après conditionnement et calibration, les signaux des capteurs sont tels que :

- ✓ effort : 10 V pour 5000 N
- ✓ déplacement : 9 V pour 4 mm

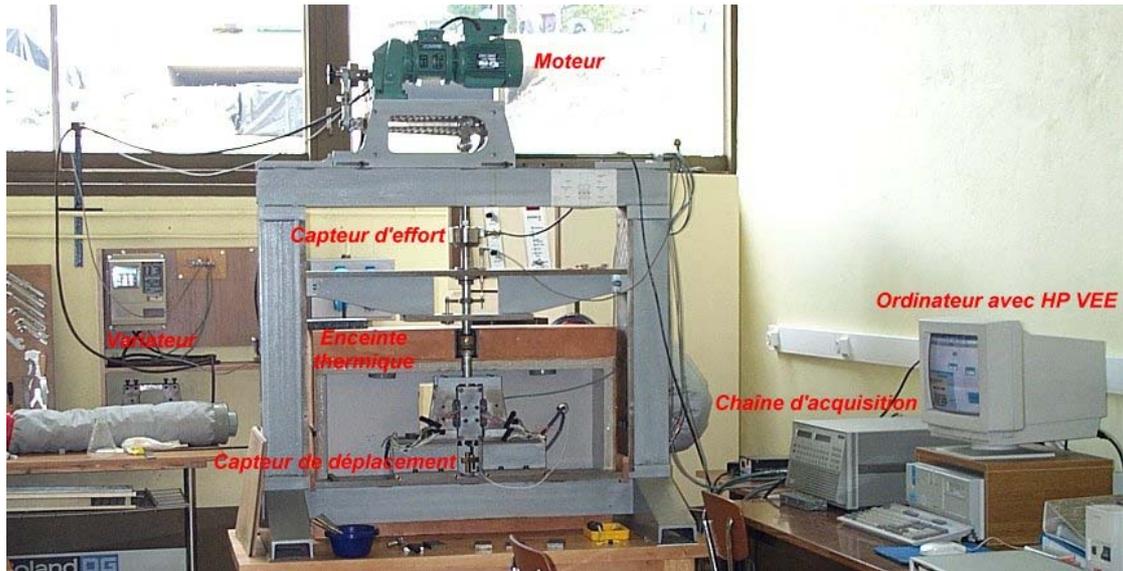


Photo IV.1 – Bâti expérimental et son système de mesure et d'acquisition

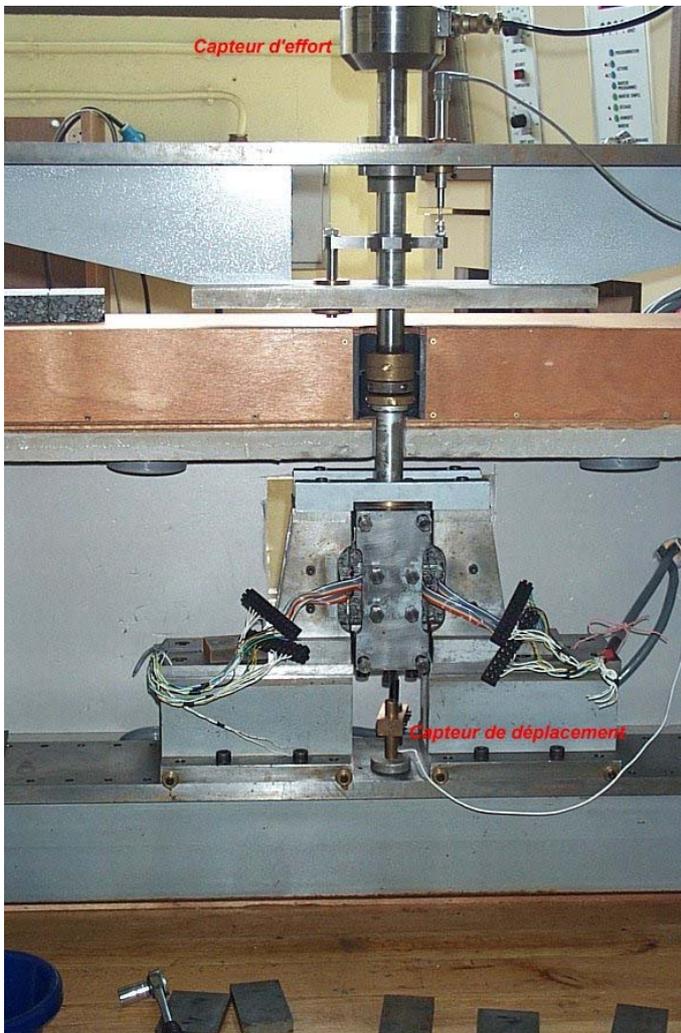


Photo IV.2 – Vue de l'éprouvette instrumentée

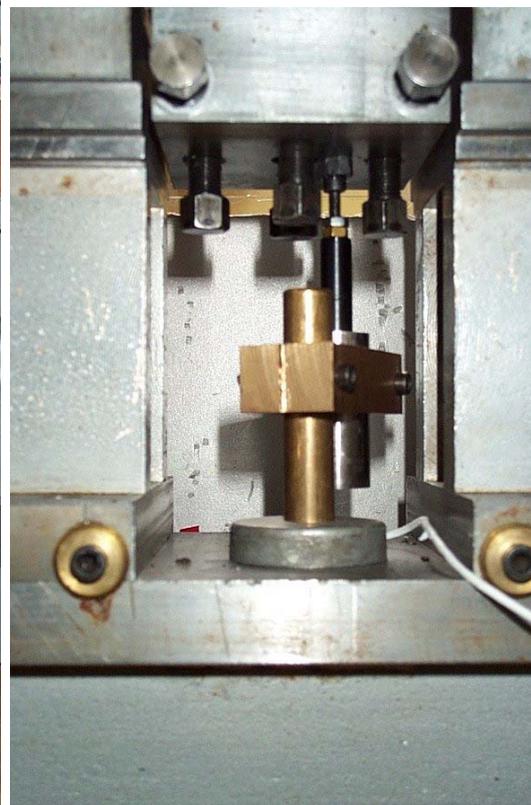


Photo IV.3 – Capteur de déplacement mis en place sous l'éprouvette



Photo IV.4 – Sonde thermique installée sur la face arrière de l'éprouvette (fissurée)

Le programme d'acquisition des mesures a été développé sous HPVÉE. Le logiciel dispose d'une interface graphique pour le suivi en direct des mesures et permet le stockage des données sous format texte.

Le protocole choisi est :

- ✓ en début d'essai, compte tenu de l'évolution rapide des signaux, une acquisition toutes les 2 mins pendant 15 à 20 min,
- ✓ puis jusqu'à la fin de l'essai (correspondant à la fissuration complète des deux faces sollicitées), une acquisition toutes les 15 min.

Une acquisition comprend : l'enregistrement de l'effort et du déplacement à 100 Hz pendant 4 secondes, un enregistrement de la température et l'enregistrement des 20 résistances.

4. TRAITEMENT ET ANALYSE DES SIGNAUX

Les acquisitions réalisées permettent d'obtenir un fichier de données brutes à partir duquel il est possible d'extraire l'évolution de l'effort, du déplacement, des températures et de la propagation de fissure (connaissant l'évolution des résistances) en fonction du nombre de cycles.

L'essai réalisé avec notre bâti est un essai de structure. Il ne permet pas d'identifier directement une loi de comportement, mais il permet de répondre au problème posé : l'influence du cisaillement sur la remontée de fissure.

4.1. TRAITEMENT DES DONNEES

Les relevés sont effectués en fonction du temps, il importe donc dans un premier temps de les ramener en fonction du nombre de cycles.

Les mesures nous montrent une bonne régularité de la commande en fréquence à partir du moteur.

4.1.1. Traitement de l'effort

Ce signal est relativement "propre" ; la seule opération nécessaire consiste en la transformation des Volt en Newton grâce au calibrage du capteur donné au *paragraphe 3.2.1.* : 10 V pour 5000 N.

Pour une acquisition à l'instant t (4 secondes de mesures toutes les 0,03 secondes), les valeurs de l'effort minimal, maximal et de la moyenne sont extraites.

4.1.2. Traitement du déplacement

Contrairement à l'effort, le signal de déplacement est bruité. La transformation des Volt en millimètres est fait à partir du calibrage du capteur : 9 V pour 4 mm.

En revanche, il est impossible de rechercher directement le minimum et le maximum du signal sans un traitement préalable.

A chaque acquisition, un minimum de 3 cycles est enregistré. Ces 3 cycles sont utilisés pour reconstituer un seul cycle complet par glissement.

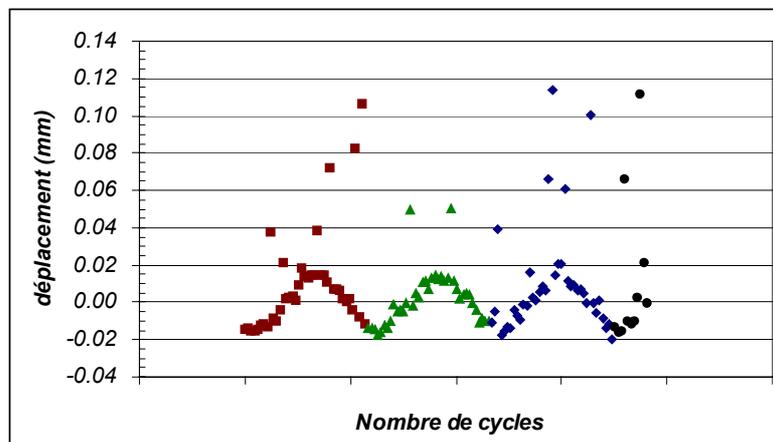


Figure IV.10 – Exemple de signal brut de déplacement

Les 3 cycles complets sont superposés et filtrés afin de reconstituer un cycle complet avec un maximum de points.

On obtient ainsi, un signal "propre" à partir duquel est extrait le minimum, le maximum et la moyenne.

Ce signal est approximé par une fonction de la forme : $y = A \cdot \sin(\omega t + \varphi)$ pour laquelle la fréquence est connue ; les autres paramètres sont déterminés par moindres carrés.

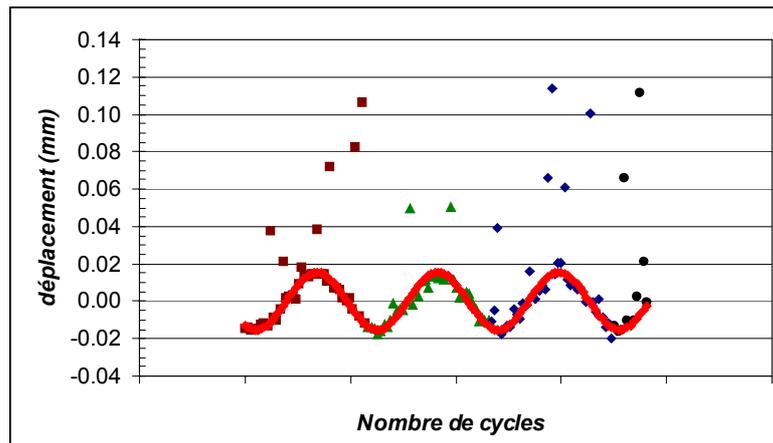


Figure IV.11 – Calage du signal de déplacement par une fonction sinusoïdale

4.1.3. Traitement des jauges de fissuration

Les valeurs des résistances de chaque trait de peinture d'argent mesurées à chaque acquisition sont moyennées. A l'approche du front de fissure on peut observer une augmentation de la résistance avant rupture. Cette augmentation est corrélée à un endommagement du film de peinture.

La rupture est associée à l'obtention d'une résistance infinie.

Connaissant l'instant de rupture du fil d'argent et l'espacement entre chaque fil, on en déduit la longueur fissurée de chacune des 4 entailles en fonction du nombre de cycles (figure IV.12).

Par hypothèse, la longueur fissurée est la distance entre deux traits (la fissure est supposée se propager de façon rectiligne et perpendiculaire au trait de peinture d'argent). Dans la réalité, ce n'est pas rigoureusement le cas car la fissure contourne les granulats ; mais la direction de propagation est bien le plan moyen entre les deux entailles se faisant face.

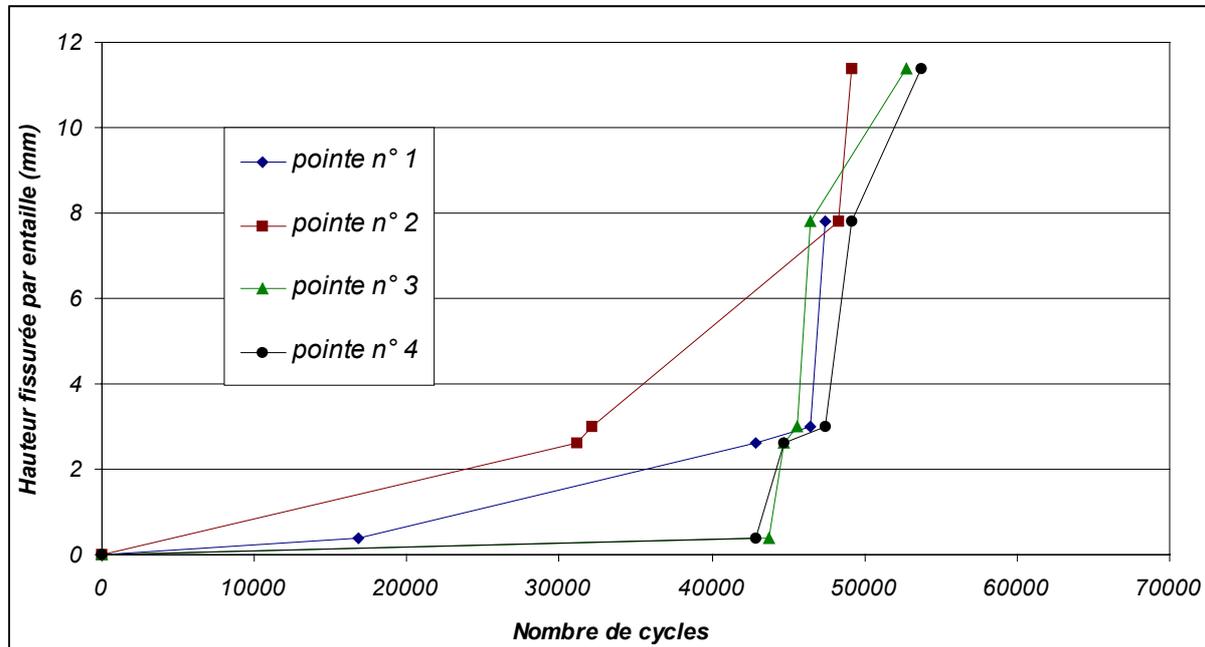


Figure IV.12 – Evolution de la propagation de fissure en pointe des quatre entailles de préfissures

Dans la suite de notre rapport, nous ne parlerons plus que de hauteur fissurée totale, cette hauteur correspond à la somme des propagations sur les 4 entailles de préfissures de l'éprouvette.

Enfin, le signal de déplacement et d'effort étant global, il importe de sommer la hauteur fissurée en chaque pointe d'entaille pour obtenir une hauteur fissurée globale de l'éprouvette. Dans la suite du document, nous ne parlerons plus que de la hauteur fissurée totale de l'éprouvette.

Sur la *figure IV.12*, on note que les propagations de fissures ne sont pas parfaitement simultanées, mais que globalement la cinétique de propagation, entre les différentes pré-fissures, est proche. La rupture totale pour chaque entaille est obtenue pour le même nombre de cycles.

4.1.4. Champs thermiques

Les trois sondes sont mises en place pour contrôler l'évolution de la température à l'intérieur de l'enceinte. Le béton bitumineux ayant un comportement sensible à la température, il importe de bien la maîtriser au cours de l'essai. Les mesures relevées ont été obtenues à l'intérieur de l'enceinte dans les flux d'air. Au cours du temps, les variations sont relativement faibles ; les dispersions obtenues correspondent à des ouvertures ou fermetures de l'enceinte thermique pour l'observation de l'éprouvette.

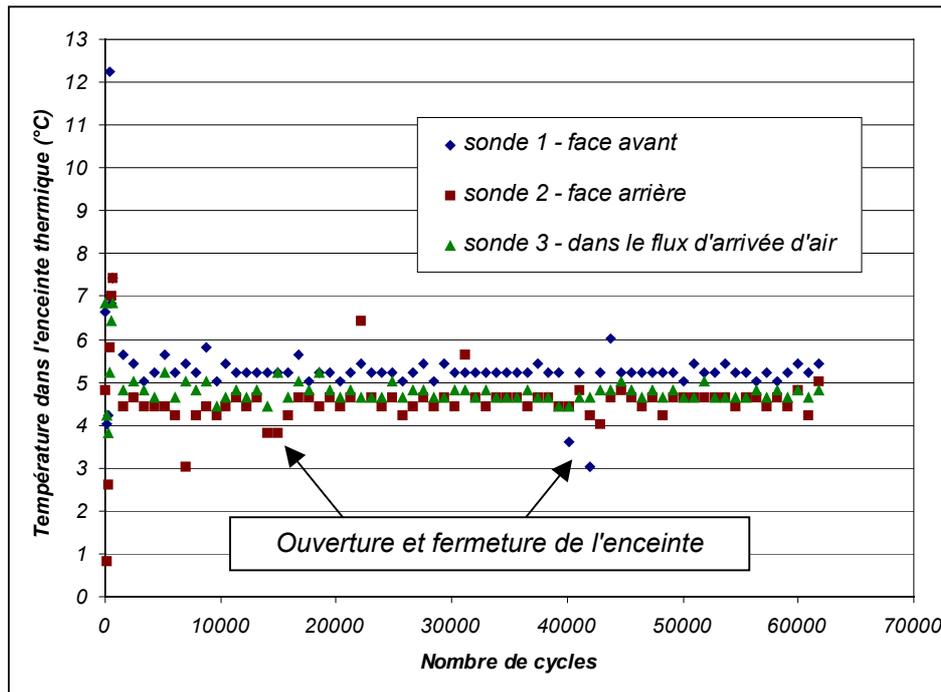


Figure IV.13 – Exemple d'évolution de la température dans le caisson thermique

Les faces avant et arrière de l'éprouvette correspondent respectivement à la face appareillée des jauges de laque d'argent et celle peinte à la peinture blanche.

4.2. ANALYSE DES SIGNAUX

Nous reprenons dans ce paragraphe, les points particuliers observés au cours de notre expérimentation à partir d'un essai représentatif.

Les *figures IV.14* et *IV.15* présentent l'évolution des amplitudes crête à crête et des valeurs moyennes de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles.

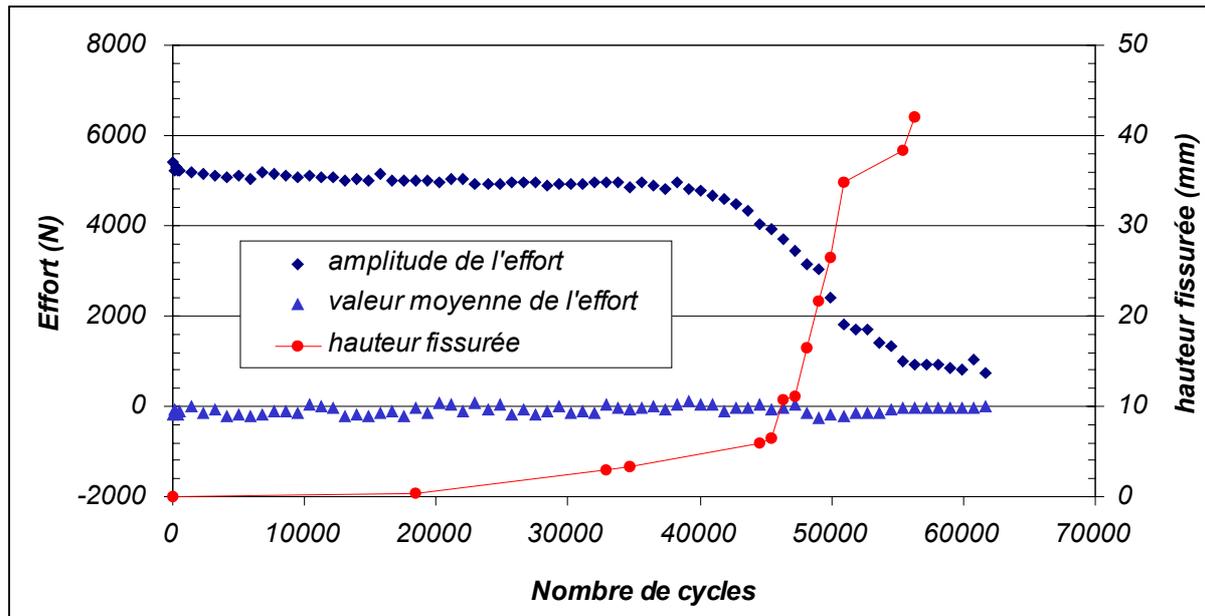


Figure IV.14 – Exemple de résultats obtenus : évolution de la valeur moyenne, de l'amplitude de l'effort (valeur crête à crête) et de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles

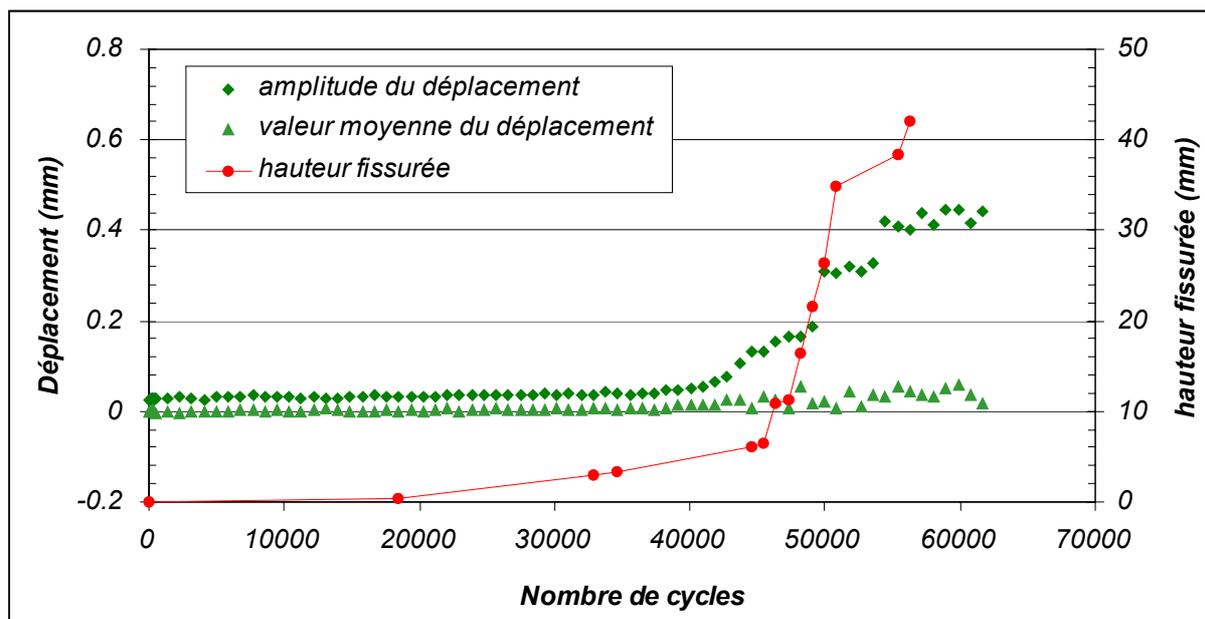


Figure IV.15 – Exemple de résultats obtenus : évolutions de la valeur moyenne, de l'amplitude des déplacements (valeur crête à crête) et de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles

Dans une première phase, on observe que si le signal de l'effort n'est pas parfaitement centré en début d'essai (compte tenu de la difficulté d'obtenir un centrage parfait en début d'essai), alors la composante moyenne s'annule très rapidement (en quelques dizaines de cycles). Cette observation s'explique par le comportement viscoélastique du matériau : la composante continue du signal sinusoïdal est très rapidement relaxée. De plus, l'amplitude de l'effort présente une décroissance rapide s'expliquant par des échauffements internes. Il ne s'agit pas d'un endommagement précoce du matériau, car si la sollicitation est interrompue pendant quelques minutes puis reprise, le niveau initial de sollicitation est retrouvé et le même phénomène est observé.

Une seconde phase beaucoup plus longue suit ; les amplitudes des efforts diminuent faiblement à mesure que les fissures s'amorcent et se propagent à faible vitesse.

La troisième et dernière phase est marquée par une augmentation nette du taux de décroissance de l'amplitude de l'effort et correspond à une propagation rapide des fissures.

Les déplacements montrent des évolutions symétriques, le déplacement total étant une fonction croissante du nombre de cycles. A la ruine de l'éprouvette, les amplitudes des efforts se stabilisent et les phénomènes d'engrènement deviennent prépondérants.

Les essais ne sont donc contrôlés ni en force, ni en déplacement mais plutôt, à l'exception de la troisième phase, à énergie totale apportée au système linéairement croissante (figure IV.16).

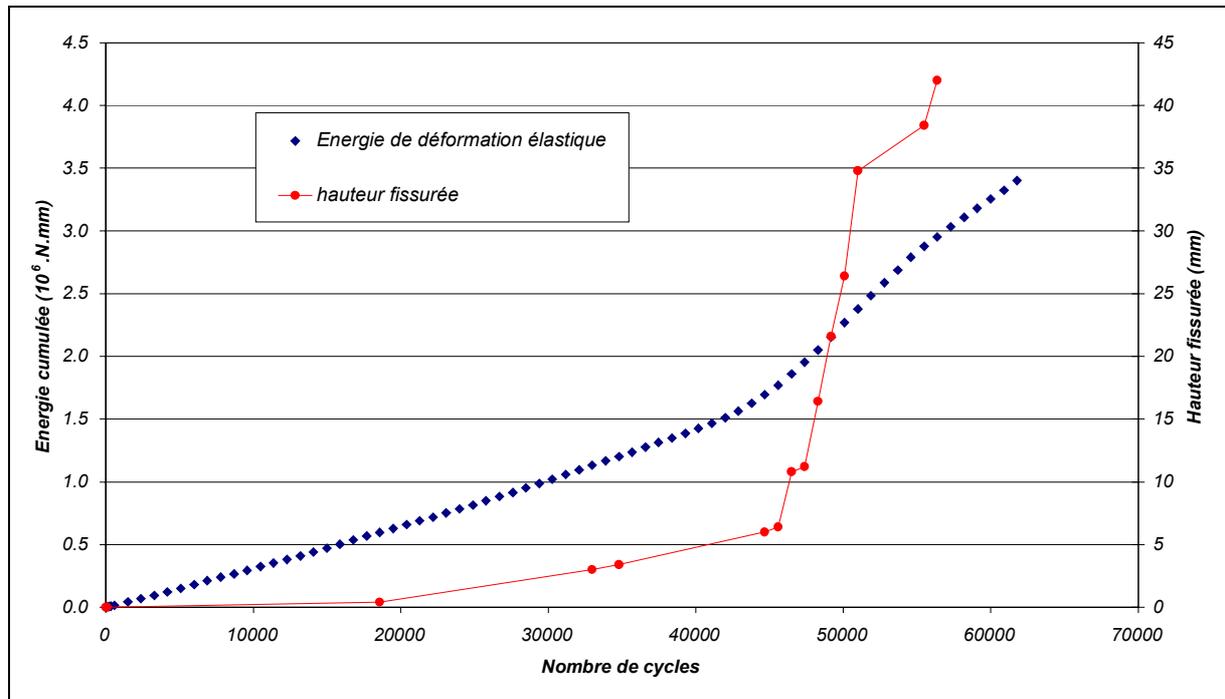


Figure IV.16 – Evolution de l'énergie totale élastique cumulée en fonction du nombre de cycle et de la hauteur fissurée

Une observation plus précise des acquisitions permet de retrouver les trois phases présentées précédemment dans les figures IV.17 et IV.18 ci-dessous.

En début d'essai, pour les cycles 360 à 363, on observe la décroissance de l'effort maximal qui tend vers un centrage parfait.

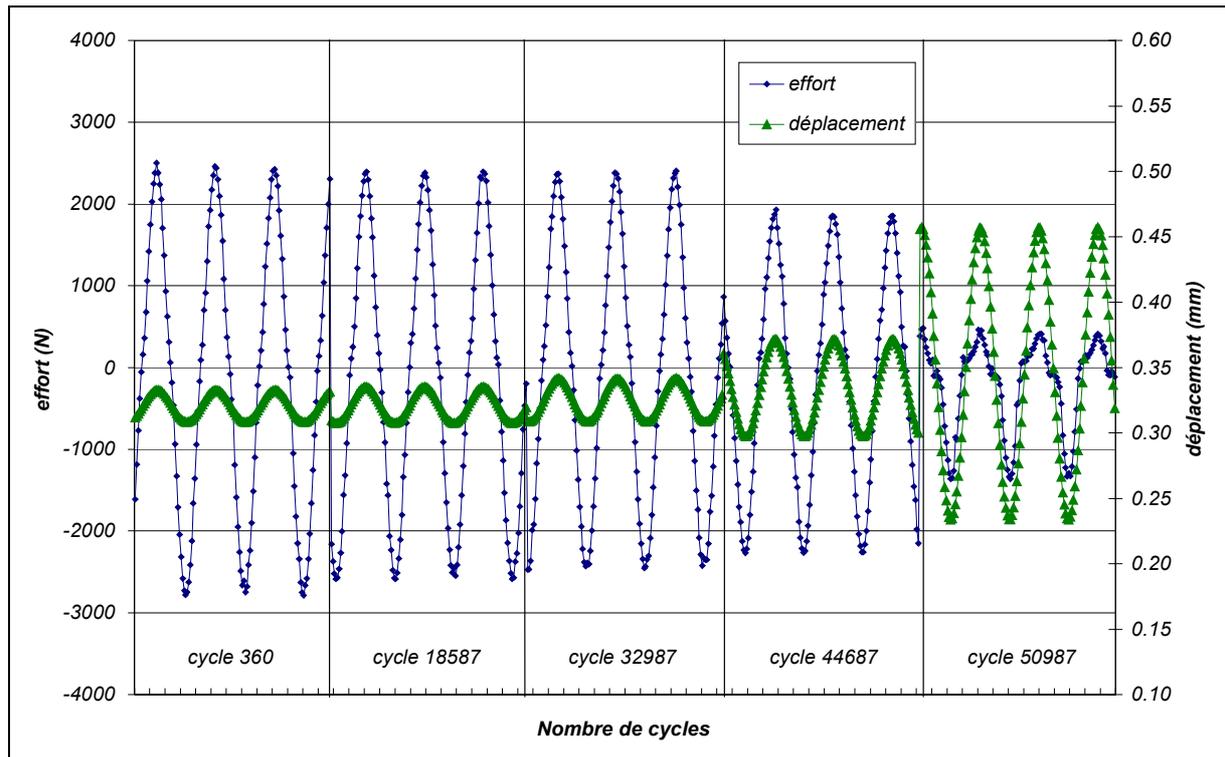


Figure IV.17 – Evolution de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles

La seconde phase est observée dans cet essai entre les cycles 360 et 44687. La diminution de l'effort maximal est importante, accompagnée d'une augmentation de l'amplitude du déplacement.

L'énergie dissipée, traduite par l'aire de la courbe effort-déplacement (figure IV.18) augmente. Cette dissipation est liée à l'endommagement interne et/ou à de la dissipation visqueuse.

Pour nos conditions expérimentales, fréquence de 1 Hz et température de 5 °C, le déphasage est de l'ordre de 5 à 10 °C ; mais la mesure en continu de ce déphasage est délicate dans nos essais.

Cette dissipation croît linéairement au cours des cycles ; avec une faible pente dans la deuxième phase et une pente plus forte dans la troisième phase (figure IV.16).

Enfin, la troisième phase, est observée, figure IV.18, au cycle 50987 : l'éprouvette est presque entièrement fissurée. Dans la partie médiane du déplacement, l'effort mobilisé est nul ; mais une reprise de l'effort est constatée dans les parties extrêmes du déplacement. Cette reprise d'effort traduit l'engrènement de la fissure.

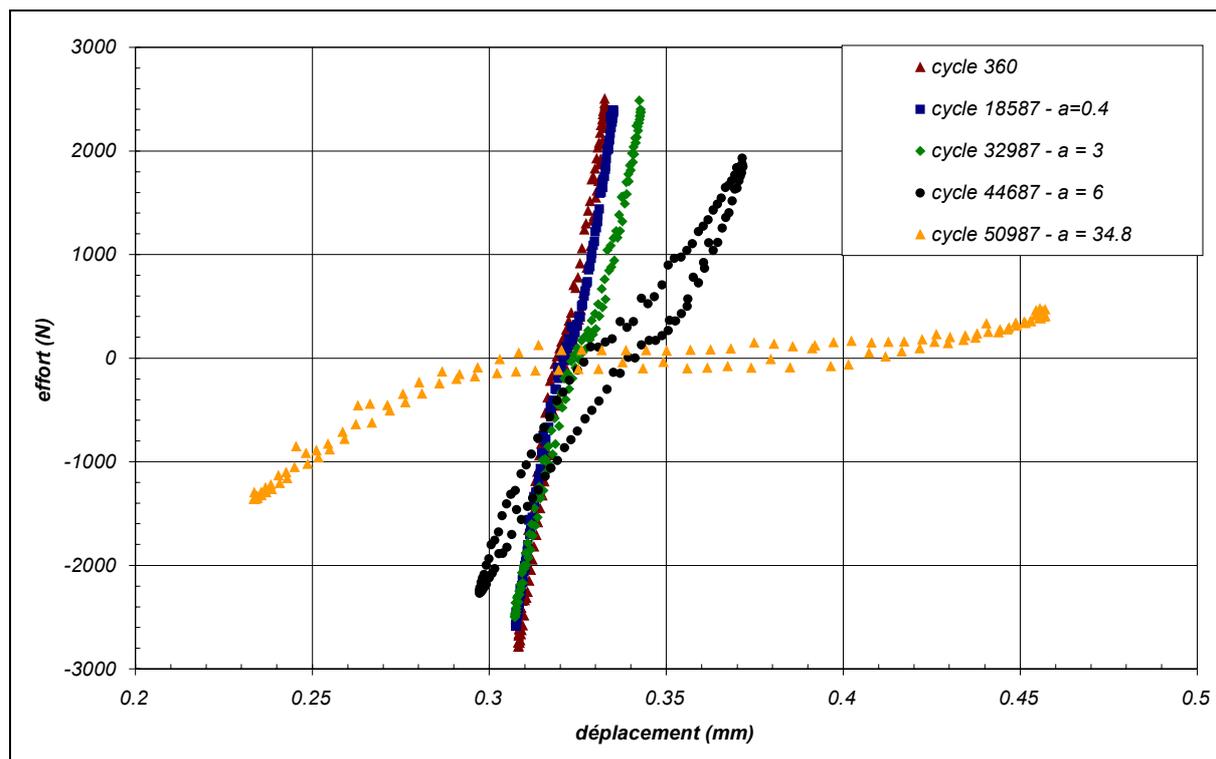


Figure IV.18 – Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des cycles remarquables (a représente la hauteur totale fissurée en mm)

5. BILAN DES ESSAIS EFFECTUES

5.1. SOLLICITATIONS ET REPONSES

Au cours de l'essai, la sollicitation appliquée est sinusoïdale centrée sur la position au repos de l'éprouvette.

Dans la suite de ce document, lorsque nous parlerons d'amplitude de déplacement (ou respectivement d'effort) il s'agira de $\Delta u = u_{max} - u_{moy} = -(u_{min} - u_{moy})$ (ou $\Delta F = F_{max} - F_{moy} = -(F_{min} - F_{moy})$).

Les différents niveaux de sollicitation sont donnés par le niveau d'amplitude de contrainte initiale en cisaillement. En effet, l'ajustement précis de l'effort initial, ou du déplacement initial n'est pas évident sur ce dispositif expérimental et la section sollicitée des éprouvettes varie légèrement. Il est donc plus pertinent de parler de niveau de contrainte initiale de cisaillement, afin de "classer" les essais par niveau de sollicitation :

$$\Delta \tau = \frac{\Delta F}{S} = \frac{\Delta F}{2 \cdot h \cdot b}$$

où $\Delta \tau$ et ΔF sont les amplitudes de contrainte de cisaillement et d'effort, h et b , la hauteur et l'épaisseur du cordon résistant entre deux entailles de préfissure.

Quatre niveaux de chargements différents (c'est à dire quatre niveaux de contrainte de cisaillement dans le cordon résistant) ont été testés au cours de cette campagne expérimentale. Pour chaque niveau de sollicitation, nous avons pris le parti de présenter dans ce rapport les résultats de deux éprouvettes les plus représentatives, dont les noms et caractéristiques sont donnés dans le *tableau IV.1* ci-après. (Les caractéristiques des différentes éprouvettes testées au cours de ce travail sont données en *annexe B, paragraphe B.3*)

<i>n° d'éprouvette</i>	<i>Hauteur moyenne entre deux entailles (mm)</i>	<i>Epaisseur moyenne de l'éprouvette (mm)</i>	<i>Niveau de contrainte initiale (MPa)</i>	<i>Contrainte moyenne</i>	<i>Observation sur le profil de rupture</i>
A3-10g	32,11	29,26	2,10	2,06	rectiligne
A3-9g	32,25	29,07	2,03		rectiligne
A3-8g2	32,81	29,64	1,72	1,66	rectiligne
A3-4d	32,36	30,34	1,60		rectiligne
A3-1g	31,40	28,35	1,32	1,35	légèrement décalé vers l'intérieur
A3-5g	31,73	29,00	1,38		rectiligne
A3-1d	31,91	30,38	1,21	1,25	rectiligne
A3-3g	32,48	28,72	1,28		rectiligne

Tableau IV.3 – Caractéristiques des éprouvettes

Des essais en cisaillement direct réalisés sur le même matériau présente une résistance limite en cisaillement $\tau_{max} = 9,6$ MPa, pour une température de 5 °C et une vitesse de sollicitation de 1 mm/s.

Bien que le réglage de l'excentricité de la bielle soit imposé et fixe durant l'essai, la rigidité du bâti induit que les évolutions du déplacement et de l'effort ne sont pas constantes au cours de l'essai en cisaillement par fatigue. Les deux grandeurs varient au cours de l'essai. Cette variation de l'évolution est d'autant plus importante lors de la propagation de la fissure.

L'amplitude de l'effort appliqué semble être répétable pour un même niveau de sollicitation, en début d'essai.

L'hétérogénéité du matériau et la dispersion sur son endommagement (et ainsi son départ de propagation de fissure) se traduisent par des niveaux de déplacement plus variables.

Dans la phase de propagation de fissure, la section sollicitée diminue et l'amplitude de l'effort décroît alors que l'amplitude de déplacement croît fortement.

Les valeurs moyennes, de l'effort et du déplacement, restent constantes au cours de l'essai, traduisant le bon centrage de la sollicitation sur l'éprouvette.

Les résultats des essais en fonction des différents niveaux de sollicitations $\Delta\tau$ sont présentés en *annexe B – paragraphe B.3.* dans les *figures B.4 à B.11* ; seul les essais correspondant au niveau de chargement $\Delta\tau = 1,66$ MPa figurent dans ce paragraphe.

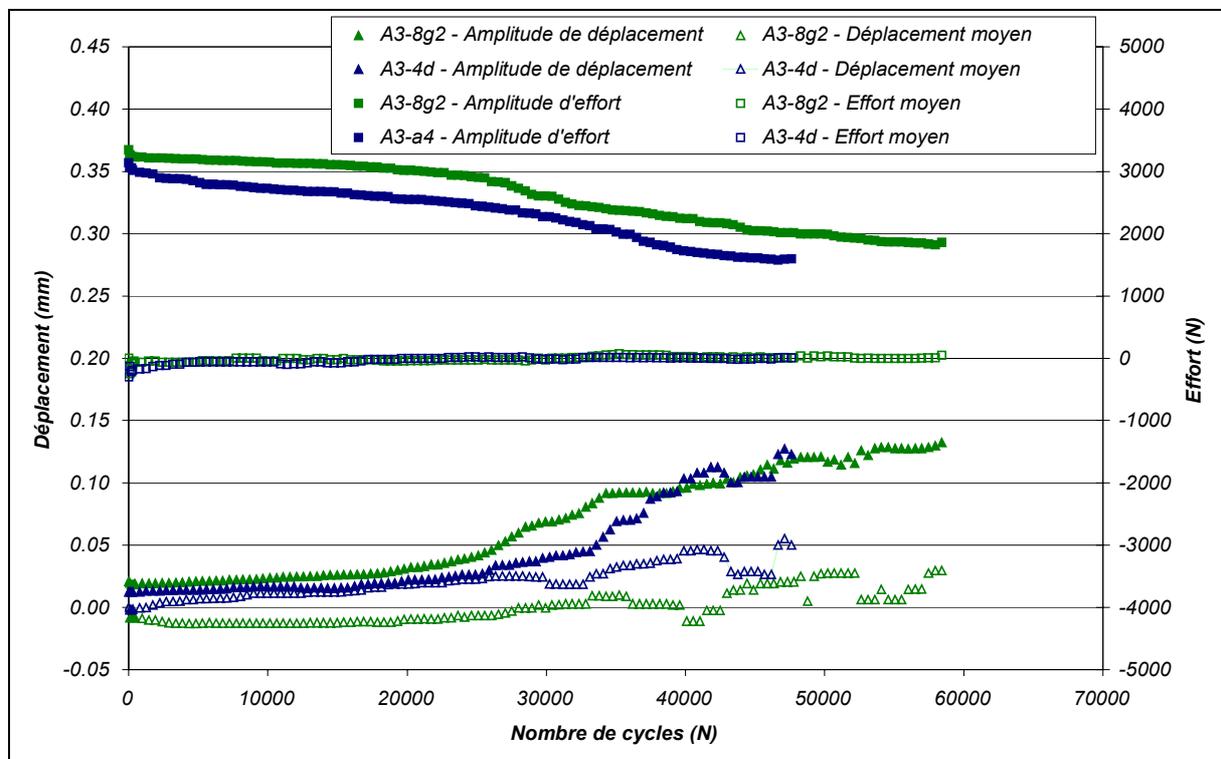


Figure IV.19 – Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa

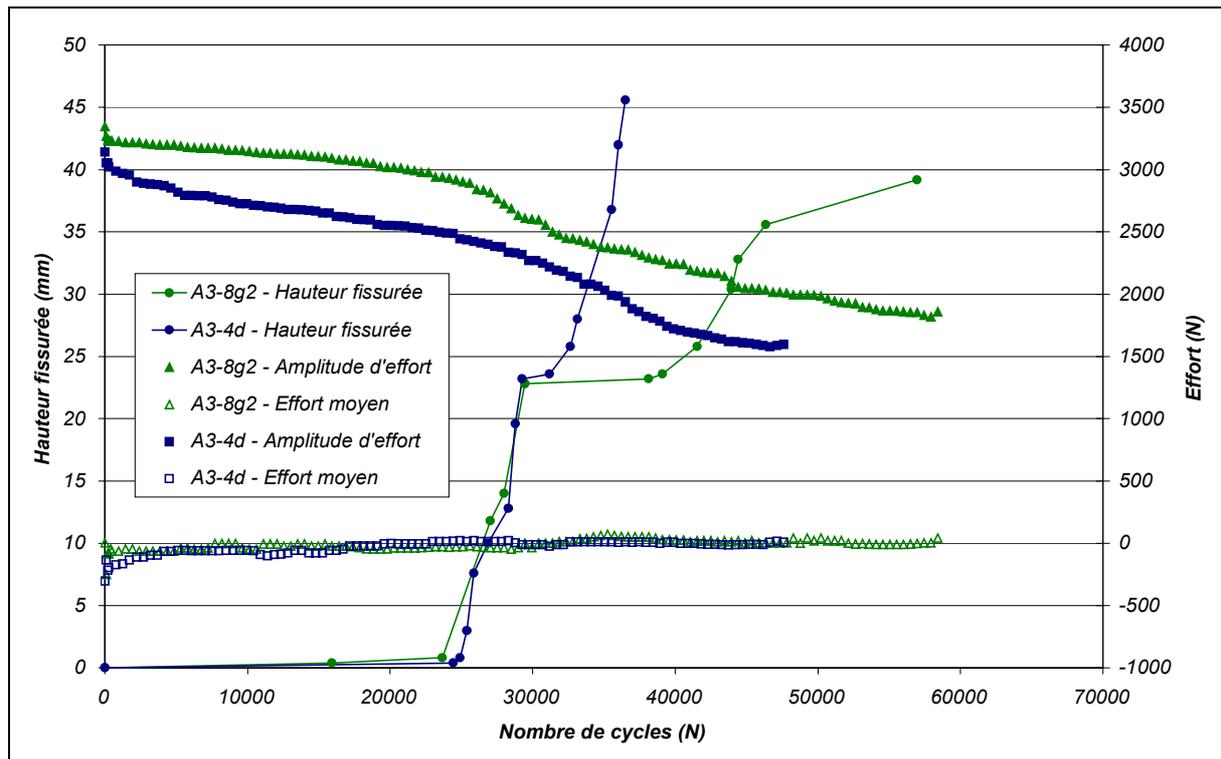


Figure IV.20 – Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa

En début d'essai, sur quelques centaines de premiers cycles, une décroissance rapide de l'effort est observée. Il s'agit de la phase I mentionnée au chapitre III.

Quelque soit le niveau de sollicitation initiale, au cours du processus de propagation de fissure, le niveau d'effort chute. La décroissance de l'effort dans la zone d'amorçage est quasi-linéaire. Cette diminution est d'autant plus importante que le niveau initial de l'effort est élevé ; ainsi la phase d'amorçage s'allonge plus le niveau de sollicitation est faible.

Niveau de sollicitation initial $\Delta\tau$ (MPa)	Nombre de cycles moyen à l'amorçage de la fissure	Nombre de cycles moyen à la rupture de l'éprouvette
2,05	6000	9000
1,66	25000	46000
1,35	80000	150000
1,25	100000	240000

Tableau IV.4 – Nombre de cycles moyens à l'amorçage de la fissure et à la rupture de l'éprouvette en fonction du niveau de sollicitation

Durant la phase finale de propagation (phase III), la composante de l'effort chute mais ne s'annule pas, ceci traduit la perte de rigidité de l'éprouvette puis les effets d'engrènement entre les deux entailles de préfissures.

5.2. ENERGIE DISSIPÉE

Les calculs d'énergie présentés sont réalisés à partir du calage effectué sur le signal de déplacement.

L'observation des signaux d'efforts et de déplacements permet de relever un déphasage compris entre 5 et 10 °C ; mais nos moyens d'acquisition ne permettent pas de le mesurer de façon systématique.

Aussi, le calage de la fonction de déplacement a été faite en phase avec le signal d'effort. Dans notre approche purement élastique équivalente, en amplitude de déplacement et d'effort, ce paramètre ne perturbe pas nos résultats.

Si on trace les courbes d'effort en fonction du déplacement, il apparaît des phénomènes dissipatifs, qui compte tenu des observations mentionnées ci-dessus peuvent être seulement attribués à de la dissipation d'ordre endommagement du matériau.

Ci dessous se trouve le graphique se rapportant au niveau de sollicitation $\Delta\tau = 2,06$ MPa (figure IV.12), pour les autres niveaux de sollicitations, se reporter à l'annexe B, paragraphe B.3.2., figure B.12 à B.14.

La valeur moyenne du déplacement n'est pas centrée autour de zéro; cette valeur non nulle correspond à l'offset du capteur de déplacement au lancement de l'essai.

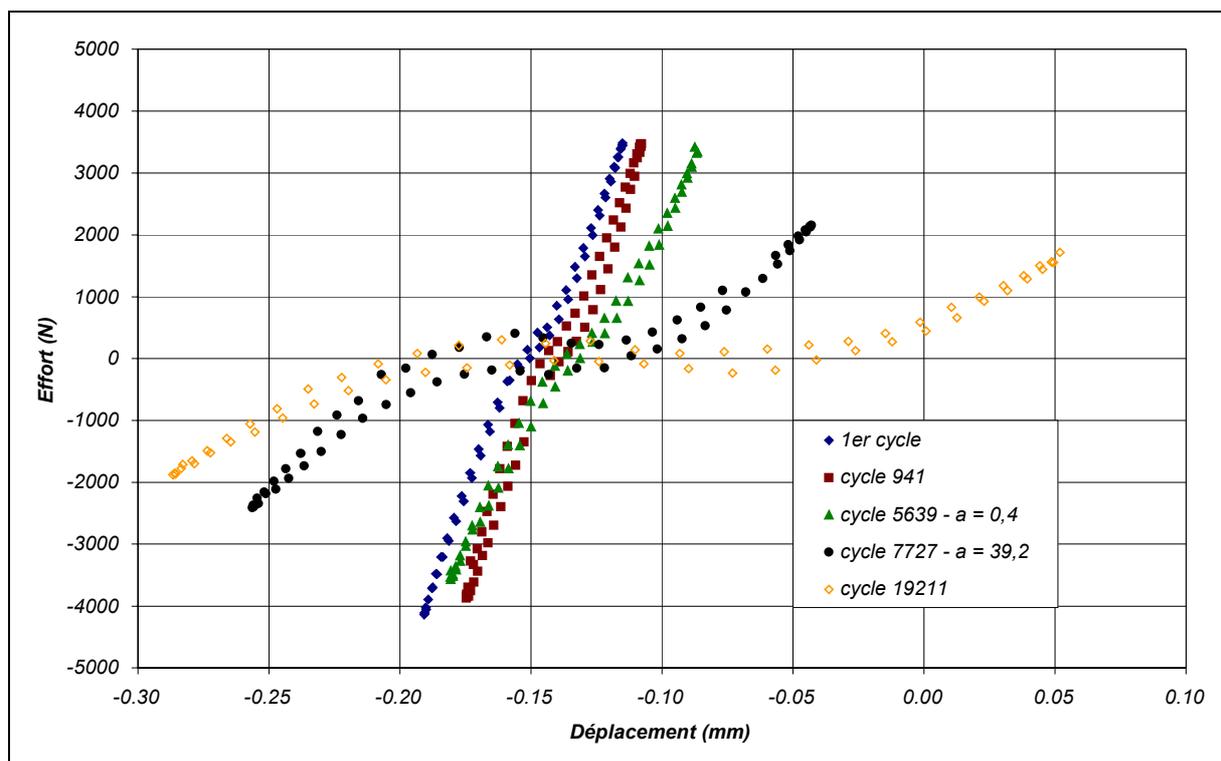


Figure IV.21 – Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-9g (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 2,06 MPa)

Les phénomènes de dissipation sont davantage observables sur les essais avec un niveau de sollicitation plus élevé.

On note au fur et à mesure de la propagation une aire dans la courbe effort-déplacement qui croît, traduisant ainsi les phénomènes de dissipation dus à l'endommagement du matériau dans le cordon résistant.

En fin d'essai, pour les cycles 7727 et 19211 (il s'agit de l'essai qui est resté sollicité malgré sa fin de rupture), une reprise de l'effort dans les bouts de course de déplacement qui traduisent ici, l'engrènement au droit des fissures.

L'énergie dissipée à chaque cycle peut être cumulée sur le nombre de cycles total de l'essai ; en l'absence d'autres phénomènes dissipatifs, nous avons nommé l'énergie restituable, l'énergie totale (ou énergie de déformation élastique) diminuée de l'énergie dissipée.

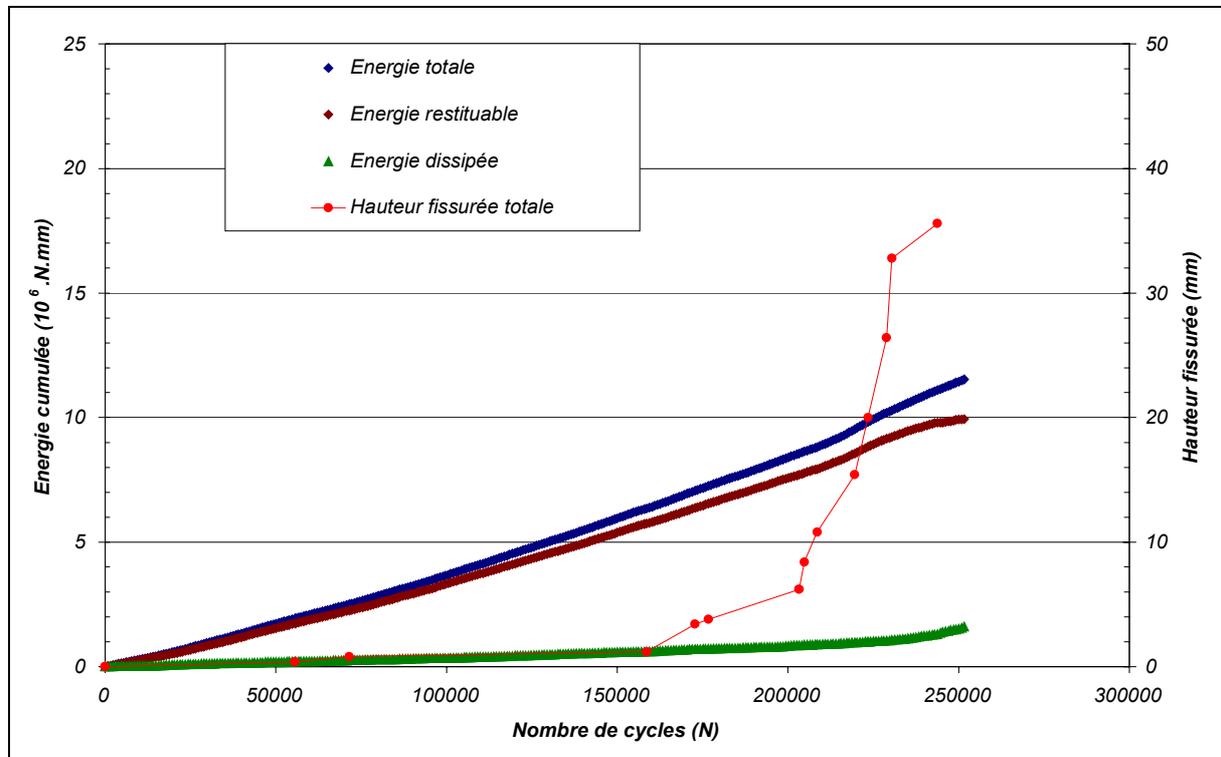


Figure IV.22 – Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-1d (contrainte de cisaillement initiale de 1,25 MPa)

L'énergie dissipée calculée dans ce paragraphe correspond, par son calcul, au phénomène d'endommagement seul, les phénomènes visqueux, qui existent malgré tout, n'ont pu être appréhendés dans notre expérimentation.

Plus le niveau initial de contrainte en cisaillement dans le cordon résistant est faible et plus l'énergie dissipée cumulée, ainsi que l'énergie totale, observée est importante (voir annexe B, figures C.15 à C.17).

CHAPITRE V – INTERPRETATION DES ESSAIS ET MODELISATION DU COMPORTEMENT

1.	APPROCHE MÉCANIQUE DE LA RUPTURE	168
1.1.	MÉCANIQUE DE LA RUPTURE : IDENTIFICATION EXPÉRIMENTALE D'UNE LOI DE PROPAGATION DE FISSURE	168
1.1.1.	<i>Rappel de mécanique de la rupture – Approche énergétique.....</i>	168
1.1.2.	<i>Calcul de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie et de la vitesse de propagation.....</i>	169
1.1.2.a.	Calcul de la vitesse de propagation de fissuration $\frac{da}{dN}$ dans l'éprouvette	170
1.1.2.b.	Calcul de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG	170
1.2.	MÉCANIQUE DE LA RUPTURE EN CISAILLEMENT	171
2.	ENDOMMAGEMENT LOCALISE.....	173
2.1.	CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DANS LE CORDON RÉSISTANT	173
2.2.	RIGIDITÉ K_S DU CORDON RÉSISTANT	174
2.2.1.	<i>Analyse numérique de la contrainte dans le cordon résistant.....</i>	174
2.2.2.	<i>Calcul de la rigidité du cordon à partir des résultats expérimentaux.....</i>	175
2.3.	BILAN DE L'ENERGIE APPORTEE A L'EPROUVETTE	175
2.4.	LOI D'ÉVOLUTION DE K_S	178
2.4.1.	<i>Evolution de l'endommagement.....</i>	178
2.4.2.	<i>Modèle d'évolution</i>	180
2.4.2.a.	Approximation linéaire	180
2.4.2.b.	Approximation en puissance	182
2.4.3.	<i>Cumul de fractions de durée de vie.....</i>	184
3.	SYNTHÈSE SUR L'INTERPRÉTATION DES ESSAIS ET LA MODÉLISATION DU COMPORTEMENT EN FATIGUE PAR CISAILLEMENT	186

Chapitre V

INTERPRETATION DES ESSAIS ET MODELISATION DU COMPORTEMENT

Dans une première approche, les résultats expérimentaux obtenus ont été traités dans un formalisme classique de propagation de fissure par fatigue : ce scénario correspond à une modélisation par la mécanique linéaire de la rupture (avec l'hypothèse de la localisation des dégradations en pointe de fissure) et aboutit, en mode I, à des lois prédictives de type loi de Paris. La méthode de la complaisance permet d'accéder aux paramètres de fissuration sans avoir recours à des outils numériques.

Il semble que cette approche classique ne soit pas pertinente pour la description de la propagation de fissure dans la structure étudiée [LAV98].

Un calcul élastique équivalent, par éléments finis, des champs mécaniques permet de mettre en évidence une bande cisailée de façon homogène entre les pointes de fissures. Ces résultats conduisent à une seconde approche, basée sur une modélisation du comportement au droit des entailles, basée sur une dégradation d'ensemble du cordon résistant, et permettant la description de l'essai en phase d'amorçage et de propagation. En considérant la localisation de l'endommagement sur une bande de faible épaisseur, on peut alors associer le comportement du cordon à celui d'un joint sollicité en cisaillement [PET02].

1. APPROCHE MECANIQUE DE LA RUPTURE

Nous observons dans nos essais une propagation de fissure en fonction du nombre de cycles. Ces essais ont été traités avec un formalisme classique de propagation de fissure par fatigue. Ce scénario correspond à une modélisation par la mécanique linéaire de la rupture, avec l'hypothèse de la localisation des dégradations en pointe de fissure. Cette approche s'intéresse à la phase de propagation de la fissure ; la phase d'amorçage est négligée.

Nous faisons ici, un bref rappel de mécanique de la rupture avec la méthode d'analyse de la complaisance.

1.1. MECANIQUE DE LA RUPTURE : IDENTIFICATION EXPERIMENTALE D'UNE LOI DE PROPAGATION DE FISSURE

1.1.1. Rappel de mécanique de la rupture – Approche énergétique

La mécanique linéaire de la rupture est basée sur une approche élastique linéaire équivalente où le matériau est supposé homogène et isotrope. Les effets thermiques ne sont pas pris en compte. La théorie s'appuie sur l'existence d'une zone de plasticité restant confinée et aux dimensions constantes au voisinage du fond de fissure.

Trois zones peuvent être définies dans le cas d'un matériau sollicité par des actions extérieures (figure V.1) :

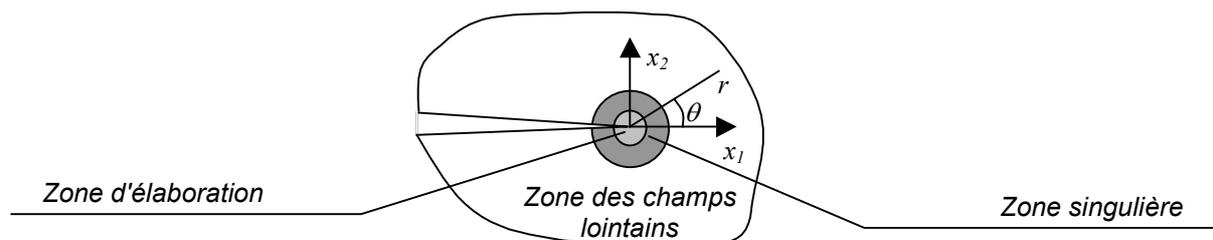


Figure V.1 – Zones des champs mécaniques

La zone d'élaboration correspond à la zone la plus proche de la pointe de fissure ; l'état de contrainte est complexe, les contraintes tendent vers l'infini, les hypothèses de la mécanique des milieux continus ne s'appliquent pas dans cette zone.

Pour un matériau homogène, dans la zone singulière, les champs de contraintes et de déformations sont définis par une singularité en $1/\sqrt{r}$; la mécanique des milieux continus est à nouveau valide [BUI78] et [LEM85].

La zone des champs lointains est la plus éloignée de la fissure ; elle raccorde la zone singulière aux conditions aux limites de chargement et de déplacement.

L'approche directe est une interprétation locale de la zone singulière des champs de contraintes ou de déplacements. L'analyse énergétique du domaine continu muni d'une fissure correspond elle, au bilan énergétique global [BUI78] et [LEM85].

Le premier principe de la thermodynamique appliquée à une structure fissurée isotherme thermique, avec prise en compte d'une dissipation irréversible dWs au fond de fissure s'écrit :

$$dWs + d\phi + dEc + dW(\varepsilon) = 0 \quad (V.1)$$

avec :

- $W(\varepsilon)$: énergie de déformation élastique ($W(\varepsilon) = \int_{vol} w(\varepsilon) dvol = \int_{vol} \sigma_{ij} \cdot d\varepsilon_{ij} dvol$ et $w(\varepsilon)$, la densité d'énergie de déformation vaut : $w(\varepsilon) = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ij} \cdot \varepsilon_{ij}$ en élasticité linéaire)

- ϕ : potentiel des efforts extérieurs
- E_c : énergie cinétique
- W_s : énergie irréversible de dissipation au fond de fissure
- W_{ext} : travail des efforts extérieurs ($dW_{ext} = -d\phi$)

Si le chargement est conservatif [LEM89], alors $d\phi$ est une différentielle totale et exacte. L'équation (V.1) permet d'écrire :

$$\frac{dE_c}{dS} + \frac{dW_s}{dS} = -\frac{dW(\varepsilon)}{dS} - \frac{d\phi}{dS}$$

S est la surface fissurée.

Si l'énergie cinétique augmente, il y a propagation :

$$\frac{dW_s}{dS} < -\frac{dW(\varepsilon)}{dS} - \frac{d\phi}{dS}$$

avec $G = -\frac{dW(\varepsilon)}{dS} - \frac{d\phi}{dS}$, le taux de restitution d'énergie, introduit par Irwin [IRW57]. G représente la quantité d'énergie que la structure est susceptible de libérer au cours d'une propagation unitaire ; G est une caractéristique de la structure étudiée.

La signification physique de G a conduit au développement de méthodes expérimentales basées sur une observation globale de l'éprouvette fissurée.

Dans l'hypothèse de comportement élastique linéaire, le taux de restitution d'énergie s'écrit

- pour un essai à force contrôlée : $G = \frac{dW(\varepsilon)}{dS} = \frac{1}{2} \cdot F \cdot \frac{du}{dS}$,
- dans le cas d'un essai à déplacement imposé : $G = -\frac{dW(\varepsilon)}{dS} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{dF}{dS} \cdot u$.

Ainsi, pour notre essai dont les variations cycliques d'effort et de déplacement ne sont pas constantes, l'expression de la variation du taux de restitution d'énergie est :

$$\Delta G = \frac{1}{2xb} \left(\Delta F \cdot \frac{d\Delta u}{da} - \Delta u \cdot \frac{d\Delta F}{da} \right)$$

où b est l'épaisseur de l'éprouvette et a la hauteur fissurée.

On pourra noter que dans l'hypothèse de comportement élastique linéaire, l'expression de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie permet une caractérisation expérimentale simple.

1.1.2. Calcul de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie et de la vitesse de propagation

Les lois de propagation de fissure en fatigue relient généralement le taux de restitution d'énergie à la vitesse de propagation de la fissure.

Une loi de propagation de fissure en fatigue connue en mode I est la loi de Paris [PAR61]. Son expression, $\frac{da}{dN} = A \cdot (\Delta G_I)^n$, relie la vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ à la variation du taux de restitution

d'énergie ΔG_I (en mode d'ouverture) par une fonction puissance, dont les paramètres A et n dépendent des conditions expérimentales. Cette loi est très utilisée dans les prédictions de remontée de fissure en mode d'ouverture, dans les couches de structures de chaussée ; sa validité est recherchée ici en cisaillement.

Nous avons donc cherché à identifier une loi reliant la vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ à la variation du taux de restitution d'énergie (en mode de cisaillement) à partir de nos résultats expérimentaux.

1.1.2.a. Calcul de la vitesse de propagation de fissuration $\frac{da}{dN}$ dans l'éprouvette

Les essais se déroulent sur des nombres de cycles relativement importants (en fonction du niveau initial de chargement), jusqu'à 250000 cycles observés pour les niveaux les plus faibles. Le nombre maximal de mesures de hauteur fissurée est limité à 20 (5 traits de peinture d'argent pour 4 entailles de préfissure).

Du fait de la dispersion des essais de fatigue, les profils de hauteur fissurée totale en fonction du nombre de cycles varient. L'interpolation par une fonction polynomiale à un même degré et raisonnable n'est pas toujours possible sur la totalité de la courbe.

La vitesse de propagation de fissure $\frac{da}{dN}$ est calculée par dérivation numérique centrée.

Il s'agit par cette méthode de calculer la dérivée au point de propagation considéré (a_i , N_i), en moyennant la dérivée à droite et la dérivée à gauche en ce point :

$$\frac{da}{dN} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{a_i - a_{i-1}}{N_i - N_{i-1}} + \frac{a_{i+1} - a_i}{N_{i+1} - N_i} \right]$$

Cela revient en fait à linéariser la propagation de fissure entre (a_{i-1} , N_{i-1}) et (a_{i+1} , N_{i+1}) pour calculer la dérivée centrée sur (a_i , N_i).

$$\frac{da}{dN} = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{a_i - a_{i-1}}{N_i - N_{i-1}} + \frac{a_{i+1} - a_i}{N_{i+1} - N_i} \right] = \lim_{n \rightarrow 0} \frac{a(N_i + n) - a(N_i - n)}{n}$$

1.1.2.b. Calcul de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG

La méthode de la complaisance permet d'accéder aux paramètres de fissuration sans avoir recours à des outils numériques. Au cours d'un cycle compris dans la phase de propagation, l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie est obtenue par (*paragraphe 1.2.1.*) :

$$\Delta G = \frac{1}{2 \cdot b} \left(\Delta F \cdot \frac{d\Delta u}{da} - \Delta u \cdot \frac{d\Delta F}{da} \right)$$

où ΔF est l'amplitude des efforts, Δu l'amplitude du déplacement de la partie centrale de l'éprouvette (les amplitudes étant définies comme la demi-amplitude crête à crête), b la largeur de l'éprouvette et a la longueur de fissure.

Compte tenu du dispositif expérimental, le calcul de ΔG ne peut être simplifié. Mais l'identification directe de ΔG est possible, à partir des résultats expérimentaux.

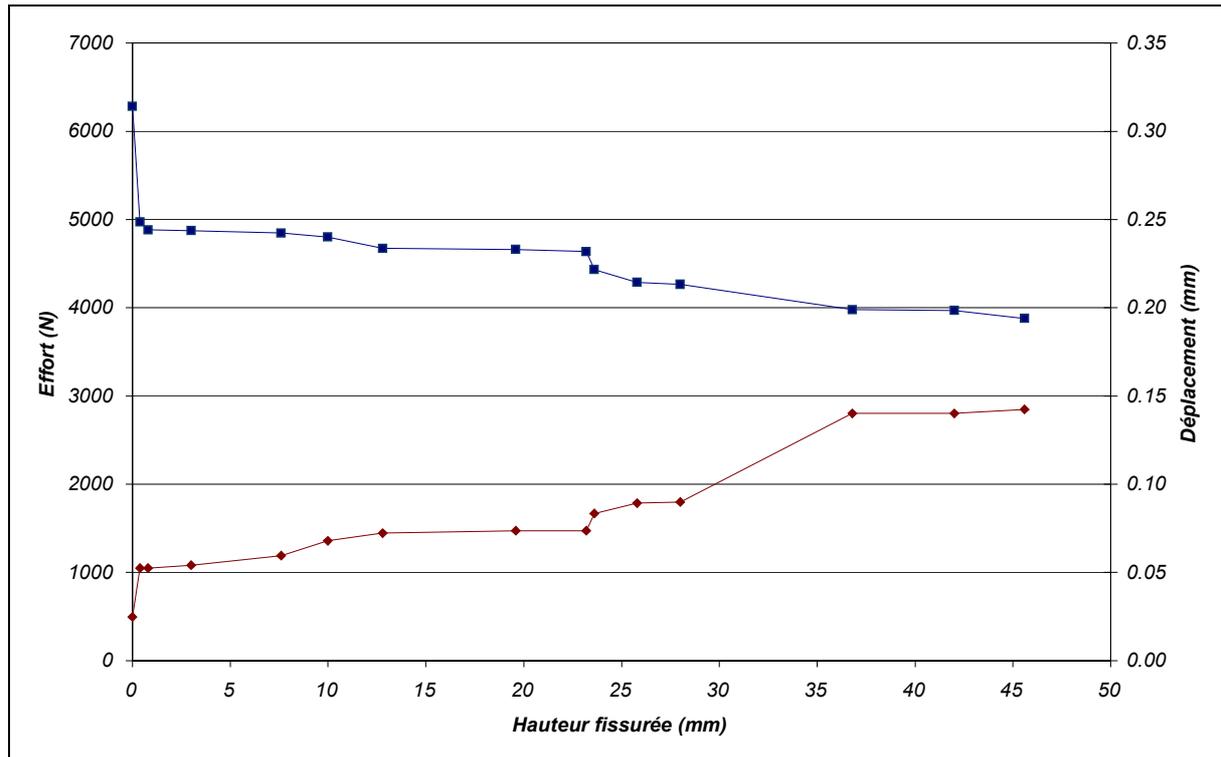


Figure V.2 – Exemple d'évolution du déplacement $2.\Delta u$ et $2.\Delta F$ en fonction de la hauteur fissurée totale a pour l'éprouvette A3-4d ($\Delta\tau = 1,66$ MPa)

Par souci d'homogénéité, les expressions $\frac{d\Delta u}{da}$ et $\frac{d\Delta F}{da}$ sont également calculées par dérivation numérique centrée.

1.2. MECANIQUE DE LA RUPTURE EN CISAILLEMENT

Comme nous l'avons vu au paragraphe précédent, la vitesse de propagation est le résultat d'une dérivation numérique centrée à partir des données expérimentales, l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie est également calculée à partir des données mesurées au cours des essais.

Les résultats de cette analyse sont présentés dans l'annexe C, paragraphe C.1. des tableaux C.1 à C.8.

Les niveaux de vitesse de propagation de la fissure sont du même ordre de grandeur (pour un même niveau de sollicitation), au contraire de fortes disparités existent sur la grandeur de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie.

Les fortes valeurs du ΔG souvent observées, sur les premiers pas de propagation, sont dues à une chute rapide de l'effort, corrélée à une croissance rapide de l'amplitude de déplacement.

Si on observe, les vitesses de propagation de chacun des essais présentés, elles ne sont pas simplement croissantes. Indifféremment du niveau de sollicitation, il est observé que les évolutions de la vitesse de propagation et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie sont inversées en signe. Ainsi, l'évolution de la vitesse de propagation en fonction du taux de restitution d'énergie est tracée sur la figure V.3, pour le niveau de chargement initial $\Delta\tau = 2,06$ MPa.

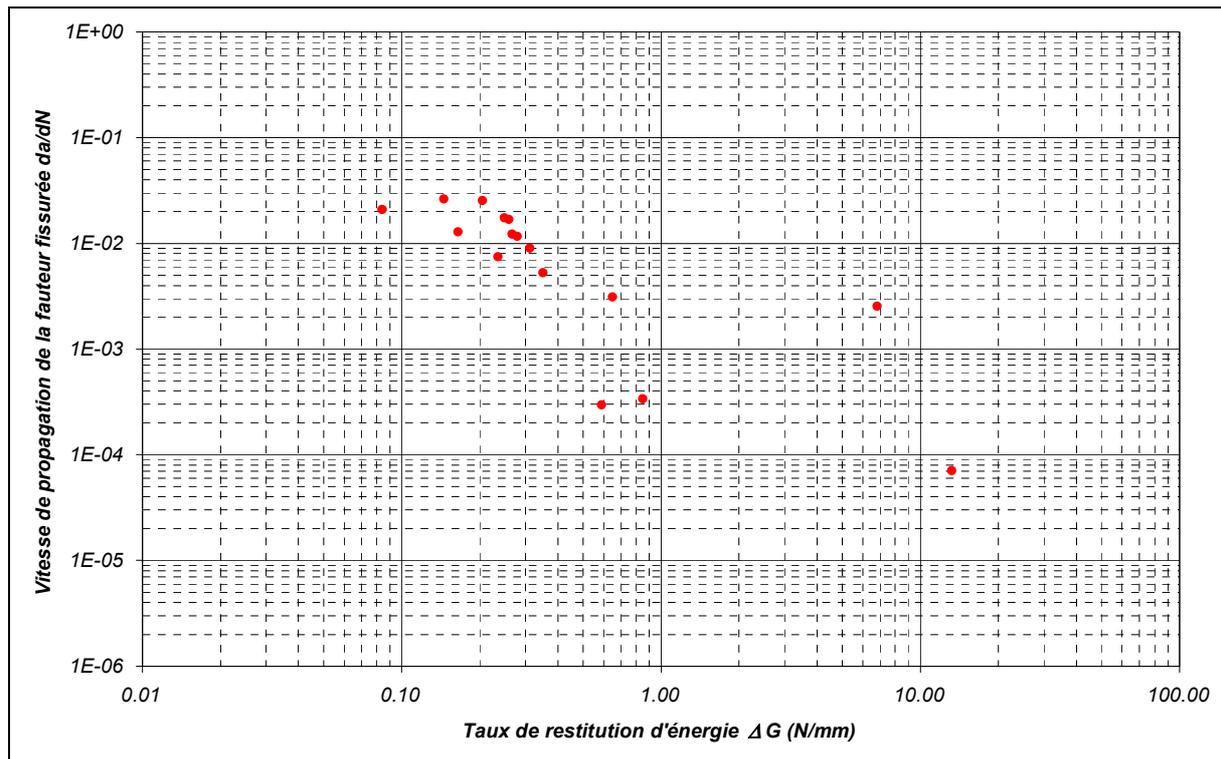


Figure V.3 – Evolution de la vitesse de propagation de fissure en fonction de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie pour le niveau initial de contrainte de cisaillement de 2,06 MPa

Quelque soit le niveau de chargement initial, cette analyse conduit à une aberration physique. Dans la première phase de propagation stable, liée à une hauteur fissurée "limite" fonction du niveau de chargement, la diminution de la variation du taux de restitution d'énergie s'accompagne d'une croissance de la vitesse de propagation de fissure.

Dans la seconde partie de l'essai, phase de propagation rapide, c'est le phénomène inverse à la première phase qui est observé : l'augmentation de la variation du taux de restitution d'énergie s'accompagne d'une chute de la vitesse de propagation. Cette phase est caractérisée par une instabilité d'ensemble de la structure étudiée.

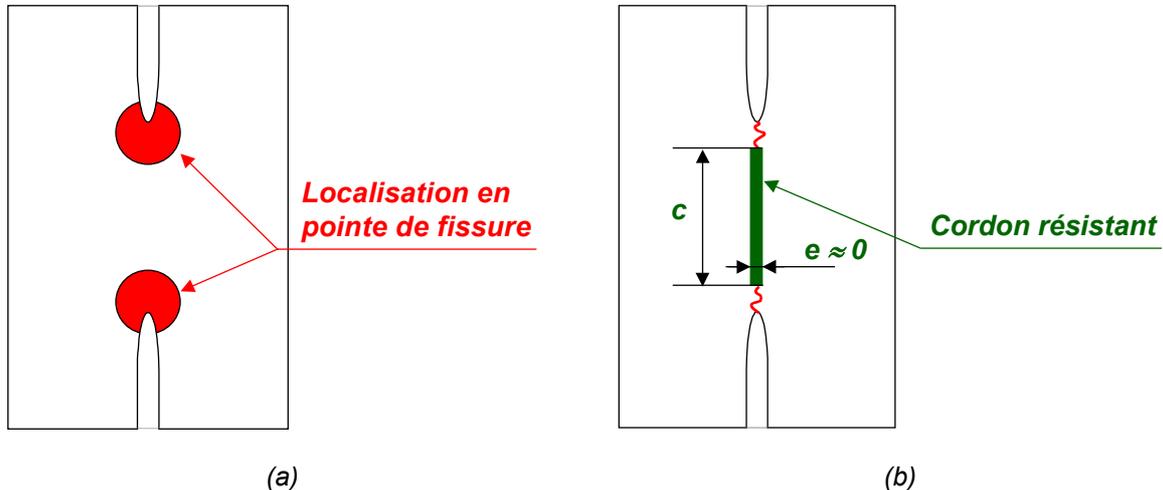
Il semble donc que l'approche classique en mécanique linéaire de la rupture ne soit pas pertinente pour la description de la propagation de fissure dans la structure étudiée. La singularité de contraintes en pointe de fissure n'est pas le bon paramètre de l'évolution de la fissure en fatigue de cisaillement ; d'autres phénomènes sont probablement mis en jeu.

Ces résultats ne sont pas complètement surprenant, si on se réfère à ceux obtenus par Ahmiedi [AHM94]. Sur la même méthode expérimentale, ce dernier cherche à faire la part du mode d'ouverture et de cisaillement. Par une analyse éléments finis, il simule la propagation réelle de la fissure et cherche les facteurs d'intensité de contrainte en mode I et II. En "isolant" le mode de cisaillement, et connaissant les paramètres de la loi de propagation en mode I, Ahmiedi trouve également une pente de droite de fatigue négative pour le mode de cisaillement.

2. ENDOMMAGEMENT LOCALISE

La mécanique linéaire de la rupture, qui relie le taux de restitution d'énergie (calculé globalement sur l'éprouvette) à une propagation de fissure n'est pas adaptée à l'interprétation de cet essai.

En effet, on peut penser que les contraintes ne sont pas seulement localisées uniquement en pointe de fissure, mais qu'elles affectent une section de faible épaisseur reliant les deux entailles ; ce fait est confirmé par une observation de l'éprouvette en cours d'essai.



Figures V.4 - (a), Approche par la mécanique de la rupture et (b), approche par un endommagement localisé du cordon résistant

Une seconde approche, basée sur une modélisation du comportement au droit des entailles avec une dégradation d'ensemble du cordon résistant, permet la description de l'essai en phase d'amorçage et de propagation. En considérant la localisation de l'endommagement sur une bande de faible épaisseur, on peut alors associer le comportement du cordon à celui d'un joint sollicité en cisaillement.

2.1. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DANS LE CORDON RESISTANT

Il est possible de tracer pour chacun des niveaux de sollicitations l'évolution de la contrainte de cisaillement dans le cordon résistant considéré.

Cette contrainte représentée ci dessous correspond à l'effort ramené à la surface de sollicitation (c'est à dire diminuée de la hauteur totale fissurée, comme montré à la figure V.4 - b).

L'évolution de la contrainte de cisaillement durant la phase d'amorçage est linéaire. Elle est constante pour les essais à faibles niveaux de sollicitation (éprouvettes A3-5g et A3-1d), mais décroît linéairement pour les essais à contraintes de cisaillement initial plus élevées (éprouvettes A3-10g et A3-4d).

Dans la phase de propagation rapide de la hauteur fissurée, la contrainte de cisaillement augmente fortement dans le cordon résistant.

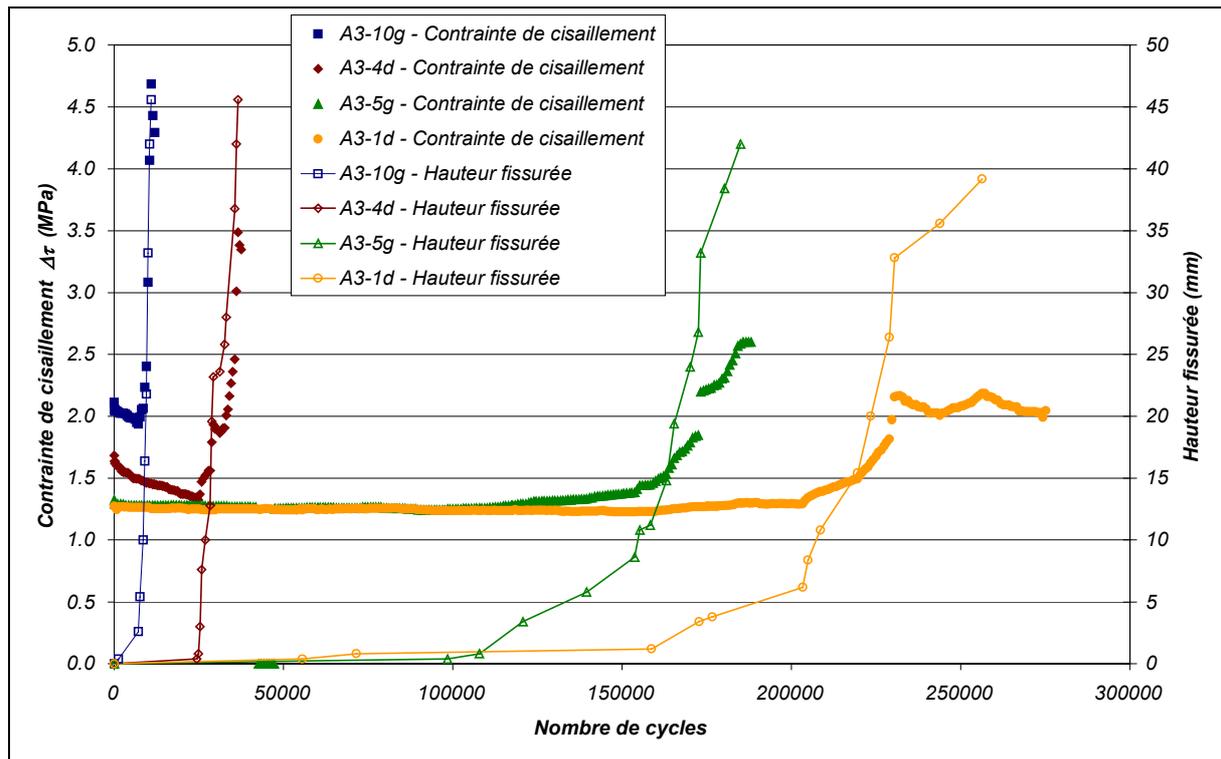


Figure V.5 – Evolution de la contrainte de cisaillement maximale dans le cordon résistant en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée

2.2. RIGIDITE k_s DU CORDON RESISTANT

2.2.1. Analyse numérique de la contrainte dans le cordon résistant

Un calcul élastique équivalent, par éléments finis, des champs mécaniques permet de mettre en évidence, les contraintes de cisaillement mobilisées dans la bande cisillée entre les pointes de fissure lors de l'essai (figure V.6).

L'hypothèse de contrainte globalement constante sur le cordon est retenue.

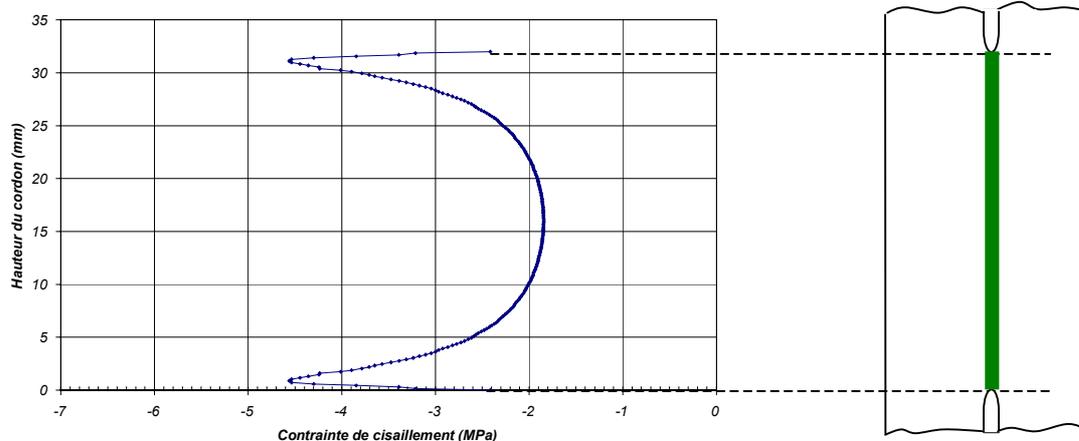


Figure V.6 – Contrainte de cisaillement dans le cordon résistant entre deux fissures

Ce résultat corrobore l'observation visuelle de la zone sollicitée. Au cours de l'essai, le déplacement augmente et devient perceptible, la distorsion du cordon résistant est observable.

2.2.2. Calcul de la rigidité du cordon à partir des résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux ne permettent pas de connaître la largeur de la bande sollicitée ; ainsi on assimile le comportement de la bande cisailée à un comportement de joint d'épaisseur nulle, sa rigidité tangentielle sera donnée par :

$$k_s = \frac{\Delta\tau}{\Delta u}$$

avec $\Delta\tau$ et Δu les amplitudes de la contrainte de cisaillement et de déplacement.

Ces résultats sont obtenus pour une fréquence de 1 Hz et sous une température de 5 °C, mais pour différents niveaux de contraintes initiales (les couleurs correspondent à la figure V.5).

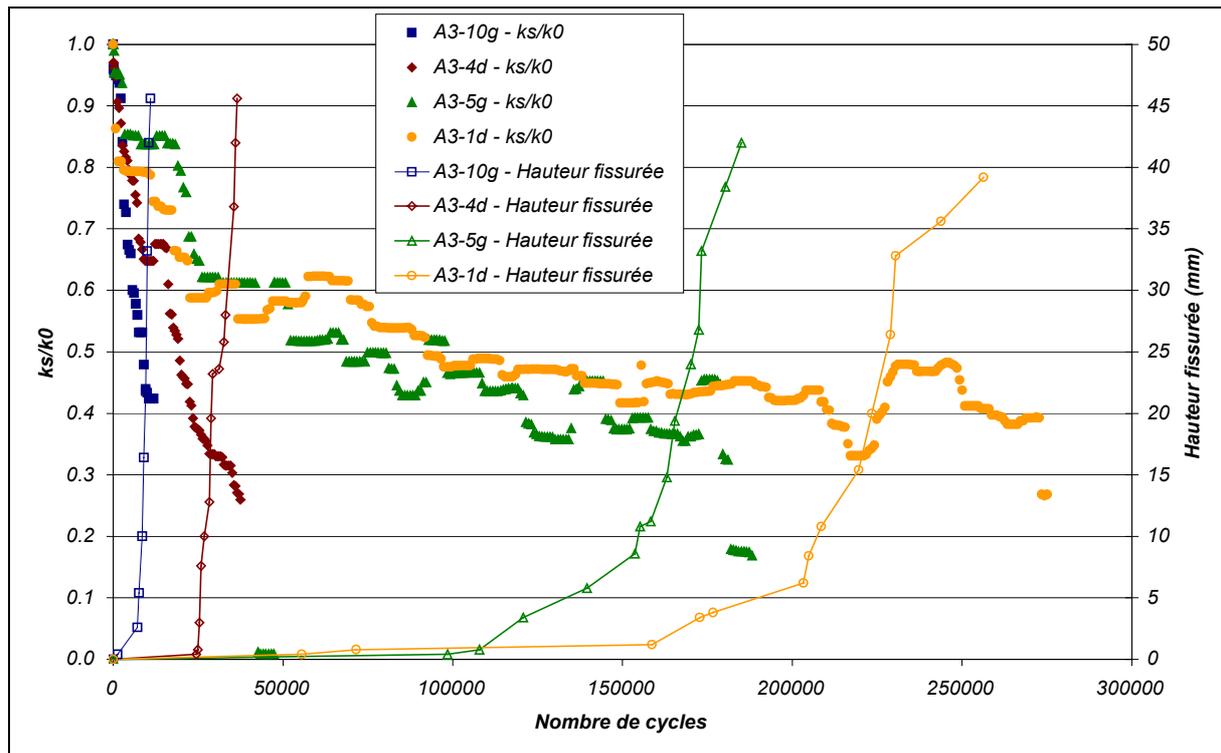


Figure V.7 – Evolution de k_s/k_0 en fonction du nombre de cycles et de la hauteur fissurée totale pour différents niveaux de chargement

Sur les 5000 premiers cycles, on observe une chute rapide du module de rigidité (le rapport k_s/k_0 passe de 1 à 0,9 voir 0,8), puis l'évolution s'apparente à une variation quasi linéaire.

Un niveau initial de contrainte de cisaillement élevé induit une chute plus rapide de la rigidité tangente du cordon résistant.

Le calcul de la rigidité du cordon résistant représenté, correspond à la rigidité sécante, c'est à dire à la valeur prise entre la contrainte maximale et minimale et non à la rigidité tangente. Cela a pour conséquence de sous évaluer la valeur de la rigidité.

2.3. BILAN DE L'ENERGIE APPORTEE A L'EPROUVETTE

L'essai se déroulant dans des conditions particulières, et notamment ni à déplacement, ni à effort fixés et la contrainte de cisaillement n'étant pas constante pour les forts niveaux de sollicitation, il n'est pas cohérent de chercher l'expression d'une loi en fonction du nombre de cycles. Au chapitre IV nous avons noté que l'essai se déroule à apport d'énergie linéairement croissant, cette donnée intrinsèque au matériau a été choisie pour suivre l'évolution du dommage.

La densité d'énergie de déformation élastique dans un joint d'épaisseur nulle et pour un cycle est définie par :

$$E_i = \frac{1}{2} \cdot [(\tau_{max} - \tau_{moy}) \times (u_{max} - u_{moy}) + (\tau_{moy} - \tau_{min}) \times (u_{moy} - u_{min})]$$

soit pour N cycles :

$$E_{tot} = \sum_{i=1}^N E_i$$

avec u_{max} et u_{min} les valeurs crêtes du déplacement, τ_{max} et τ_{min} les valeurs crêtes des contraintes de cisaillement dans le cordon résistant et u_{moy} et τ_{moy} les valeurs moyennes de ces deux grandeurs.

Les évolutions de l'énergie de déformation élastique en fonction du nombre de cycles et du rapport de raideur, pour les deux niveaux de sollicitation extrême sont présentées dans les graphiques V.8 et V.9.

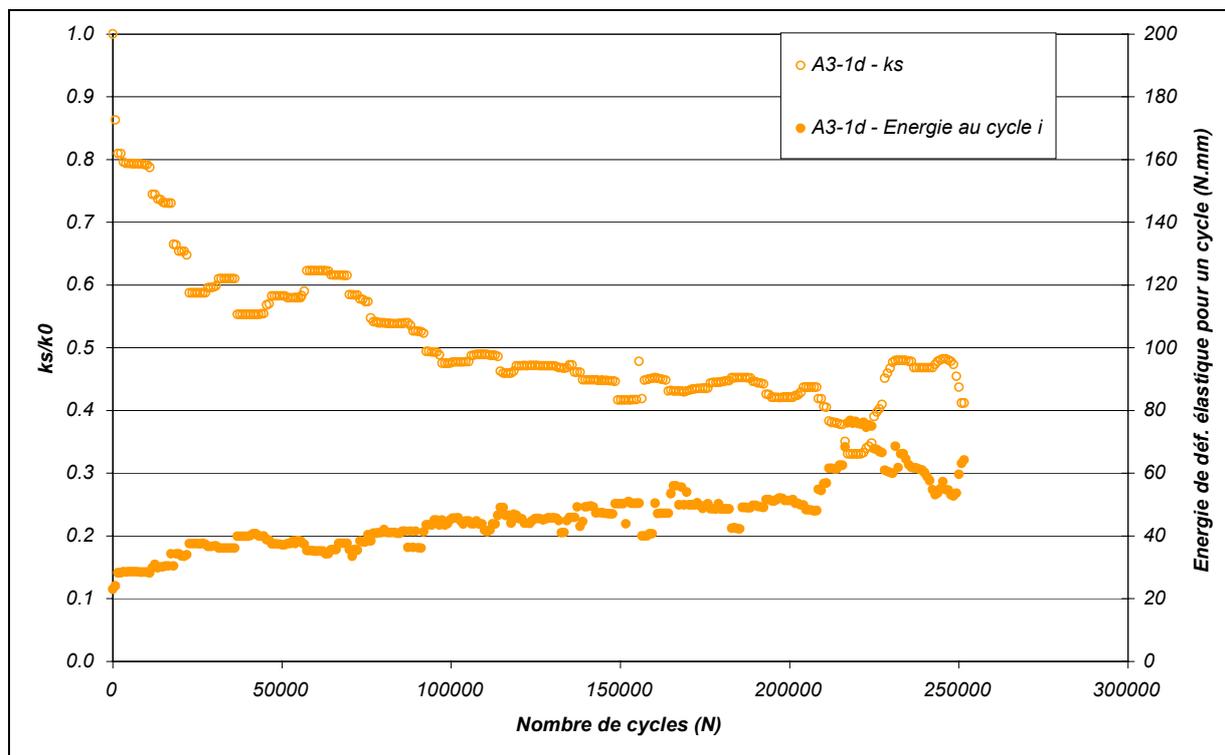


Figure V.8 – Evolution de l'énergie apportée au joint E_i en fonction du nombre de cycles et du rapport k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de 1,25 MPa

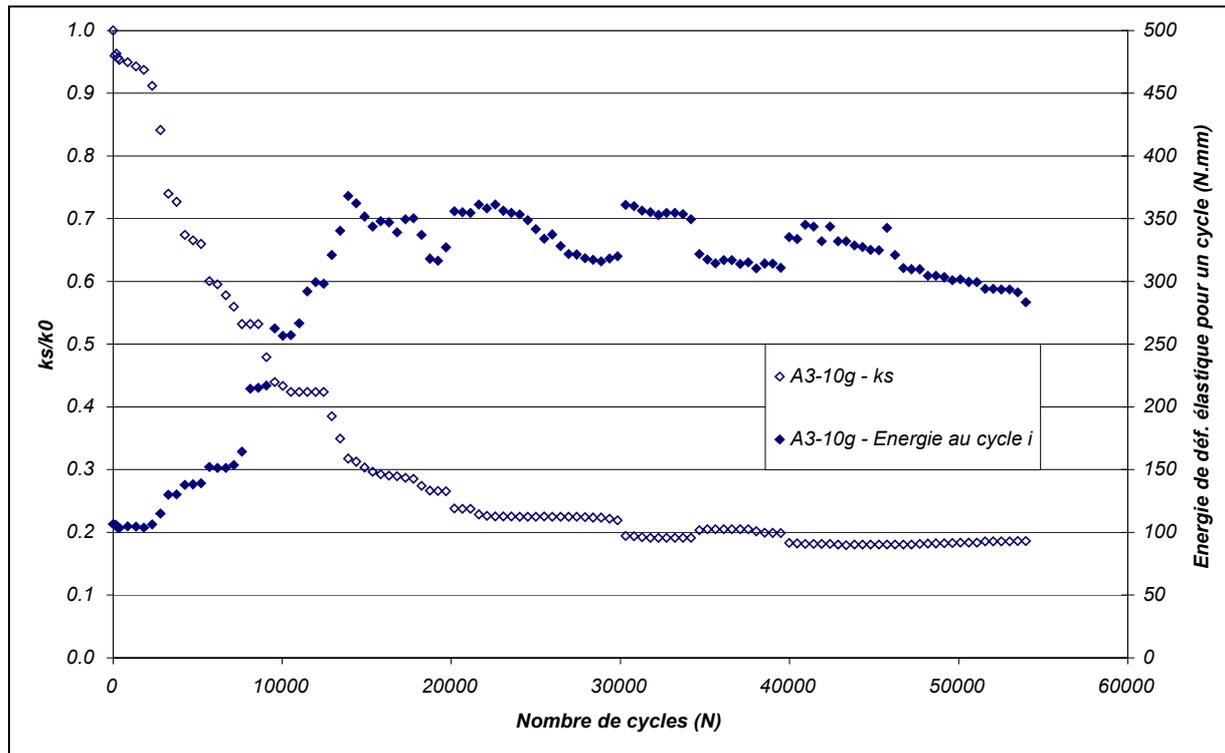


Figure V.9 – Evolution de l'énergie E_i en fonction du nombre de cycles et du rapport k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de 2,06 MPa

Au cours de la phase d'amorçage, la densité d'énergie élastique dans le joint croît linéairement. Le démarrage de la propagation de fissure se traduit par une augmentation rapide de l'énergie élastique apportée au joint en fonction du nombre de cycles (croissance du déplacement et de la contrainte de cisaillement).

Sur la *figure V.9* se rapportant au niveau de contrainte initiale de cisaillement de 2,06 MPa, le plateau de la seconde moitié de l'essai, qui commence vers 15000 cycles, correspond à la fin de la fissuration, mais la sollicitation n'a pas été interrompue.

Pour rester cohérent avec un essai cyclique en fatigue, il faut faire apparaître la notion de cumul. Nous avons pour cela intégré l'énergie de déformation élastique du joint en fonction du nombre de cycles (voir *figures V.10* pour le niveau de sollicitation initiale $\Delta\tau = 1,25$ MPa, les graphiques pour les autres niveaux de chargement sont en *annexe C, paragraphe C.2., figures C.3 à C.5*).

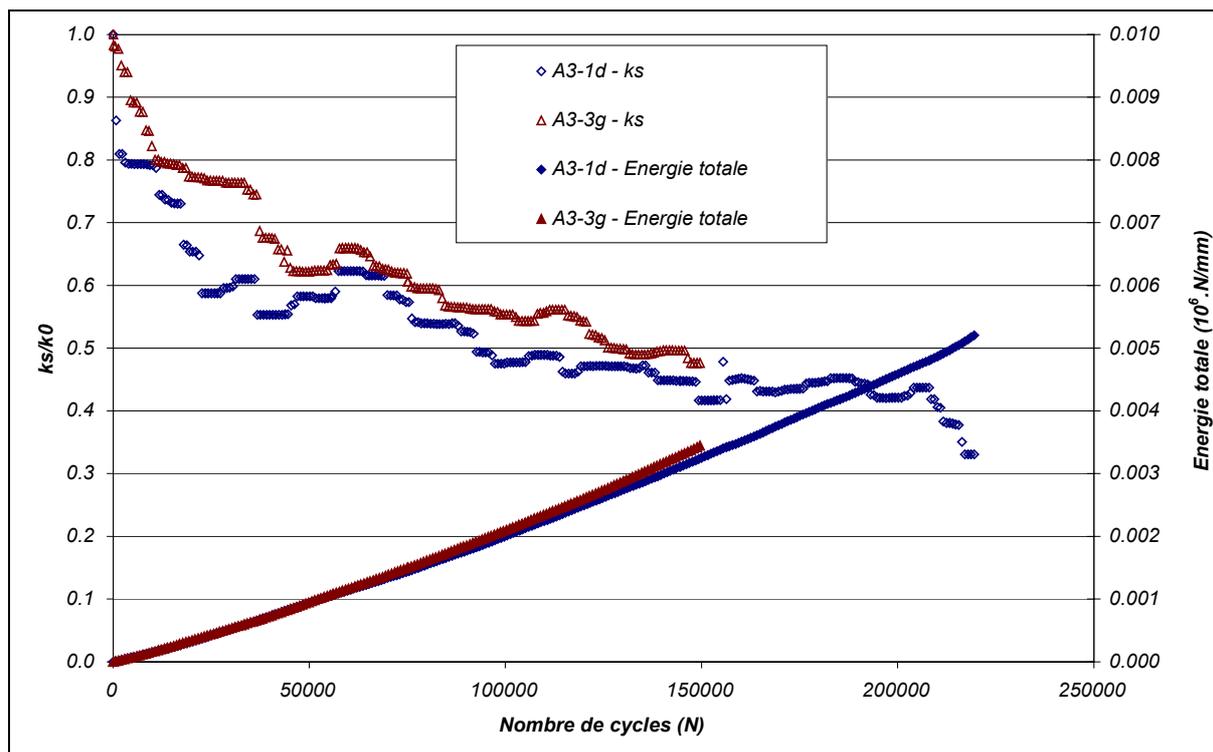


Figure V.10 – Evolution de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 1,25 MPa

L'évolution de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles peut se résumer à une fonction bi-linéaire. La rupture de pente correspond à la phase III de fissuration. Plus le niveau de sollicitation initial est élevé et plus cette rupture de pente intervient tôt dans le nombre de cycles et pour une énergie totale plus faible. Ce qui revient à dire, que pour un même dommage, l'apport d'énergie total sera plus faible pour une contrainte de cisaillement initiale plus élevée.

2.4. LOI D'EVOLUTION DE k_s

2.4.1. Evolution de l'endommagement

Rappelons que notre essai de fatigue sur le corps de l'éprouvette doit être considéré comme un essai de structure. Il ne se déroule ni à déplacement, ni à effort constant.

On étudie alors le comportement d'un béton bitumineux sous sollicitations sinusoïdales en évaluant son module de rigidité dans le domaine de linéarité.

Ces sollicitations sont considérées :

- restant dans le domaine linéaire de comportement du béton bitumineux quelque soit l'état de fatigue,
- et telles que ne se produise pas d'autoréparation du matériau pendant le temps sollicité.

Nous désignons dans la suite de ce paragraphe :

- k_s : le module de raideur du cordon résistant ($= \frac{\tau}{u}$) à l'instant t ,
- k_0 : le module de raideur initial (fonction de la fréquence, température et du niveau de sollicitation),
- N : le nombre de cycle,
- E_{tot} : l'énergie totale,

Pour établir une loi de fatigue, nous supposons la localisation de l'endommagement homogène sur une bande de faible épaisseur en associant son comportement à un joint sollicité en cisaillement.

Cet endommagement peut être caractérisé par une diminution de la raideur de l'ensemble du cordon, à l'instant t :

$$D(t) = 1 - \frac{k_s(t)}{k_0}$$

où k_0 est la raideur initiale du matériau (non endommagé) et k_s la raideur à l'instant t considéré. Conformément à la définition que l'on s'est donné de l'endommagement (macroscopique) global du cordon résistant, ce dernier est déduit de la raideur globale de ce cordon.

Nous faisons ici l'hypothèse que le dommage à l'instant t , est fonction du dommage déjà subi par le matériau à $t-1$ et des conditions expérimentales à l'instant t .

Dans le cadre d'un chargement cyclique l'expression de l'endommagement pourrait se traduire par $D(N) = 1 - \frac{k_s(N)}{k_0}$; mais compte tenu de l'essai et des évolutions des sollicitations, une expression en fonction de l'énergie totale nous a semblé plus cohérente :

$$D(E_{tot}) = 1 - \frac{k_s(E_{tot})}{k_0}$$

avec k_0 la raideur initiale du matériau (non endommagé) et $k_s(E_{tot})$ la raideur du matériau fonction de l'énergie totale reçue par l'éprouvette à l'instant t .

En outre, cette formulation offre l'avantage d'exprimer la variation du module de raideur en fonction d'un paramètre identifiable dans une approche modélisation par éléments finis.

k_0 et $k_s(E_{tot})$ sont mesurés dans les mêmes conditions expérimentales (en fréquence, température et même sollicitation initiale).

Les évolutions expérimentales de la chute de raideur dans le cordon résistant, en fonction de l'énergie totale, sont données dans les figures en *annexe C, paragraphe C.5., figures C.22 à C.24*, pour les différents niveaux de sollicitations.

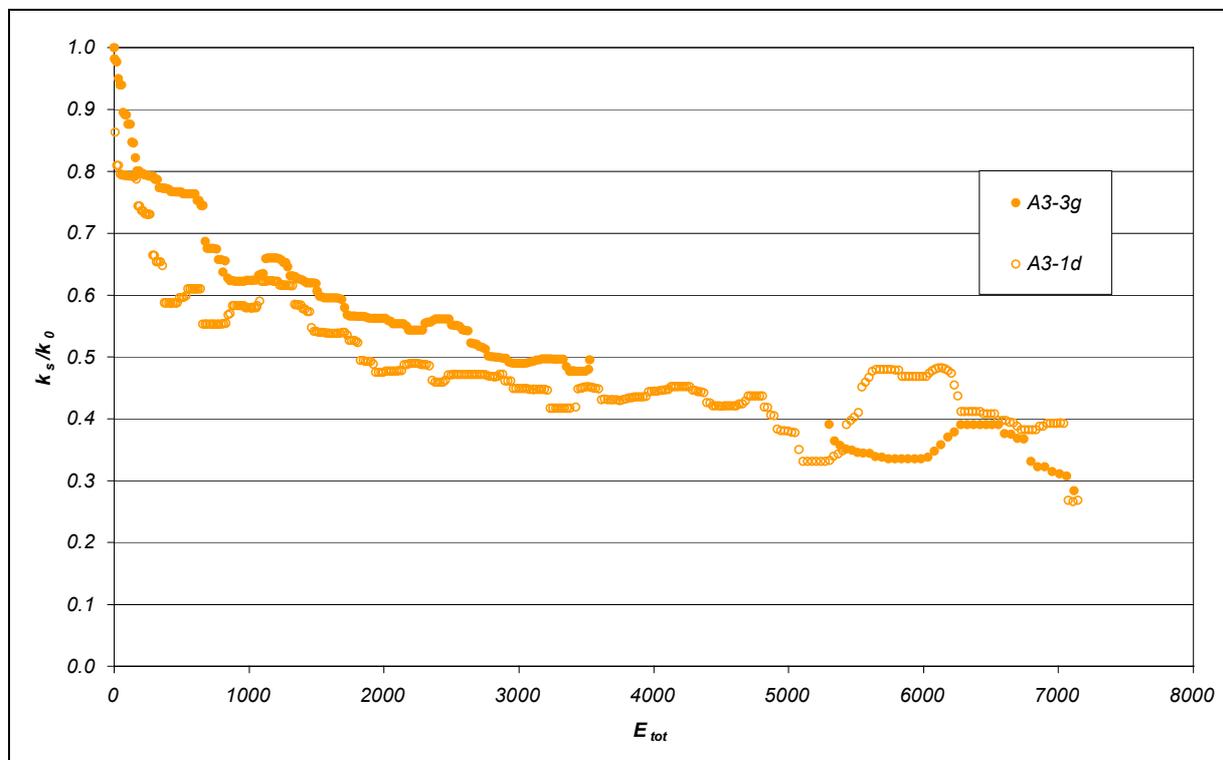


Figure V.11 – Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 1,25 MPa

Quelque soit le niveau de sollicitation initiale, on observe en début d'essai, une chute rapide du module (sur un nombre de cycles inférieur à 5000 cycles) puis une évolution plus lente de la rigidité dans le cordon résistant de l'éprouvette.

Cette première chute s'explique, pour une part, par de la dissipation thermique, induite par des sollicitations continues et provoque donc une chute du module du matériau, selon Soltani [SOL98]. Cette croissance de température tend vers une stabilisation qui correspond à une décroissance plus "normale" du module ; où la fatigue de l'éprouvette se poursuit à température constante. Pour Yann Lefeuvre [LEF01], cette décroissance du module est attribuée à l'apparition de microcavité. Si la sollicitation, à ce stade, est stoppée, il y a réparation du matériau.

Soltani [SOL98], dans ses essais de fatigue à déformation imposée, observe une évolution linéaire du dommage en fonction du nombre de cycles. Quant à nos essais, l'évolution du dommage dans notre matériau n'est pas linéaire, mais il faut rappeler que les conditions ne sont ni à déplacement, ni à effort imposés mais à énergie totale croissante linéaire.

2.4.2. Modèle d'évolution

De façon générale, en fatigue, la notion de cycles de chargement sert pour repérer l'évolution du dommage et mesurer la durée de vie [LEM85].

Comme cela a été évoqué ci-dessus, et du fait de notre essai et de ses caractéristiques, s'en tenir à cette grandeur pour trouver une loi d'évolution du dommage ne serait pas cohérent et seulement valable dans le cas de l'essai.

Aussi, la loi d'évolution de la raideur globale du cordon résistant devra être définie à l'aide de quantités globales sur un cycle, qui puissent rendre compte de certains phénomènes :

- ✓ d'une vitesse d'évolution de la raideur décroissante en fonction de l'énergie totale apportée au niveau du cordon résistant et égale au module de raideur initial élastique du matériau pour des conditions données (fréquence et température),
- ✓ des effets de cumul.

En toute généralité, la loi d'évolution de la raideur pourra se mettre sous la forme :

$$k_s = f(k_0, E_{tot}, f, T)$$

où f et T sont respectivement la fréquence et la température.

Les paramètres f et T sont connus et supposés constants (la fréquence étant fixée et l'essai se déroulant à une température de référence). Ils pourront cependant influencer les valeurs des coefficients de la loi de l'évolution du module de raideur du cordon résistant. Ils définissent les conditions d'essai.

2.4.2.a. Approximation linéaire

Toutes les remarques précédentes et l'évolution du dommage, nous amènent dans un premier temps, à adopter un modèle mathématique simple de la forme :

$$\frac{k_s}{k_0} = \frac{k_{si}}{k_0} - \alpha \cdot E_{tot} \quad (V.2)$$

- où
- α est un paramètre du modèle et sera fonction du niveau de sollicitation τ , le niveau initial de contrainte de cisaillement,
 - E_{tot} est l'énergie totale cumulée par unité de surface
 - k_{si} est la raideur tangentielle "seuillée", valeur en deçà de laquelle l'endommagement est une fonction linéaire de l'énergie totale cumulée par unité de surface ; cette valeur est pratiquement, $k_{si} = 0,9 \times k_0$ [SOL98] et [LEF01].
 - k_s et k_0 étant définis précédemment.

La figure V.12 présente les résultats obtenus par cette approche.

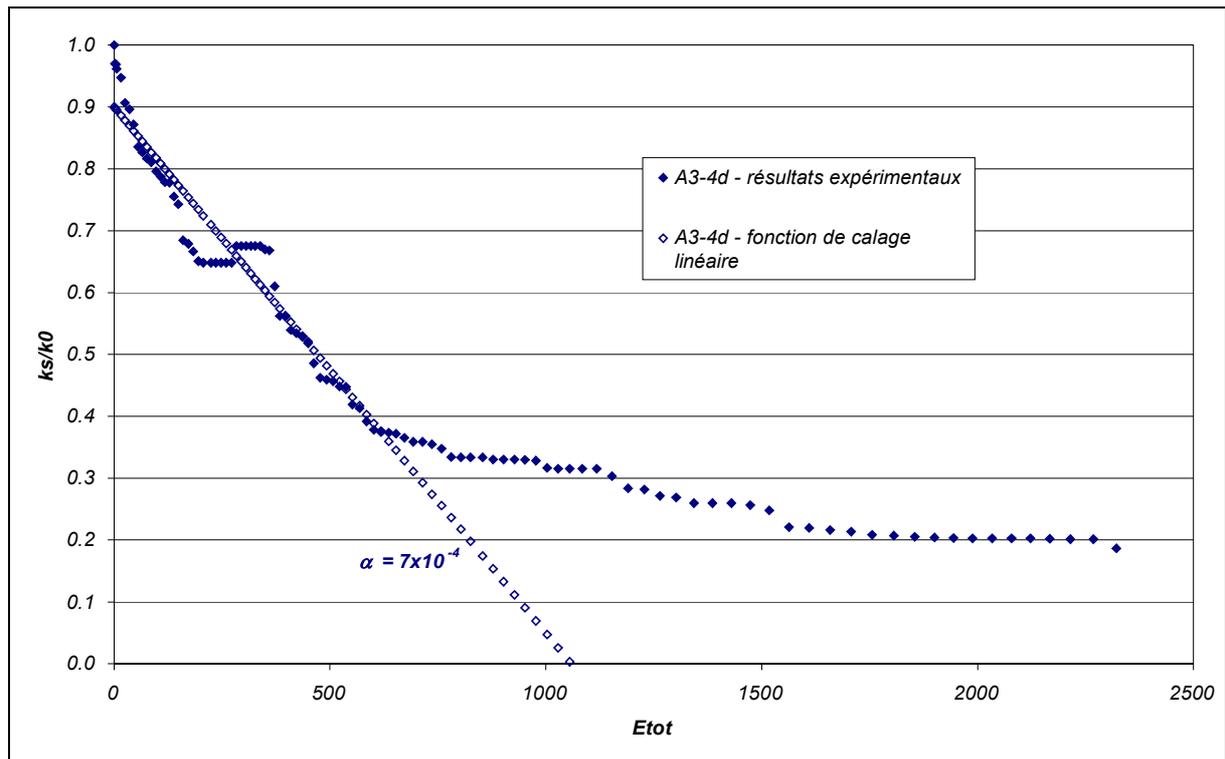


Figure V.12 – Fonction de calage linéaire pour l'éprouvette A3-4d de l'évolution de la raideur du cordon en fonction de l'énergie totale au cours d'un essai à taux de cisaillement initial de 1,66 MPa

Dans cette figure V.12, $\frac{k_{si}}{k_0}$ est égal à 0,9. Pour ce niveau de sollicitation, trouver une fonction linéaire reste une approximation relativement proche de l'évolution de la raideur au cours de l'essai. En revanche pour des essais à des niveaux plus faibles de sollicitation, cette interprétation est plus approximative (*annexe C, figure C.25*). L'interprétation linéaire suppose la chute de module initiale comme inhérente au comportement du matériau [LEF01] et approche l'évolution du module comme une fonction linéaire de l'apport d'énergie totale au cours des cycles.

Les évolutions du paramètre α en fonction du chargement initial sont données dans le *tableau V.1* ci dessous pour les éprouvettes présentées au paragraphe précédent.

Niveau de contrainte de cisaillement initiale (MPa)	Eprouvettes	α
2,06	A3-10g	$8,0 \times 10^{-4}$
	A3-9g	$9,0 \times 10^{-4}$
1,66	A3-4d	$7,0 \times 10^{-4}$
	A3-8g2	$5,5 \times 10^{-4}$
1,35	A3-1g	$1,7 \times 10^{-4}$
	A3-5g	$1,5 \times 10^{-4}$
1,25	A3-1d	$1,8 \times 10^{-4}$
	A3-3g	$1,2 \times 10^{-4}$

Tableau V.1 – Paramètre α identifié en fonction du niveau de contrainte de cisaillement initial

L'évolution de α en fonction de la contrainte de cisaillement initial, pour les conditions expérimentales de 5 °C et 1 Hz, peut être représentée ainsi :

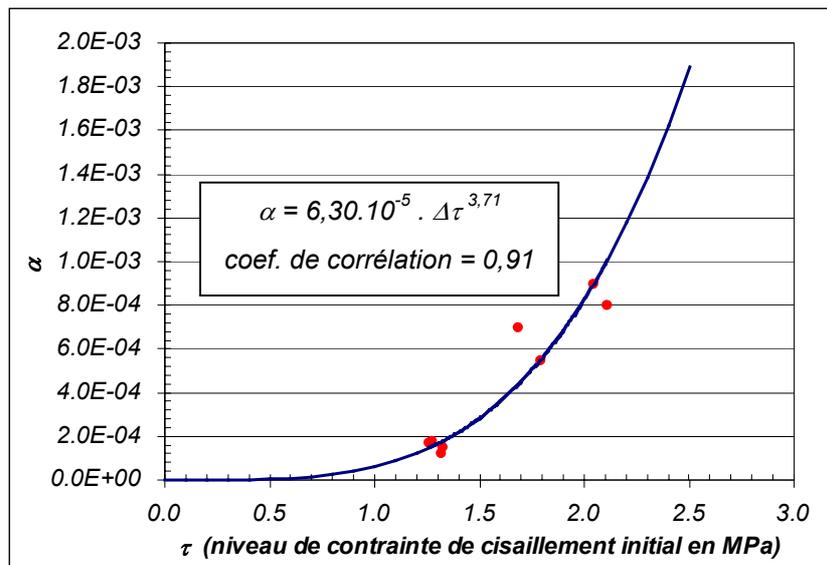


Figure V.13 – Evolution du paramètre α en fonction du niveau de contrainte de cisaillement dans le cordon résistant du matériau bitumineux

2.4.2.b. Approximation en puissance

La chute initiale de dommage d'environ 90% du module k_0 est interprétée dans la littérature, voir *paragraphe 2.5.1.* ; mais cette interprétation est faite sur des essais de laboratoire dont la sollicitation est continue. Il est légitime de s'interroger sur l'existence de ce phénomène dans une structure routière, où les fréquences de sollicitations ne seront pas aussi rigoureusement parfaites.

Pour les faibles niveaux de sollicitations, observés dans nos essais, l'interprétation linéaire est approximative ; Ainsi, nous nous sommes intéressés à une forme de loi puissance du type :

$$\frac{k_s}{k_0} = 1 - (\alpha \cdot E_{tot}^\beta) \quad (V.3)$$

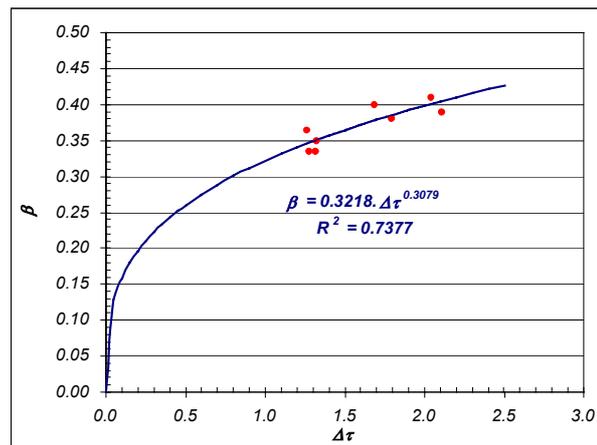
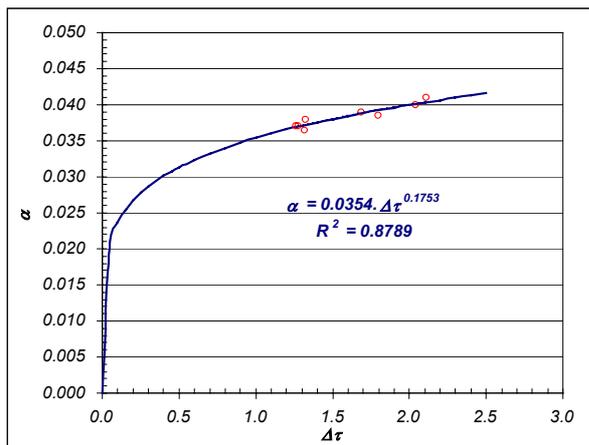
où α et β sont les paramètres du modèle et sont fonction de τ , le niveau de contrainte de cisaillement initial.

Ainsi, les évolutions de α et β proposées en fonction du niveau de chargement initial sont données dans le *tableau V.2* (les évolutions sont tracées en *annexe C, paragraphe C.5.2., figures C.26 à C.29*).

Niveau de contrainte de cisaillement initiale (MPa)	Eprouvettes	α	β
2,06	A3-10g	0,041	0,41
	A3-9g	0,040	0,39
1,66	A3-4d	0,039	0,40
	A3-8g2	0,0385	0,38
1,35	A3-1g	0,037	0,37
	A3-5g	0,038	0,35
1,25	A3-1d	0,037	0,34
	A3-3g	0,037	0,34

Tableau V.2 – Paramètres α et β identifiés en fonction du niveau de contrainte de cisaillement initial

Les évolutions des paramètres α et β en fonction de la contrainte de cisaillement initial, et constant dans la durée de vie qui nous intéresse ici, peuvent être représentées *figures V.14 et V.15* :



Figures V.14 et V.15 – Evolution des paramètres α (figure de gauche) et β (figure de droite) en fonction du niveau de la contrainte de cisaillement dans le cordon résistant du matériau bitumineux

Elles ont été interprétées avec une fonction puissance également dans le souci de rester cohérent physiquement. Si le niveau de contrainte est très faible, on peut supposer que le dommage n'évoluera qu'à très faiblement.

Pour donner un sens physique à α et β , on peut dire que α joue sur l'évolution initiale de la chute de raideur dans le cordon résistant et β traduit au contraire la pente finale de cette évolution. Ainsi, α "contrôle" l'augmentation du dommage en fonction du niveau de sollicitation initiale et β traduit l'engrènement qui existe au droit de la fissure.

Une présentation du calage pour le plus faible niveau de sollicitation est présentée dans la figure V.16.

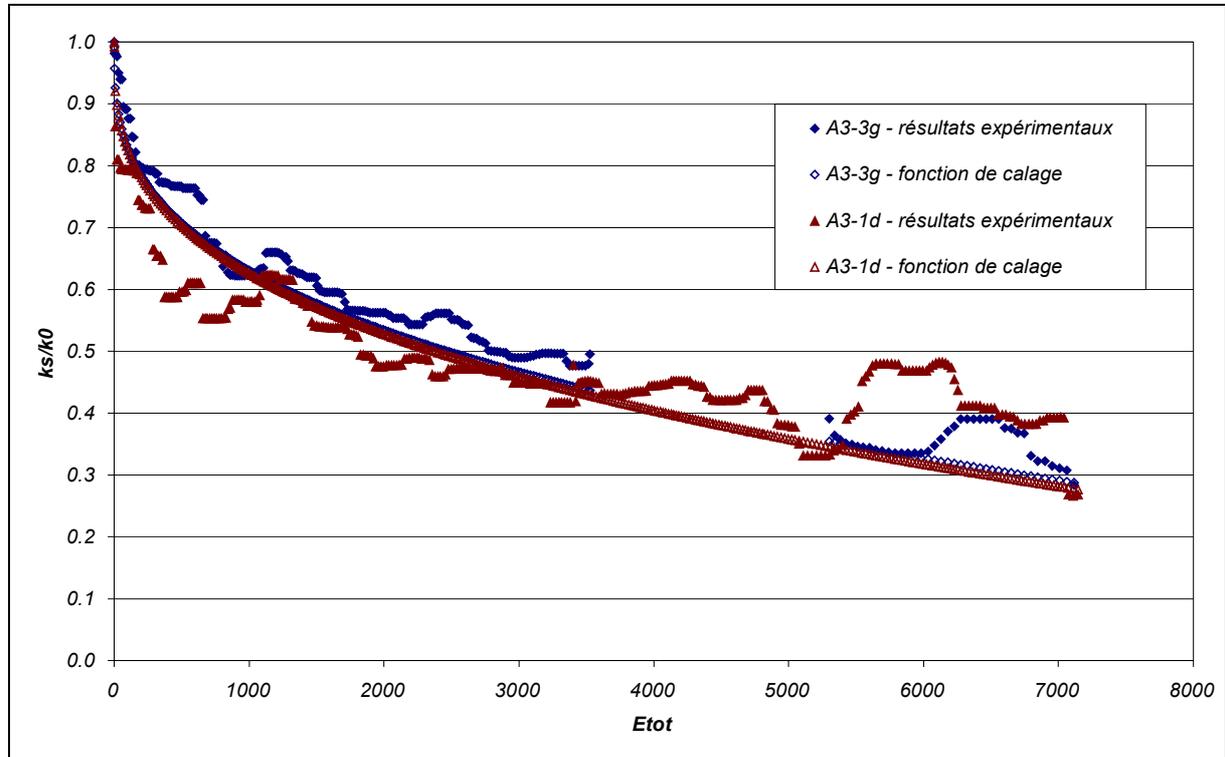


Figure V.16 - Calage de la courbe d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,25 MPa

A l'opposé de l'interprétation linéaire, la fonction puissance proposée $\frac{k_s}{k_0} = 1 - (\alpha \cdot E_{tot}^\beta)$ se rapproche davantage des évolutions observées pour nos faibles niveaux de sollicitations.

Le calage se doit d'être cohérent sur la zone de d'évolution du k_s compris entre k_0 et 40% de k_0 . Cette limite de dommage, D_{seuil} , a été fixée arbitrairement au vu des résultats expérimentaux ; $\frac{k_s}{k_0} = 0,4$ semble indiquer la fin de la phase d'amorçage et le début de la propagation de la macro-fissure.

Cette interprétation en loi puissance permet de retrouver la chute de module de k_s à k_{sj} de façon quasi-instantanée, observée lors de nos essais.

2.4.3. Cumul de fractions de durée de vie

Les essais réalisés se déroulent à un niveau constant de la contrainte de cisaillement dans le cordon résistant. Or dans une structure routière, c'est la charge appliquée qui sera toujours la même. Le cordon résistant de béton bitumineux va s'endommager et la contrainte de cisaillement va varier. Il importe donc que la loi d'évolution donnée pour le module de raideur de ce cordon puisse être appliquée à la configuration réelle de ce qui se passe dans une structure de chaussée.

Il est peut être possible de rappeler ici que ce que l'on appelle le cordon résistant dans la couche de surface d'une chaussée est la partie de béton bitumineux à l'aplomb d'une fissure d'origine thermique dans la couche de base (dans le cas d'une structure semi-rigide) ou à l'aplomb d'une fissure déjà existante (pour x raisons) dans la partie ancienne de chaussée dans le cas d'un rechargement.

L'avantage des formes proposées, linéaire ou puissance, est le fait qu'il est possible de discrétiser les évolutions de k_s .

Ainsi dans l'incrément du pas de calcul, on suppose l'apport d'énergie constante à chaque cycle. Cet apport d'énergie supplémentaire dans le pas de calcul permet de calculer la diminution de la raideur tangente.

Si on se limite à deux niveaux de chargements $\tau_1 < \tau_2$, l'évolution du module, avec la forme puissance, se présentera comme suit, sur la figure V.17.

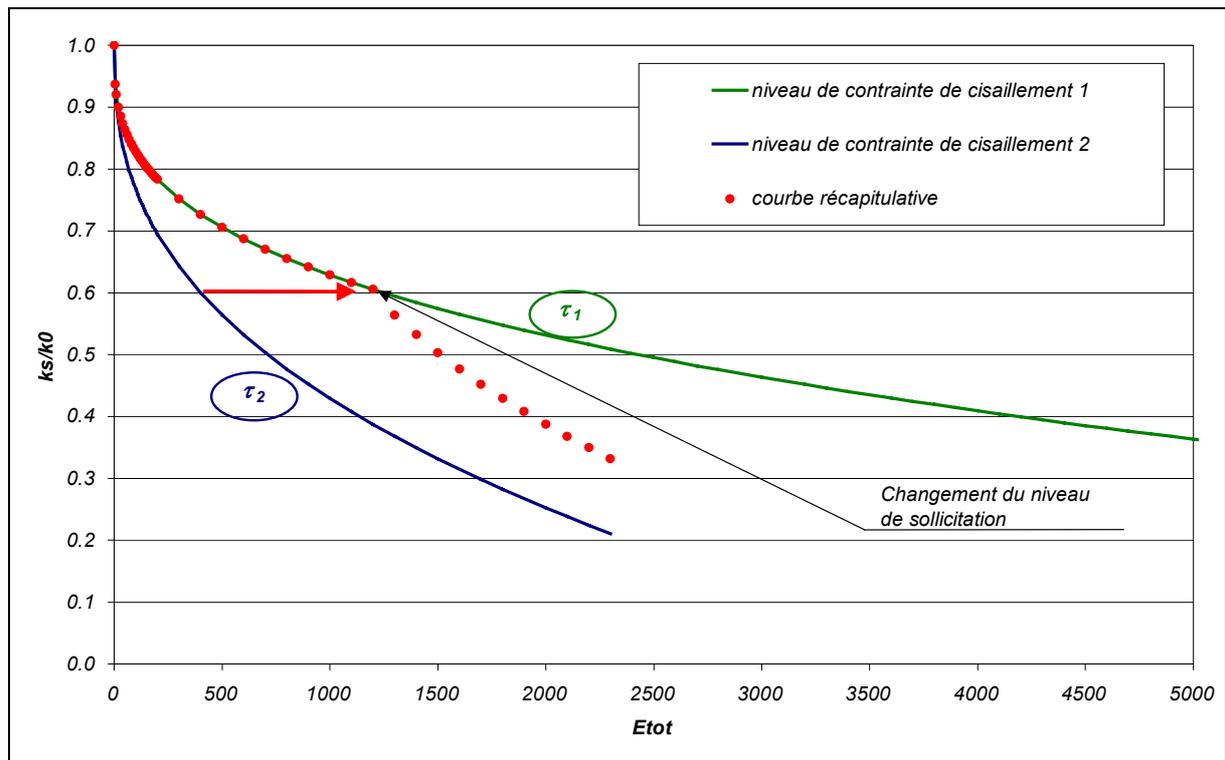


Figure V.17 – Exemple d'évolution du module de raideur pour deux niveaux de contrainte de cisaillement $\tau_1 < \tau_2$

Au pas de calcul 1, correspondant à N cycles, la contrainte dans l'élément de joint vaut τ_1 et l'apport d'énergie totale est $E_{tot} = N.E_1$.

Le calcul de la raideur tangente dans le joint est : $\frac{k_{s1}}{k_0} = 1 - \alpha_1 \cdot E_{tot}^{\beta_1}$, α_1 et β_1 sont les paramètres de la loi puissance calculés en fonction du niveau de contrainte de cisaillement τ_1 .

Au pas de calcul 2, la contrainte de cisaillement dans l'élément de joint vaut τ_2 et l'incrément d'énergie totale vaut $N.E_2$.

Il faut calculer l'énergie totale équivalente, $E_{tot,1 \rightarrow 2}$, nécessaire pour arriver au même niveau de dommage avec le niveau de chargement τ_2 . Ainsi, on obtient : $\frac{k_{s2}}{k_0} = 1 - \alpha_2 \cdot (E_{tot,1 \rightarrow 2} + N.E_2)^{\beta_2}$

3. SYNTHÈSE SUR L'INTERPRÉTATION DES ESSAIS ET LA MODÉLISATION DU COMPORTEMENT EN FATIGUE PAR CISAILLEMENT

La fatigue en cisaillement des enrobés bitumineux reste un terrain peu exploré.

Les essais que nous avons réalisés au laboratoire de Génie Civil d'Egletons sont riches en enseignement, mais constituent une première exploration.

Rappelons dans un premier temps, les caractéristiques de notre essai :

- ✓ Il s'agit, comme cela a été dit, d'un essai de structure ; c'est à dire que l'on ne cherche pas à mettre en évidence une loi de comportement homogène du matériau, mais plutôt à identifier la réponse locale du matériau à une sollicitation donnée de la structure.
- ✓ Les sollicitations imposées en fatigue de cisaillement ne sont ni à déplacement, ni à effort contrôlés. Cet inconvénient se transforme finalement en avantage la sollicitation impose un taux de contrainte de cisaillement constant dans la phase d'amorçage et de propagation stable de la fissure et une énergie de déformation élastique linéairement croissante au cours des cycles.
- ✓ Le seul paramètre que nous faisons évoluer dans de nos essais est justement ce niveau de contrainte de cisaillement initiale ; la fréquence et la température sont fixées à 1 Hz et 5 °C.
- ✓ Enfin, un seul matériau est présenté, il s'agit d'un BBSG 0/10, répondant à la norme *NF P 98-130*.

Du fait des caractéristiques de notre essai, mais aussi par analogie aux structures routières où le taux de dégradation correspond souvent au taux de fissuration, nous nous sommes, dans un premier temps, penchés sur une approche classique de propagation de fissure en mécanique linéaire de la rupture, c'est à dire avec une hypothèse de localisation des dégradations en pointe de fissure.

Cette approche, couplée à la méthode de la complaisance permet d'accéder aux paramètres de fissuration sans avoir recours aux outils numériques. Malheureusement, les résultats obtenus ne sont pas cohérents. On arrive à une aberration physique où l'évolution de la vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$

évolue à l'inverse du taux de restitution d'énergie ΔG .

Ces résultats corroborent une première approche mi-expérimentale, mi-numérique réalisée par Ahmiedi [AHM94] où les évolutions de facteurs d'intensité de contraintes K_{II} , en mode II pur, en

fonction de la vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ donnent une pente de régression négative. L'explication

donnée à cette pente négative par Ahmiedi est des effets d'engrènements. La résolution numérique de ce problème a été d'introduire un K_{eff} avec une proportion de mode I plus grande.

Pour notre part, il s'agit d'une approche globale en taux de restitution d'énergie ΔG et le fait que celui-ci décroisse alors que la vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ augmente nous laisse penser que d'autres

phénomènes entrent en jeu et que cette approche globale ne peut être pertinente ; les singularités de contraintes en pointe de fissure ne semblent pas être le bon paramètre pour décrire la fissuration en cisaillement par fatigue des enrobés bitumineux.

C'est pour cette raison, mais aussi grâce à l'observation des phénomènes au cours de l'essai, que nous nous sommes intéressés à une approche d'endommagement global, localisé sur une bande cisailée de faible épaisseur.

Ceci revient à considérer le comportement du cordon résistant entre les 2 entailles de pré-fissure, comme le comportement d'un joint endommageable de raideur tangente k_s .

L'identification d'une loi d'évolution de cette raideur tangente k_s est réalisée à partir de résultats expérimentaux.

Cette loi d'évolution de la raideur n'est pas exprimée en fonction du nombre de cycles, comme c'est souvent le cas dans les essais de fatigue, mais en fonction de l'énergie de déformation élastique totale dans le joint. C'est dans la notion de cumul que l'aspect cyclique se retrouve.

Cette formulation présente :

- ✓ Tout d'abord, l'énergie totale est une grandeur facilement accessible en vue d'une simulation numérique future ; l'objectif étant bien sûr de prédire la durée de service d'une structure routière (ou plus exactement son niveau de dégradation).
- ✓ Les charges ne sont donc pas nécessairement les mêmes, parler d'apport d'énergie dans une simulation permet de mener à des résultats plus cohérents que l'application de la loi de Miner sur le cumul des dommages, par exemple.
- ✓ Les structures routières peuvent varier et ne se composent pas toujours de la même épaisseur de revêtement ; un traitement en énergie permet de tenir compte des zones davantage sollicitées que d'autres.

On peut rappeler, que le but est d'appréhender la durée de service d'une structure routière ; c'est à dire évaluer son niveau de dégradation en fonction de son état de fissuration. Le passage entre le modèle d'endommagement dans le cordon résistant et la macro-fissuration est dépendant du choix du dommage seuil, D_{seuil} .

CHAPITRE VI - APPLICATION AUX STRUCTURES ROUTIERES - STRATEGIE DE DIMENSIONNEMENT

1.	SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT SUR EPROUVETTE	192
1.1.	PRÉPARATION DE LA SIMULATION.....	192
1.1.1.	<i>Hypothèses sur le comportement du matériau.....</i>	192
1.1.2.	<i>Maillage et conditions aux limites</i>	193
1.2.	RÉSULTATS DE LA SIMULATION	195
1.2.1.	<i>Contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant de 1,25 MPa.....</i>	196
1.2.2.	<i>Contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant de 1,6 MPa.....</i>	198
1.2.3.	<i>Conclusion sur les simulations numériques</i>	200
2.	COMPORTEMENT DES CHAUSSÉES SEMI-RIGIDES	201
2.1.	PRÉPARATION DE LA SIMULATION.....	201
2.1.1.	<i>Hypothèses sur le comportement des matériaux</i>	201
2.1.2.	<i>Maillage et conditions aux limites</i>	201
2.1.3.	<i>Sollicitations.....</i>	202
2.1.3.a.	<i>Position de la charge</i>	202
2.1.3.b.	<i>Etat de contrainte en pointe de fissure</i>	203
2.1.4.	<i>Algorithme de calcul.....</i>	204
2.2.	RESULTATS DE SIMULATION.....	205
2.2.1.	<i>Formulation de la loi en puissance</i>	205
2.2.2.	<i>Formulation de la loi en linéaire.....</i>	209
2.3.	RÉSULTATS DE SIMULATIONS	210
2.4.	INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES.....	213
2.5.	CONCLUSION SUR LES RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES SUR UNE STRUCTURE SEMI-RIGIDE.....	214
3.	COMPORTEMENT D'UNE CHAUSSÉE BITUMINEUSE ÉPAISSE	216

Chapitre VI

APPLICATION AUX STRUCTURES ROUTIERES STRATEGIE DE DIMENSIONNEMENT

L'expérimentation présentée aux chapitres précédents (IV et V) a permis d'étudier la propagation de fissure en mode de cisaillement en fatigue dans les enrobés bitumineux. Les résultats observés ont abouti à la proposition d'une loi d'endommagement du cordon résistant sollicité à l'aplomb d'une fissure existante, dans des conditions expérimentales particulières de fréquence et de température.

Dans une structure routière, lors de rechargement de structures fissurées ou bien dans le cas de chaussées semi-rigides dont la couche de base en graves traitées aux liants hydrauliques "se fissure", le cordon de béton bitumineux de la couche de surface se trouve sollicité en cisaillement au passage des charges roulantes.

Les résultats expérimentaux ont permis de corréler le comportement du cordon résistant entre les deux entailles de pré-fissure de l'éprouvette à un comportement de joint d'épaisseur nulle et une loi d'évolution de la raideur tangentielle du joint a ainsi été identifiée.

La validation numérique de la loi proposée a été effectuée par une simulation éléments finis de nos essais, après intégration de cette loi dans un code de calcul.

Ce modèle est ensuite utilisé pour approcher le comportement d'une structure routière sous le passage du trafic en mode de cisaillement ; enfin une combinaison avec nos résultats de propagation de fissures sous variations thermiques est intégrée.

1. SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT SUR EPROUVETTE

Le comportement du cordon résistant entre les deux entailles de préfissure a été appréhendé par un modèle de joint d'épaisseur nulle. L'étude expérimentale proposée permet de suivre l'évolution du module de raideur global, ou de l'endommagement macroscopique global, en fonction de l'énergie de déformation élastique totale.

Dans une structure routière, l'état de dégradation est généralement quantifié à partir du niveau de fissuration. Cette remarque est également vraie dans le cas de nos essais où la propagation de fissure est une grandeur physique observable et mesurable.

Il doit exister un seuil de passage au delà duquel, le niveau de dégradation atteint sera suffisant pour faire l'hypothèse de l'existence d'une fissure.

La loi proposée est définie à partir de grandeurs physiques facilement accessibles par un calcul éléments finis. Ce modèle a été implanté dans le *CAST3M* du *CEA*, qui a été utilisé pour les simulations.

1.1. PREPARATION DE LA SIMULATION

1.1.1. Hypothèses sur le comportement du matériau

Le comportement du matériau (béton bitumineux) est considéré comme élastique linéaire isotrope. La simulation est faite en deux dimensions avec une hypothèse de déformation plane. Les parties latérales étant encastées, cette hypothèse est bien vérifiée, en revanche dans la partie centrale, cette affirmation est moins évidente. En revanche, dans le calcul de la structure routière, il s'avère qu'il s'agit bien de l'hypothèse à retenir.

Le module de l'enrobé est de 6500 MPa ; cette valeur est issue d'un calage sur les résultats expérimentaux, par calcul numérique, du déplacement en fonction de la contrainte mesurée expérimentalement (avec une hypothèse de comportement élastique).

Si on se réfère à des évolutions de courbe maîtresse du module pour ce même type de matériau, il semble que celui-ci se situe davantage entre 9000 et 10000 MPa, pour une fréquence de 1 Hz et une température de 5 °C. Le coefficient de Poisson vaut 0,35.



Figure VI.1 – Face de l'éprouvette réelle et modélisée

La réponse locale de la zone sollicitée entre les deux entailles peut être décrite à l'aide d'éléments de joint. C'est, dans notre cas, un élément à 6 nœuds. Dans les coordonnées locales, dont l'origine des axes se trouve au centre de l'élément, sa représentation est précisée *figure VI.2*. Il est caractérisé par une longueur l et une épaisseur nulle.

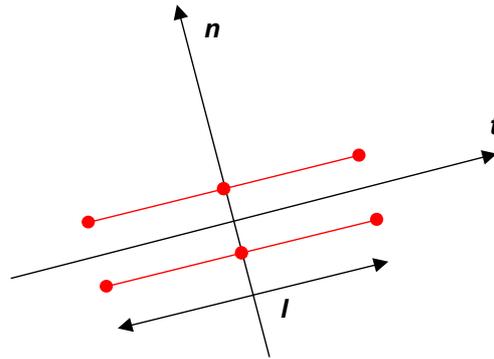


Figure VI.2 – Élément de joint à 6 nœuds

Le champ de déplacement w est défini par les deux composantes u et v telles que :

$$w = \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$$

où u et v sont les déplacements relatifs respectivement suivant le vecteur \vec{t} et le vecteur \vec{n} .

Le joint utilisé dans cette modélisation a un comportement élastique linéaire isotrope et il n'existe pas de couplage entre le cisaillement et les efforts normaux, ainsi :

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}$$

où k_s et k_n sont les raideurs tangente et normale.

La raideur tangente initiale k_0 du joint est de 130 MPa/mm ; la raideur normale est fixée arbitrairement à 10^{10} MPa/mm, c'est à dire incompressible. La valeur k_0 est issue des résultats expérimentaux.

1.1.2. Maillage et conditions aux limites

Compte tenu des symétries géométriques et de chargement, la simulation a été réalisée sur une demie éprouvette. Les dimensions (en mm) et les conditions aux limites sont données sur le schéma (figure VI.3).

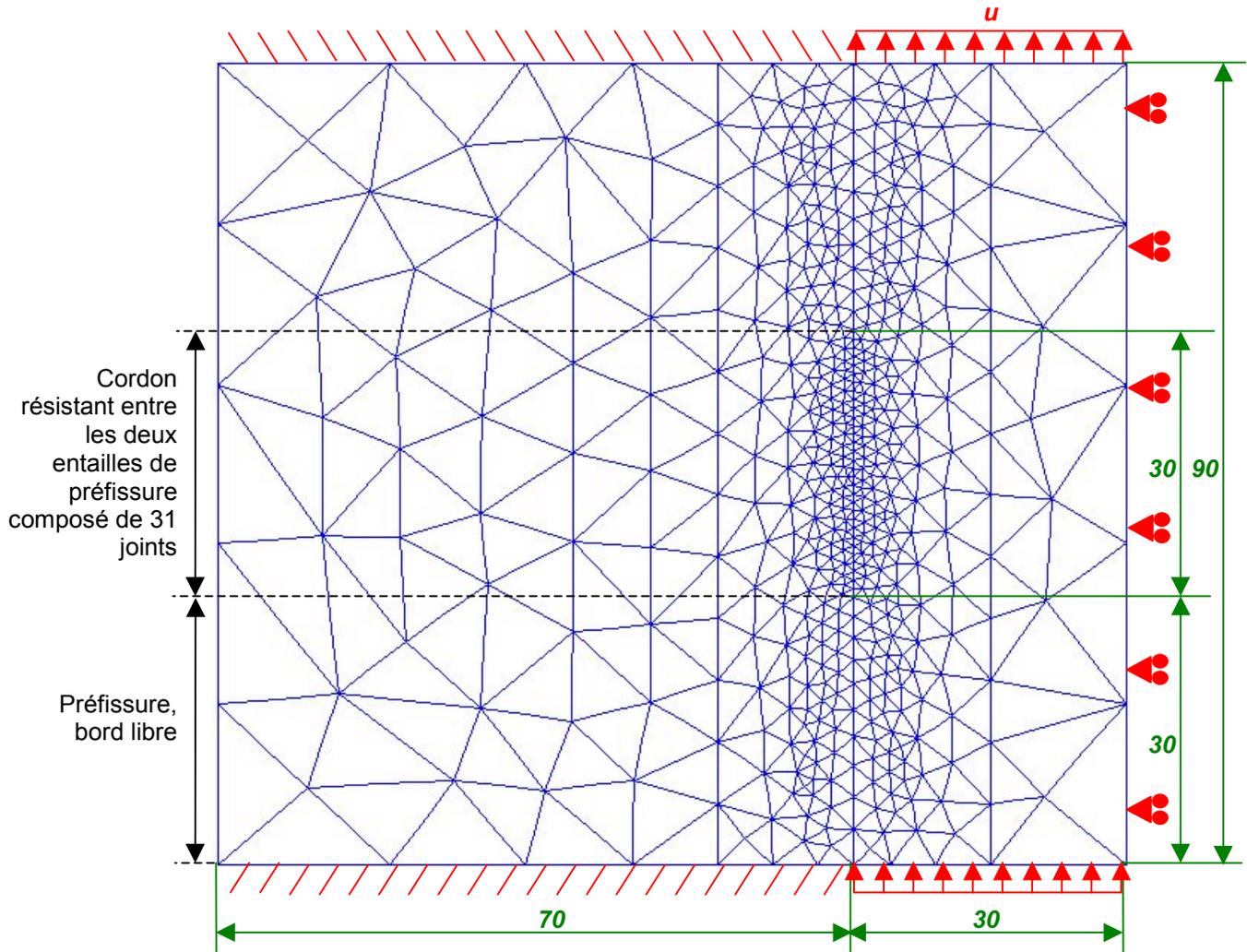


Figure VI.3 – Maillage de l'éprouvette

Le cordon résistant, entre deux entailles de préfissures, est modélisé avec les éléments de joint d'épaisseur nulle (figure VI.2). Afin d'observer la propagation de fissure dans le cordon résistant, le nombre de joints a été fixé à 31 éléments (sur une hauteur de 30 mm).

La sollicitation appliquée correspond à un déplacement imposé de la partie centrale de l'éprouvette. Dans nos essais de fatigue, durant la phase d'initiation, le taux de contrainte de cisaillement est constant. Ainsi lors de la simulation, le déplacement imposé varie au cours du temps en fonction du niveau de dégradation du cordon afin d'obtenir un niveau moyen de contrainte constant dans le cordon résistant (l'algorithme simplifié de calcul est présenté ci-dessous, figure VI.4).

Le niveau de contrainte dans chaque joint est variable. Il est pris en compte lors de la détermination des paramètres de la loi de fatigue.

Comme, nous nous intéressons ici à l'étude de l'amorçage et de la propagation de fissure, qui ont été mesurés expérimentalement (la fissuration est de plus, une donnée observable et quantifiable dans une structure de chaussée).

Le critère de rupture du joint a été fixé à un dommage de 0,6 ; sur nos essais, il semble qu'un dommage global du cordon de 0,6 corresponde à la phase de propagation rapide de la fissure (voir paragraphe 2.2 du chapitre V). Plus communément, ce niveau est fixé conventionnellement à 50 % (cas de l'essai normalisé de flexion trapézoïdale qui sert à évaluer l'endurance à la fatigue des enrobés bitumineux pour le dimensionnement).

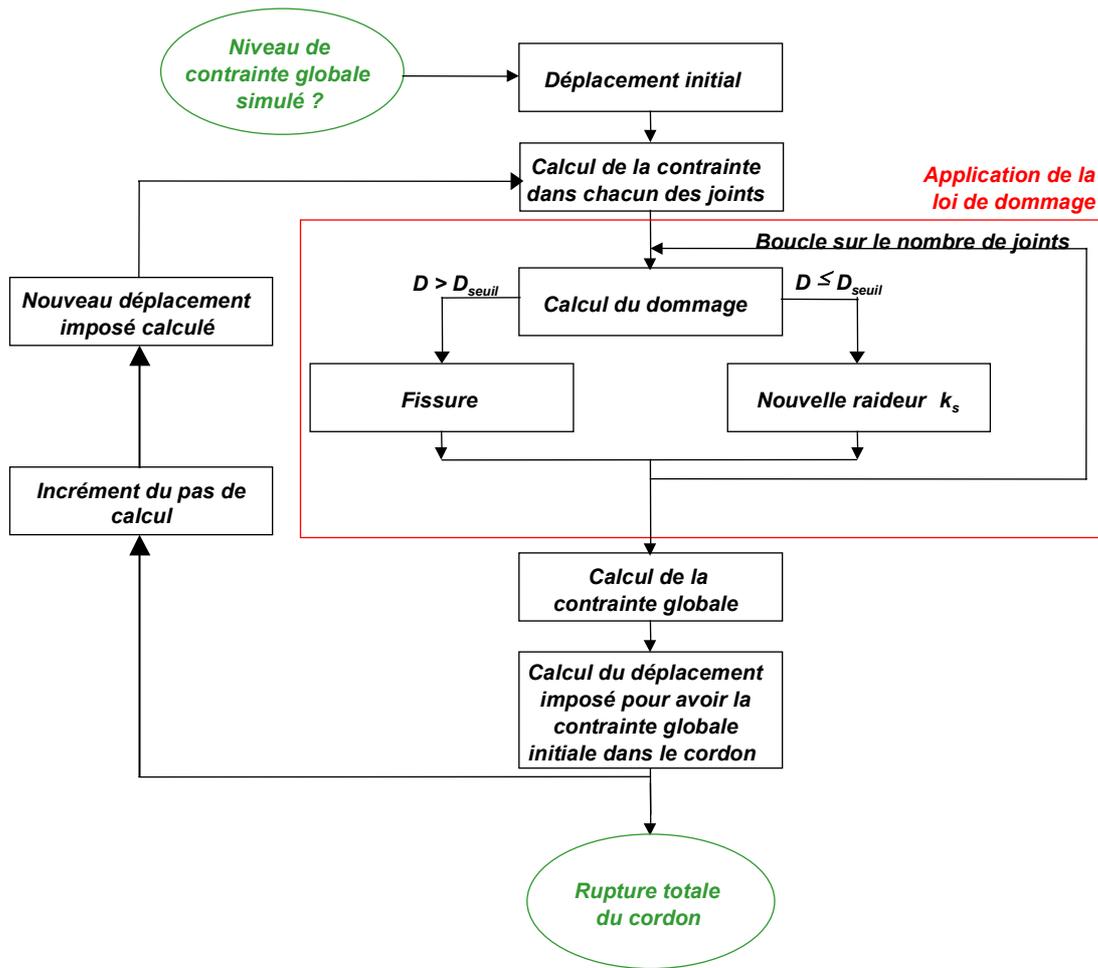


Figure VI.4 – Algorithme de calcul

La sollicitation imposée en déplacement est symétrique. Le joint n°16 correspond au joint central du cordon résistant. Le comportement du béton bitumineux dans notre simulation étant par hypothèse élastique, nous avons simulé le déplacement dans un seul sens et pris la moyenne des contraintes de cisaillement des joints disposés symétriquement autour de cette position centrale qu'est le joint n°16 :

$$\tau_{16-i} = \tau_{16+i} = \frac{1}{2}(\tau_{16-i} + \tau_{16+i})$$

où τ_j est la contrainte dans le joint j .

Ainsi, les résultats ne seront présentés que pour les joints n°1 à 16.

1.2. RESULTATS DE LA SIMULATION

Les deux lois d'évolutions de la raideur tangente proposées au chapitre précédent ont été testées pour deux niveaux de chargement : une contrainte de cisaillement moyenne dans le cordon et constante de 1,25 MPa et un second niveau de 1,6 MPa.

La loi, de forme **linéaire**, proposée est de la forme :

$$\frac{k_s}{k_0} = \frac{k_{si}}{k_0} - \alpha(\tau) \cdot E_{tot}$$

avec $\alpha = 6,3 \cdot 10^{-5} \times \tau^{3,71}$ et $k_{si} = 0,90 \times k_0$

La loi, de forme **puissance**, proposée est de la forme :

$$\frac{k_s}{k_0} = 1 - (\alpha(\tau) \cdot E_{tot})^{\beta(\tau)}$$

avec $\alpha(\tau) = 0,035 \cdot \tau^{0,18}$ et $\beta(\tau) = 0,32 \cdot \tau^{0,31}$.

Les résultats des simulations numériques sont présentés en *annexe D, paragraphe D.1.* pour le niveau de sollicitation $\Delta\tau = 1,25$ MPa et *paragraphe D.2* pour $\Delta\tau = 1,6$ MPa.

1.2.1. Contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant de 1,25 MPa

Les chutes de raideurs tangentés dans les éléments de joints situés en bordure de préfissure sont plus rapides que dans les joints en partie centrale, du fait du niveau de contrainte supérieur dans les joints proche de la préfissure. Les joints cassent dans les uns après les autres en s'approchant de la partie centrale.

En début d'essai, les niveaux de contraintes sont plus élevés en pointe de fissure; favorisant un endommagement plus rapide en pointe de fissure (*annexe D, figures D.3 et D.4*).

Néanmoins, la chute de la raideur tangente en pointe de fissure favorise une redistribution des contraintes dans le cordon global (voir *annexe D, figures D.5 et D.6*).

Une rupture d'un élément de joint provoque également une redistribution des contraintes dans le cordon avec une forte augmentation du niveau de contrainte dans la nouvelle pointe de fissure.

La loi puissance favorise la concentration des contraintes en pointe de fissure et tend vers une contrainte constante dans tous les éléments de joint dans le cordon (voir les profils de contraintes *annexe D, figures D.5 et D.6*). En conséquence, la phase d'amorçage dans le cas de la loi puissance est plus courte que dans le cas de la loi linéaire.

L'amorçage de la fissure est la phase la plus longue (*figure VI.5*).

La vitesse de décroissance du module de raideur global du cordon évolue peu dans le cas de la forme de la loi en linéaire, et au contraire diminue fortement en début d'essai avec la loi puissance pour se stabiliser sur la fin (*figure VI.6*).

Les vitesses d'évolution différentes sur les modules de raideur tangente se traduisent par une différence sur les évolutions des déplacements imposés ; mais en fin et début d'essai, les ordres de grandeurs sont les mêmes et les valeurs de déplacement obtenues par la simulation correspondent à celles de l'expérimentation.

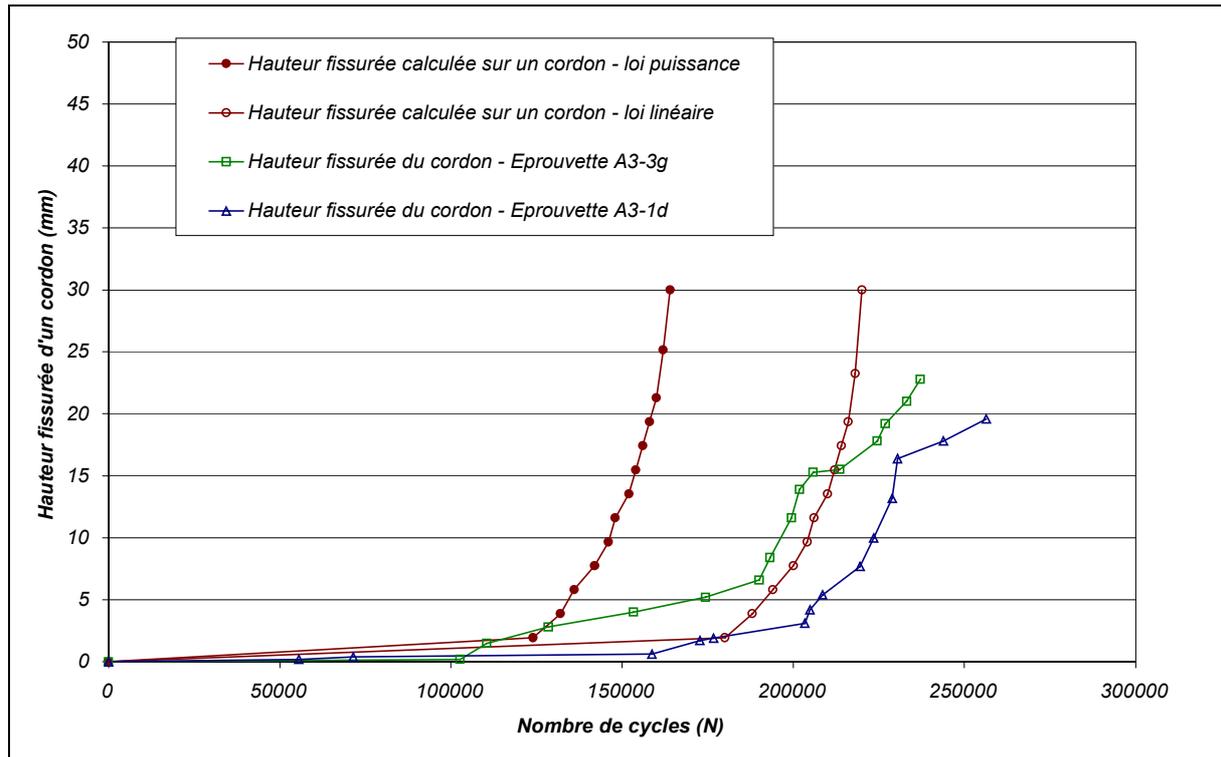


Figure VI.5 – Evolution de la hauteur fissurée dans le cordon résistant pour les deux simulations et les résultats expérimentaux de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles pour un niveau moyen de contrainte de cisaillement de 1,25 MPa

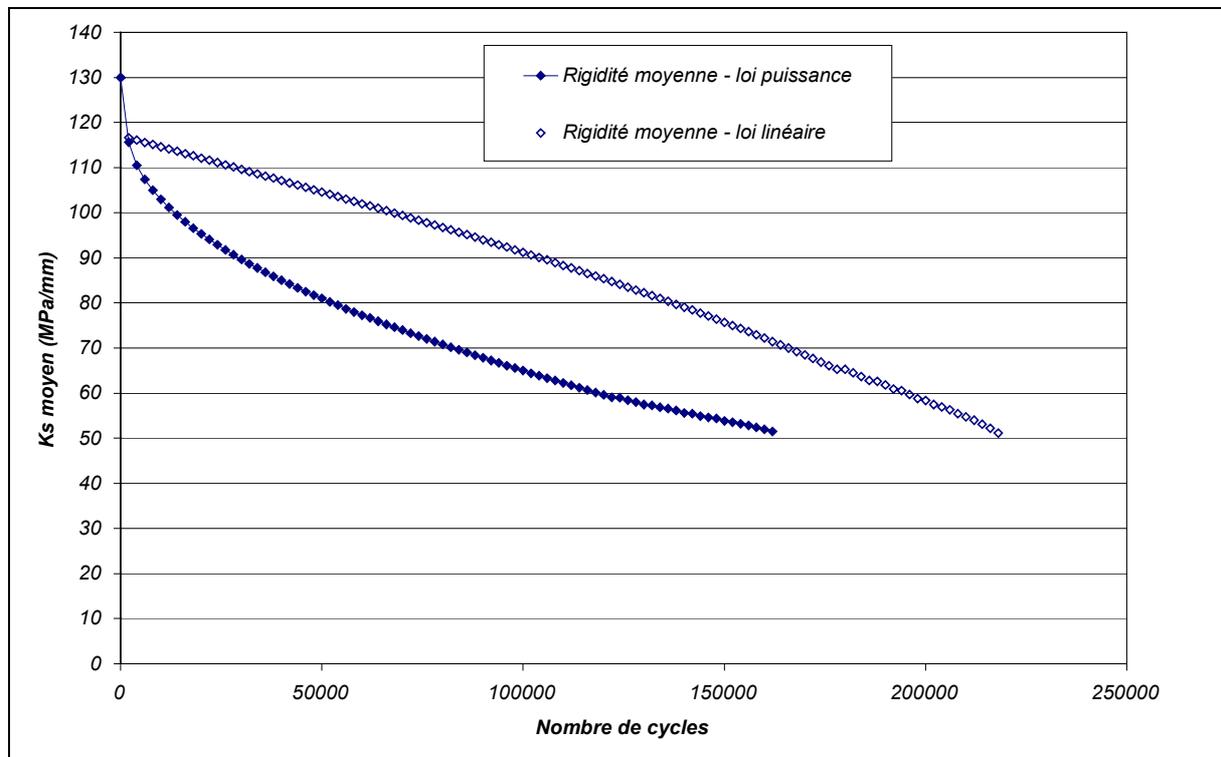


Figure VI.6 – Evolution des rigidités moyennes dans le cordon résistant en fonction du nombre de cycles pour les différentes loi d'évolution (puissance et linéaire)

Dans le cas de la loi linéaire, les résultats en terme de durée de phase d'amorçage et de phase de propagation sont eux aussi satisfaisants. Pour les essais à ce niveau de sollicitation, l'amorçage de la

fissure se trouve, en moyenne, à 150000 cycles et la fin de durée de vie de l'éprouvette à 250000 cycles.

La simulation par cette loi d'évolution du dommage traduit bien ces résultats.

Dans le cas de la fonction puissance pour l'évolution du module de raideur tangente du cordon, la phase d'amorçage est plus courte (130000 cycles) et la fin de propagation se situe vers 170000 cycles.

Le nombre de cycles de la phase de propagation est donc sensiblement le même dans les deux cas. L'amorçage est en revanche plus court dans le cas d'une évolution des raideurs en loi puissance, du fait de la concentration des contraintes en pointe de fissure mentionnée plus haut.

On se rappellera ici, que les lois d'évolution ont été calées sur l'évolution de la raideur tangente en fonction de l'énergie totale apportée à l'éprouvette. Si pour ce niveau de sollicitation, on trace les résultats expérimentaux et numériques, nous obtenons la *figure VI.7* suivante.

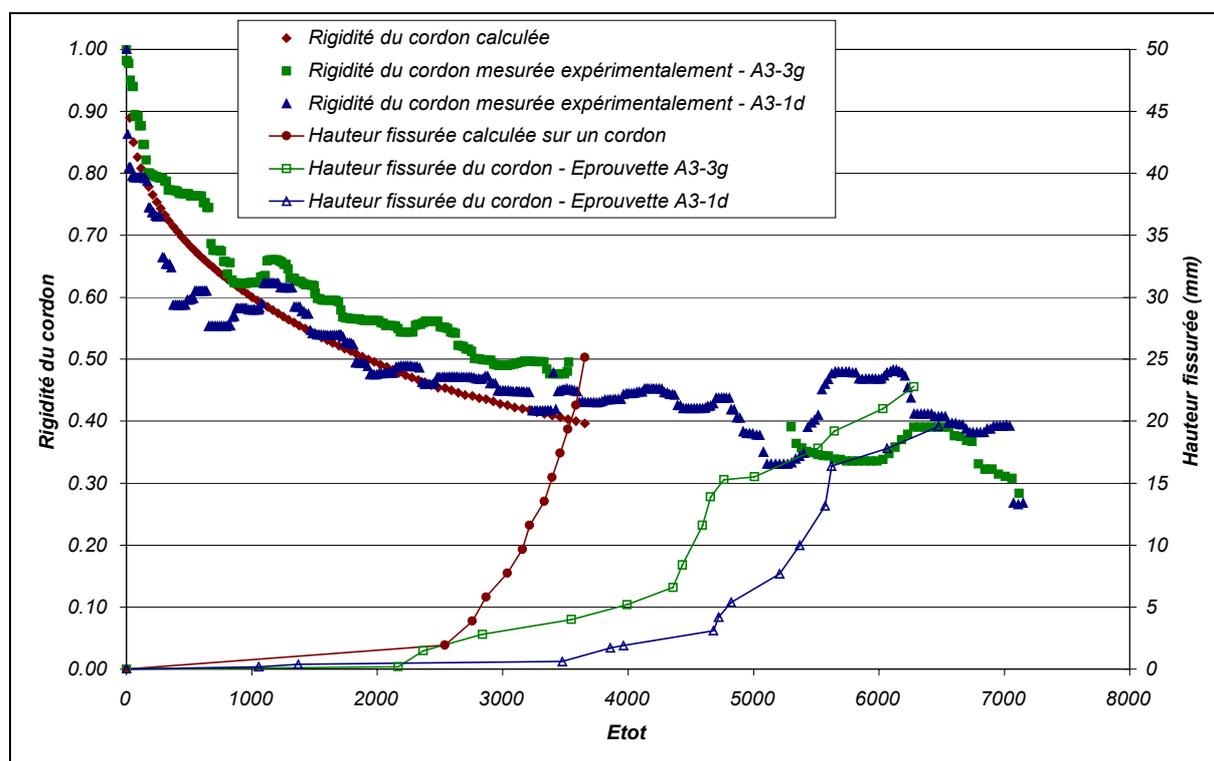


Figure VI.7 – Evolution des raideurs et des propagations de fissures pour les essais à un niveau de contrainte de cisaillement initial de 1,25 MPa et pour les résultats des mêmes grandeurs ici de la simulation numérique en fonction de l'énergie totale cumulée et surfacique

On note ainsi une bonne interprétation, par la simulation avec la loi de forme puissance, de la zone d'amorçage. La vitesse de propagation dans cette zone est elle aussi bien représentée (les hauteurs fissurées pour l'expérimentation représentent les hauteurs fissurées totales, c'est à dire sur les deux cordons de l'éprouvette).

1.2.2. Contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant de 1,6 MPa

Une simulation avec un autre niveau de contrainte de cisaillement moyenne, dans le cordon résistant $\tau_{moy} = 1,6 \text{ MPa}$, a été également réalisée ; afin de valider le comportement des lois proposées dans une plage de contrainte plus élevée.

Les mêmes observations peuvent être faites pour ce niveau de contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon (les évolutions des raideurs dans les éléments de joint et les évolutions des contraintes de cisaillement dans les éléments de joint sont données en *annexe D, paragraphe D.2., figure D.9* à

D.16). Les évolutions des rigidités de chaque joint évoluent plus rapidement, du fait du niveau de contrainte global plus élevée ; ceci se traduit par un déplacement imposé plus grand ($u_{max} = 0,03$ mm pour $\tau_{moy} = 1,6$ MPa au lieu de $u_{max} = 0,02$ mm pour $\tau_{moy} = 1,25$ MPa).

L'endommagement se fait toujours en commençant par le joint en pointe de fissure ($n^{\circ} 1$) ; et il y a redistribution des contraintes de cisaillement sur toute la hauteur du cordon, c'est à dire dans chacun des éléments de joints. La loi de forme puissance concentre davantage le dommage en pointe de fissure, tout comme pour le niveau de sollicitation plus faible.

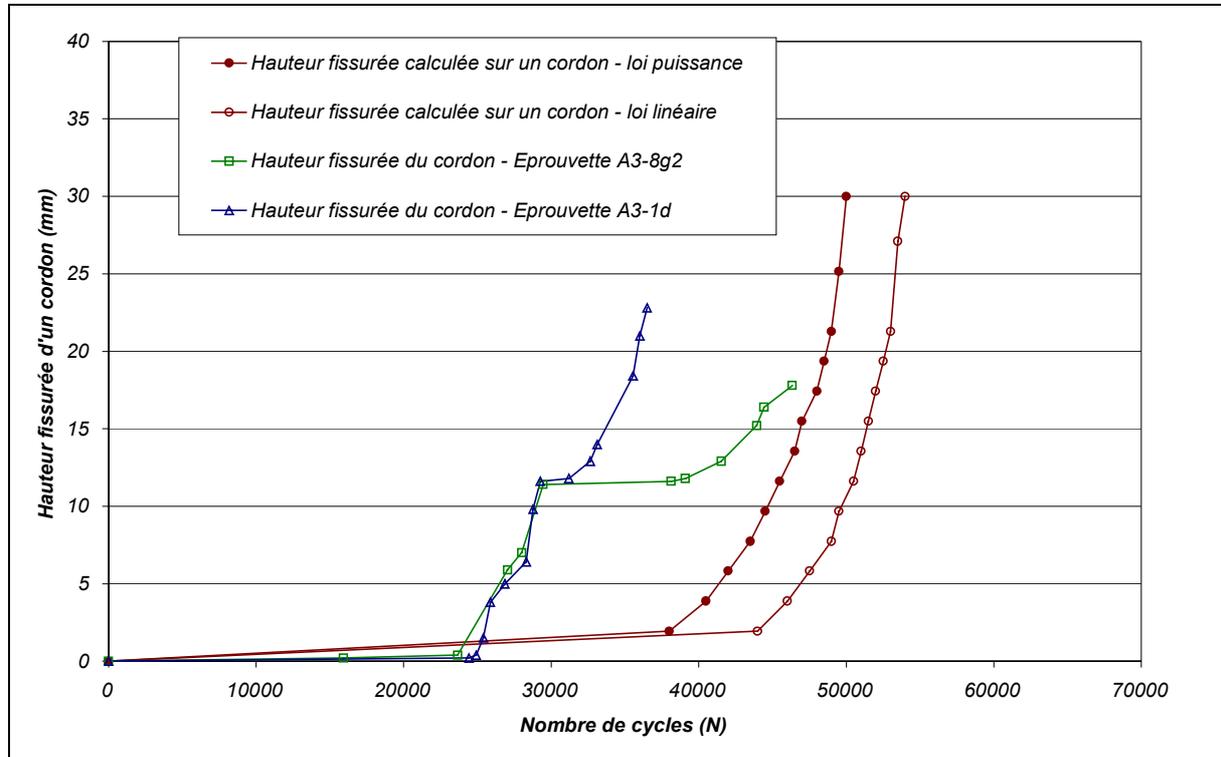


Figure VI.8 - Evolution de la hauteur fissurée dans le cordon résistant pour les deux simulations et les résultats expérimentaux (contrainte moyenne de 1,66 MPa) de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles pour un niveau moyen de contrainte de cisaillement de 1,6 MPa

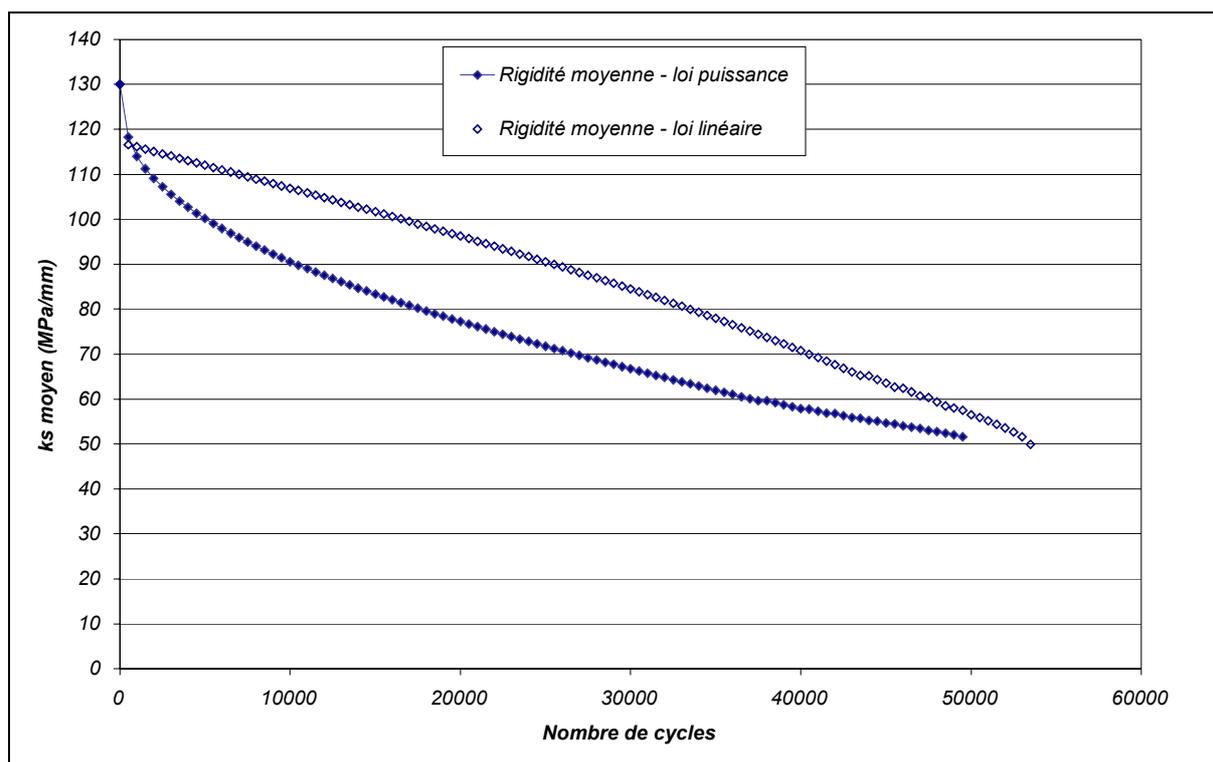


Figure VI.9 – Evolution des rigidités moyennes dans le cordon résistant en fonction du nombre de cycles pour les différentes loi d'évolution (puissance et linéaire)

La "comparaison" des résultats peut être faite avec le niveau de contrainte moyen de 1,66 MPa. Les résultats des essais pour $\tau_{moy} = 1,66 \text{ MPa}$ montrent des temps d'amorçage de l'ordre de 25000 cycles et de 15000 cycles en phase de propagation.

La simulation avec la loi linéaire rend compte de 40000 cycles en phase d'amorçage et de 15000 cycles supplémentaires pour la propagation ; avec la loi puissance, les résultats en nombre de cycles sont sensiblement les mêmes.

Les résultats de propagation de fissure par la simulation numérique indiquent des durées de vie plus importantes que dans l'expérimentation, mais on rappellera la différence du niveau de contrainte de cisaillement (1,6 MPa pour la simulation et 1,66 pour l'essai).

1.2.3. Conclusion sur les simulations numériques

Nos deux propositions de loi d'évolution du dommage ont été introduites dans le code aux éléments finis de CAST3M afin de vérifier la pertinence de ces paramètres.

Les résultats des simulations numériques sont tout à fait satisfaisants en terme de durée de vie de l'éprouvette, c'est à dire jusqu'à la fissuration complète de l'éprouvette. Ce résultat permet également de justifier le seuil de rupture pris pour un dommage de 0,6. Mais il faut noter la forte dépendance de nos résultats numériques au choix de cette valeur de D_{seuil} qui conditionne le passage de la micro-fissuration à la macro-fissuration.

La simulation se déroulant à niveau de contrainte moyenne de cisaillement constant dans le cordon, les ordres de grandeurs des déplacements imposés sont eux aussi satisfaisants.

Toutefois, on notera que les comportements du cordon résistant différents en fonction de la forme de la loi retenue. Bien que les joints cassent toujours en partant de la fissure vers le centre de l'éprouvette, la loi puissance semble davantage concentrer l'endommagement en pointe de fissure, ce qui se rapproche plus de la propagation de fissure observée.

Dans une structure routière, ce qui importe finalement est l'apparition de la fissure ; notre choix pour l'application de ce modèle à une structure routière se portera donc sur la loi d'évolution de la raideur de forme puissance (en vérifiant toutefois sur une des structures les résultats obtenus par la loi de forme linéaire).

2. COMPORTEMENT DES CHAUSSEES SEMI-RIGIDES

La simulation numérique de l'essai était une étape nécessaire afin de valider, dans un premier temps, notre hypothèse de comportement de joint, mais également, dans un second temps, pour vérifier la cohérence des lois d'évolution du dommage proposées.

Les résultats obtenus permettent d'envisager la simulation sur une structure de chaussée "réelle". Le type de structure retenu est une structure semi-rigide, pour laquelle la remontée de fissure dans la couche de béton bitumineux se fait en mode de cisaillement pur sous trafic.

2.1. PREPARATION DE LA SIMULATION

2.1.1. Hypothèses sur le comportement des matériaux

La structure simulée est la structure de base de notre étude thermique (voir *chapitre IV*), c'est à dire une structure semi-rigide préfissurée (*figure VI.10*).

Au droit de la fissure existante dans la couche de grave traitée, le cordon résistant de béton bitumineux est modélisé par 30 éléments de joint.

Le comportement de chacun des matériaux composant la structure est supposé élastique linéaire isotrope. La simulation de la structure est faite en deux dimensions, avec une hypothèse de déformation plane.

Les caractéristiques mécaniques des différentes couches sont présentées au *tableau VI.1*.

Couches	Module (MPa)	Coefficient de Poisson
Enrobé	6500	0,35
Grave traitée	23000	0,25
Sol support	50	0,35

Tableau VI.1 – Caractéristiques des différentes couches de la structure semi-rigide modélisée

Le module de l'enrobé est de 6500 MPa, identique à celui choisi pour les simulations précédentes et issu des résultats expérimentaux.

Conventionnellement, le module de l'enrobé bitumineux est pris égal à 5500 MPa pour une température de 15°C et une fréquence de 10 Hz (ces valeurs correspondent aux conditions moyennes de sollicitations des chaussées en France). Une valeur de module de 6500 MPa correspond à une mesure réalisée pour une fréquence de 10 Hz et une température 10 °C.

De même, la raideur tangente initiale k_0 du joint est prise égale à 130 MPa/mm ; la raideur normale est fixée arbitrairement à 10^{10} MPa/mm.

2.1.2. Maillage et conditions aux limites

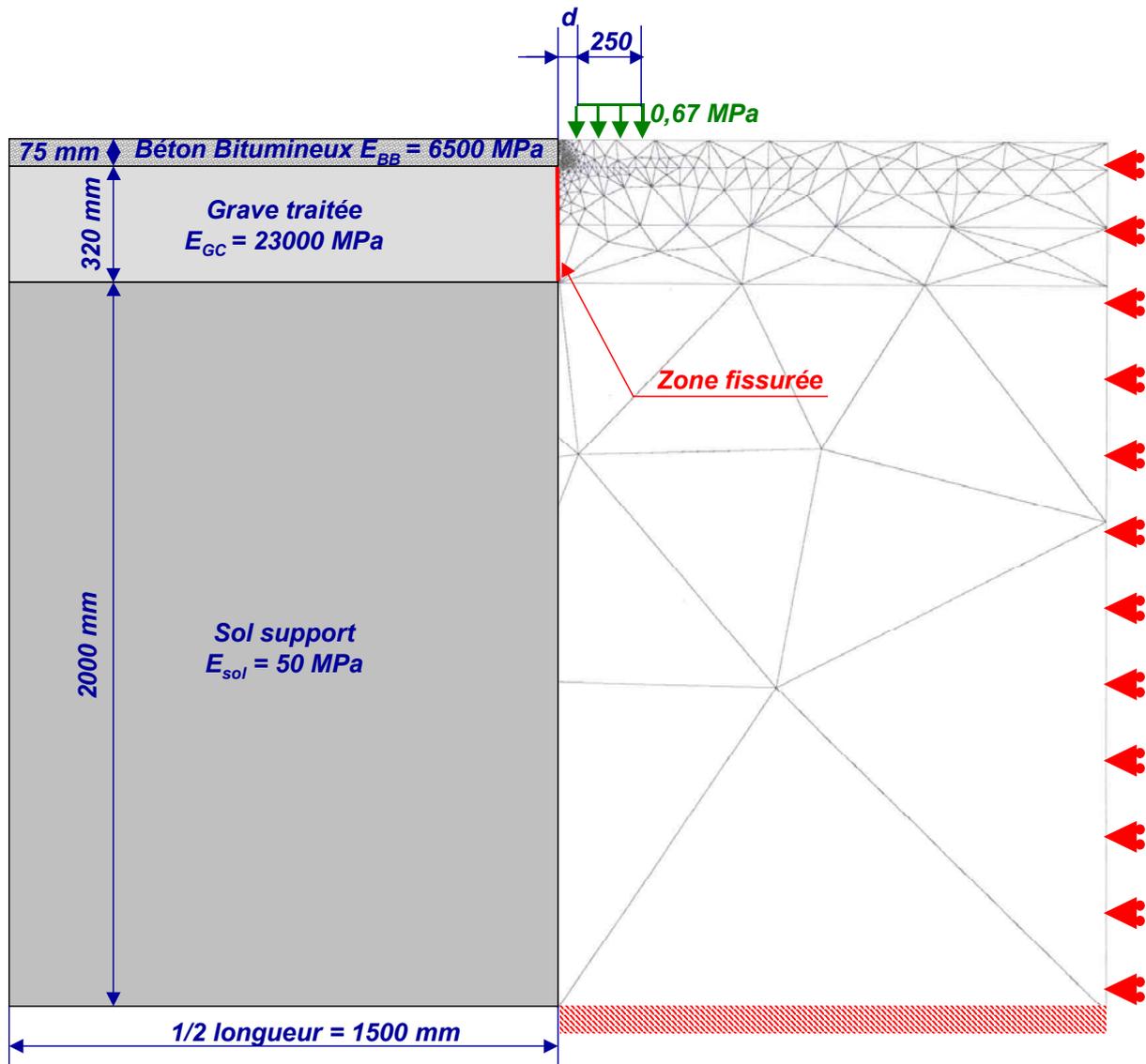


Figure VI.10 – Maillage de la structure de chaussée en grave ciment et conditions aux limites

Le maillage représente 1500 mm de part et d'autre de la fissure dans la grave traitée ; les conditions aux limites sont :

- déplacements bloqués en u_x sur les bords latéraux,
- déplacements bloqués en u_x et u_y sur le fond de la couche du sol support.

La fissure dans la couche de grave est représentée dans le maillage par deux droites sur lesquelles une condition en déplacement est imposée afin d'éviter l'interpénétration des lèvres de la fissure.

2.1.3. Sollicitations

La sollicitation appliquée correspond à une pression uniforme de 0,67 MPa sur un segment de 250 mm de longueur ; cette charge correspond à l'essieu standard de référence : 13 T., utilisé pour le dimensionnement.

2.1.3.a. Position de la charge

La position de la charge la plus défavorable, c'est à dire créant le cisaillement maximum dans le cordon de joints situé à l'aplomb de la fissure dans le béton bitumineux a été calculé.

Cette position est représentée par la distance d entre l'extrémité de la charge et la fissure (figure VI.10).

L'évolution de la contrainte de cisaillement dans le premier joint est présentée figure VI.11.

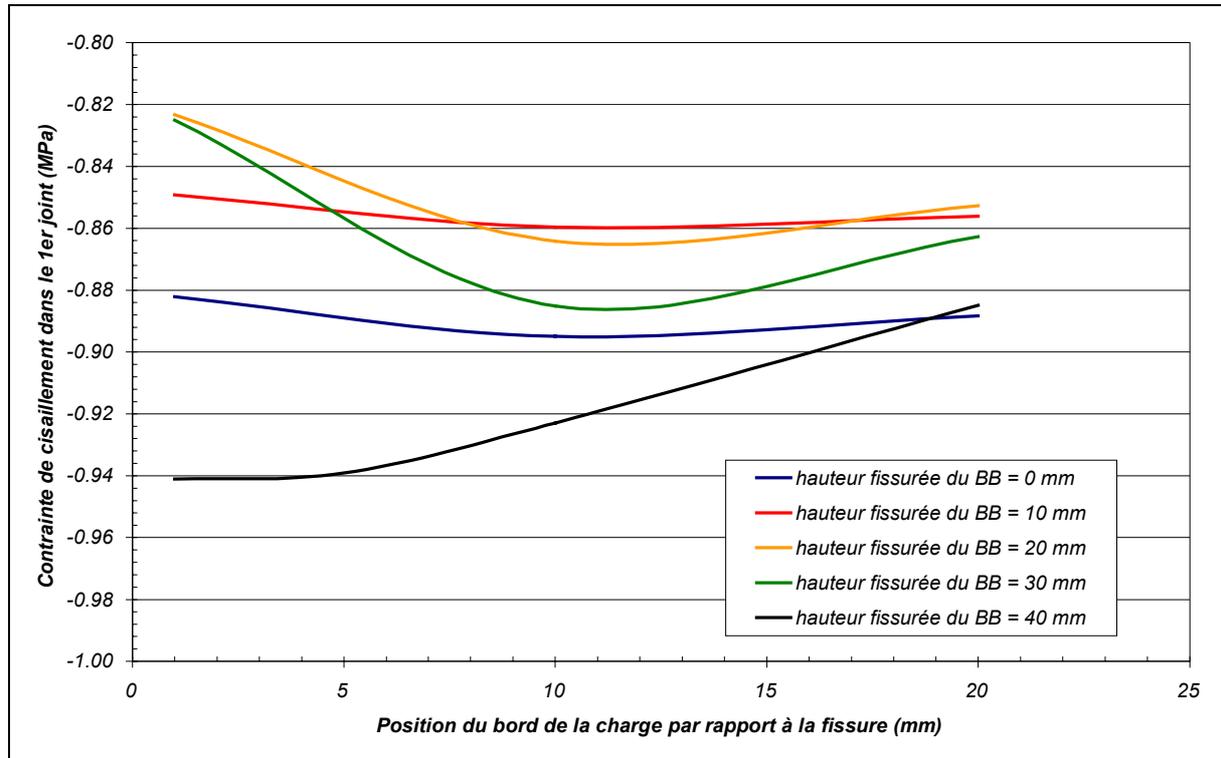


Figure VI.11 – Evolution de la contrainte dans le 1^{er} joint en fonction de la hauteur fissurée de béton bitumineux et de la distance d de la charge

Plus la fissure se propage au travers de la couche de surface du béton bitumineux et plus la position défavorable de la charge se rapproche de l'aplomb de la fissure. Si aucune fissure n'est présente dans la couche de surface, la position semble être $d = 15$ mm et si la hauteur fissurée représente la moitié de la couche, la position la plus défavorable de la charge est $d = 0$.

Nous avons donc choisi une position intermédiaire $d = 10$ mm pour toute la durée de la simulation (cf quelle que soit la hauteur fissurée).

2.1.3.b. Etat de contrainte en pointe de fissure

Notre simulation n'aura de sens que si la fissure se propage effectivement en mode de cisaillement pur, c'est à dire qu'aucun effet de traction ne vient favoriser la propagation de fissure (c'est à dire du mode d'ouverture). Nous avons donc vérifié, pour une longueur de fissure initiale de 10 mm dans la couche de béton bitumineux, l'état de contrainte dans le joint à l'aplomb de la fissure en fonction de la distance d de la charge (figure VI.12).

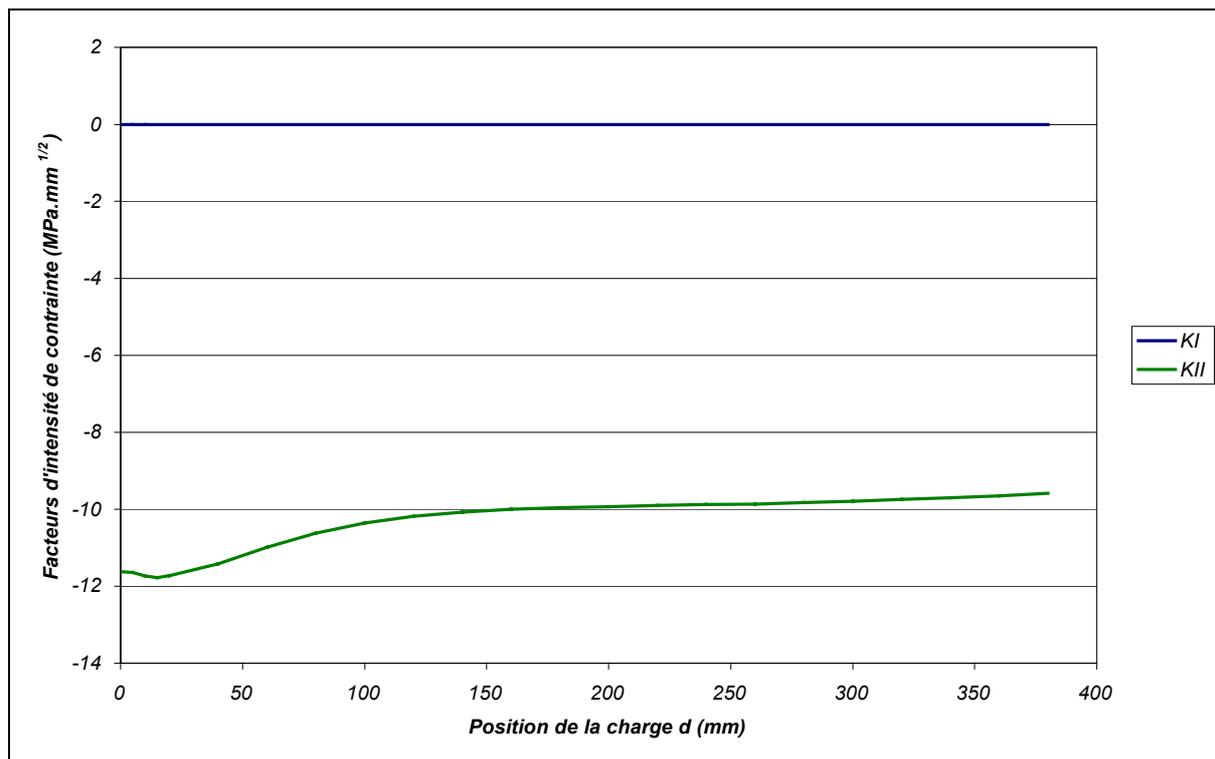


Figure VI.12 – Evolution des facteurs d'intensité de contrainte K_I et K_{II} en fonction de la position de la charge d pour une hauteur fissurée de 10 mm

Quelle que soit la distance de la charge (d comprise entre 1 et 370 mm), le facteur d'intensité de contrainte K_I reste nul, ce qui signifie qu'aucune propagation en mode d'ouverture n'est possible dans ce type de structure.

Lorsque la charge est centrée à l'aplomb de la fissure, les facteurs d'intensité de contrainte en ouverture K_I et en cisaillement K_{II} sont nuls.

Pour une hauteur fissurée de 10 mm, la position de la charge la plus défavorable, obtenue par le calcul des facteurs d'intensité de contraintes en mode I et II, est $d = 15$ mm (on retrouve ainsi la même valeur que par le calcul précédent).

2.1.4. Algorithme de calcul

La sollicitation appliquée à la structure est une pression uniforme et constante de 0,67 MPa. A chaque pas de calcul, la structure subit un incrément d'apport d'énergie ΔE_{tot} qui va provoquer un incrément de variation du module dans chacun des joints Δk_s .

Ainsi, à chaque pas de calcul il faut calculer le niveau de contrainte dans chacun des joints afin d'identifier les paramètres de la loi α_i et β_i (dans le cas de la loi puissance et α_i dans le cas de la formulation linéaire), pour pouvoir calculer le pas de diminution de raideur dans les joints.

Au suppose une évolution linéaire de l'énergie et une contrainte constante dans l'incrément des pas de calcul correspondant à 500000 cycles.

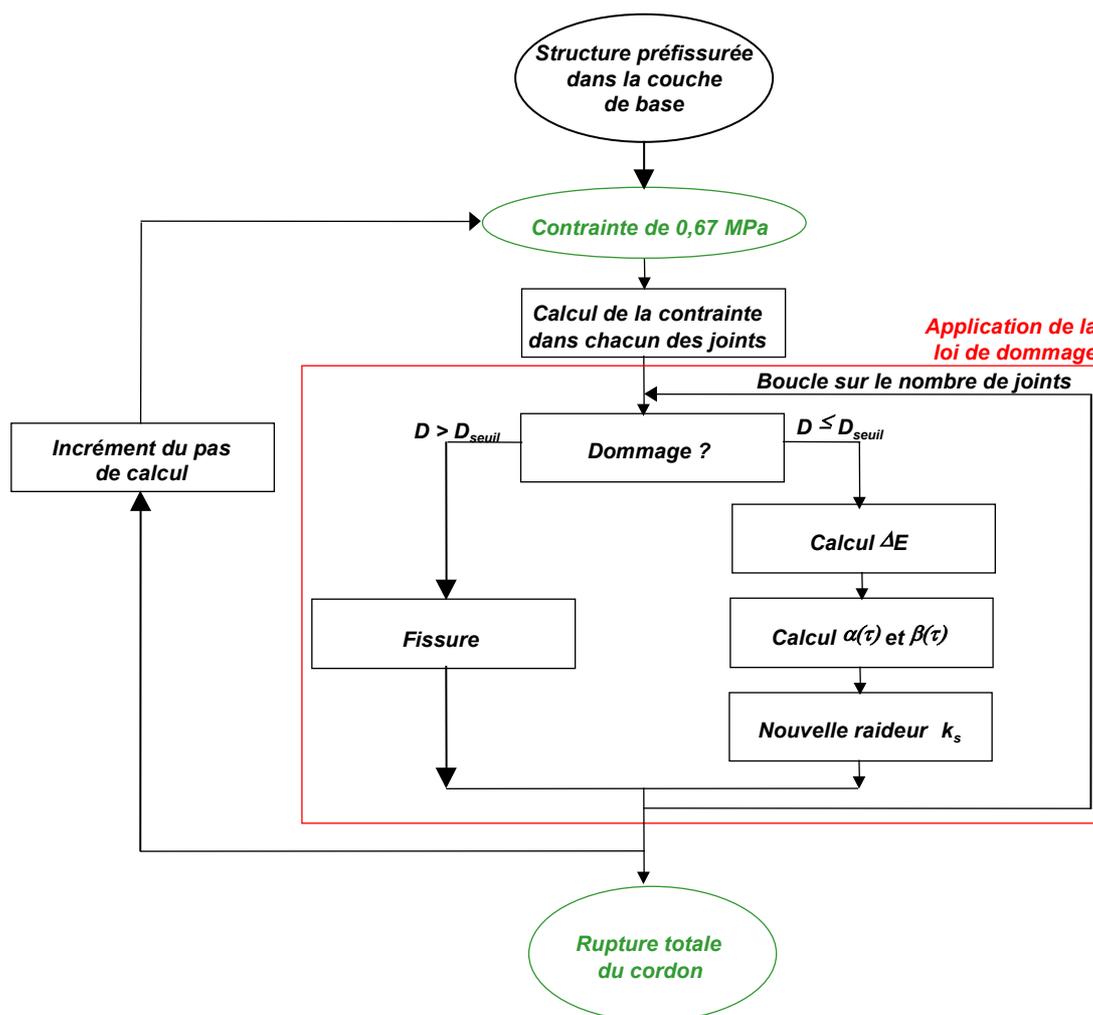


Figure VI.13 – Algorithme de calcul de l'évolution du dommage dans le cordon résistant de béton bitumineux dans la couche de roulement

Le D_{seuil} est fixé à 60%, comme dans les simulations numériques de l'essai.

2.2. RESULTATS DE SIMULATION

Dans un premier temps, on suppose donc que la structure est préfissurée sur toute la hauteur de la couche en grave traitée aux liants hydrauliques.

Les deux formes de loi d'évolution de la raideur tangentielle, linéaire et puissance, des éléments de joint sont simulées. Les résultats obtenus sont présentés dans le *paragraphe 2.2.1.* pour la forme puissance et le *paragraphe 2.2.2.* pour la forme linéaire.

2.2.1. Formulation de la loi en puissance

Les évolutions obtenues par cette simulation, de la rigidité et de la contrainte de cisaillement pour chacun des 30 joints, sont présentées dans les *figures VI.14* et *VI..*

Le joint dont la raideur chute le plus rapidement (*figure VI.14*) est le premier joint, c'est à dire juste à l'aplomb de la fissure. Le dommage se propage ensuite dans les joints en remontant vers la surface.

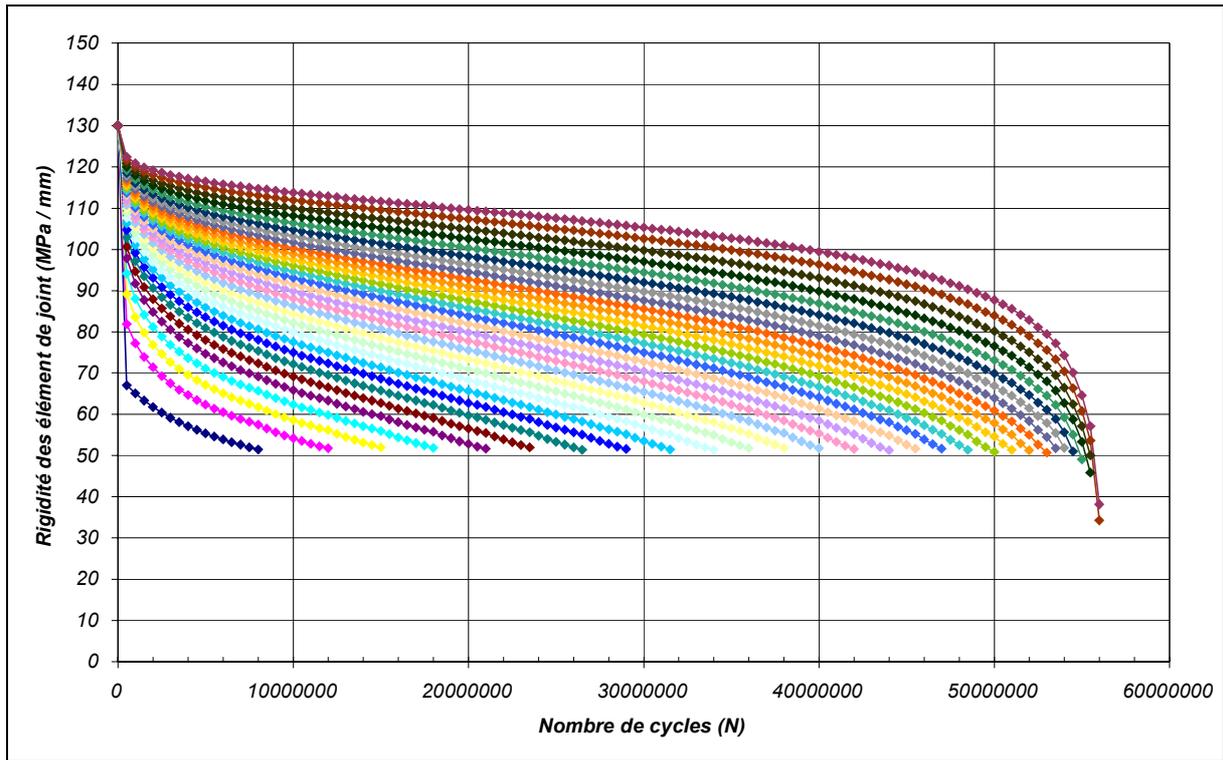


Figure VI.14 – Evolution des raideurs dans les 30 éléments de joint qui composent le cordon résistant

La contrainte de cisaillement est plus élevée dans le premier joint, elle chute rapidement, à l'image de l'endommagement subit par ce dernier.
La rupture dans un joint provoque une redistribution des contraintes sur le cordon avec une légère augmentation.

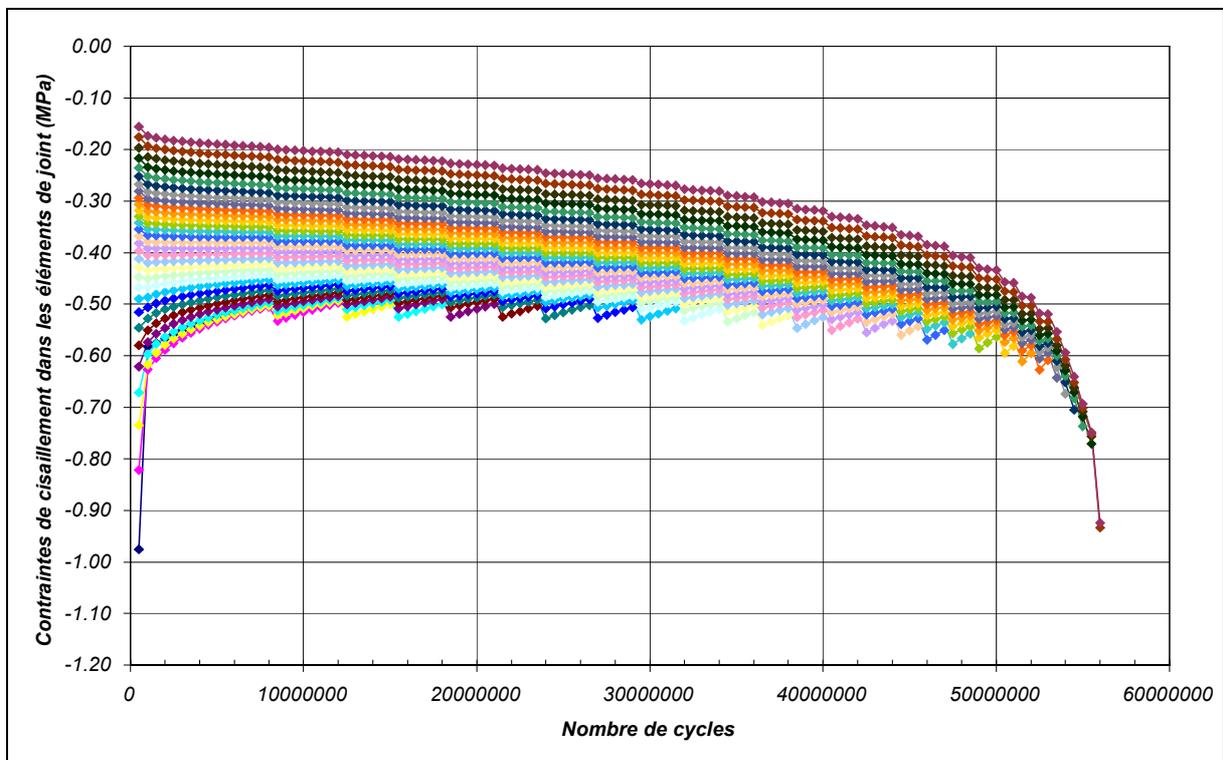


Figure VI.15 – Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint qui compose le cordon résistant de béton bitumineux à l'aplomb de la fissure dans la grave traitée

On remarque de plus, sur les graphiques (figures VI. et VI.16), que le niveau de contrainte moyenne sur la hauteur de béton bitumineux non fissuré reste constant.

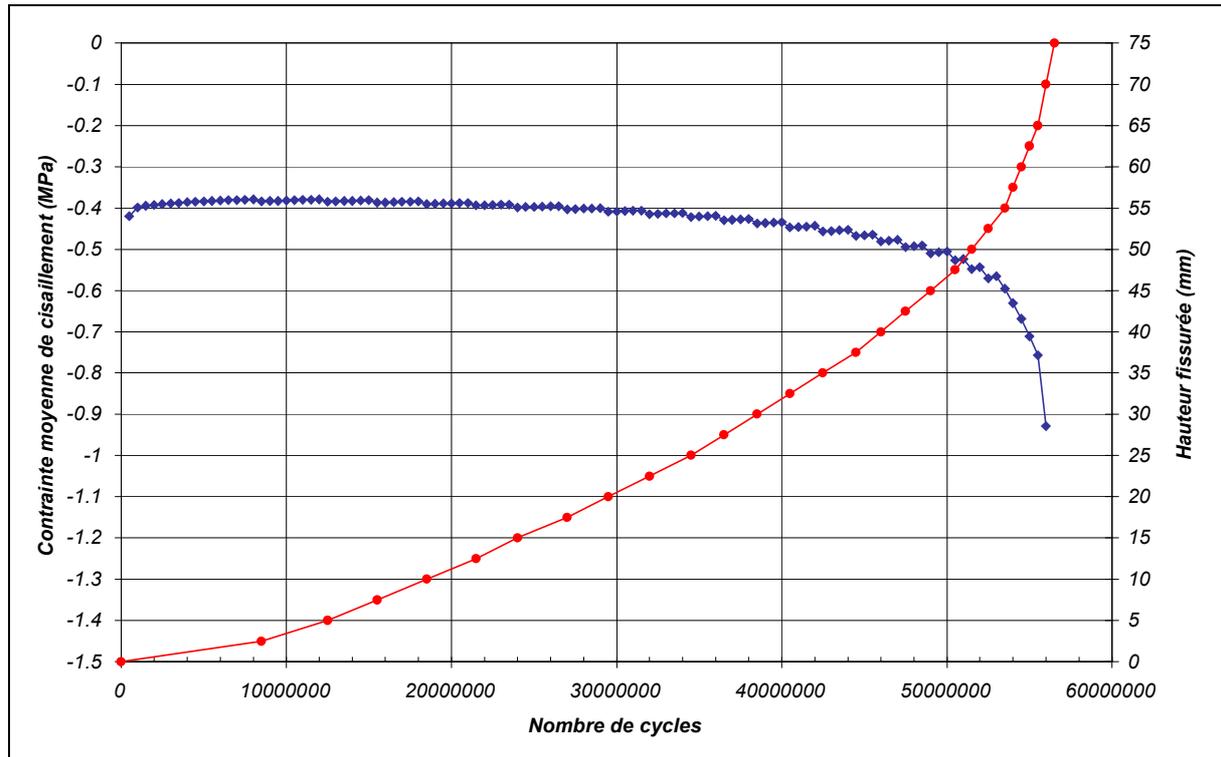


Figure VI.16 – Evolution de la contrainte moyenne dans le cordon résistant de béton bitumineux en fonction du nombre de cycles et de la hauteur fissurée

Si la chute de la raideur dans un joint atteint 60% de sa valeur initiale k_0 , celui-ci est remplacé par une fissure ($k_s = 0$) ; il est ainsi possible, de représenter la propagation de fissure dans le cordon résistant jusqu'à sa rupture complète (figure VI.17). La chute de la raideur moyenne dans le cordon est très rapide dans les premiers cycles, puis on observe une décroissance quasi linéaire en milieu de simulation suivie d'une chute rapide en fin de vie. On retrouve les trois phases couramment décrites dans les essais de fatigue.

En terme de vitesse de propagation de la fissure, on observe une phase d'amorçage et de propagation lente de la fissure puis une accélération de cette vitesse de propagation sur la fin de la durée de vie estimée du béton bitumineux.

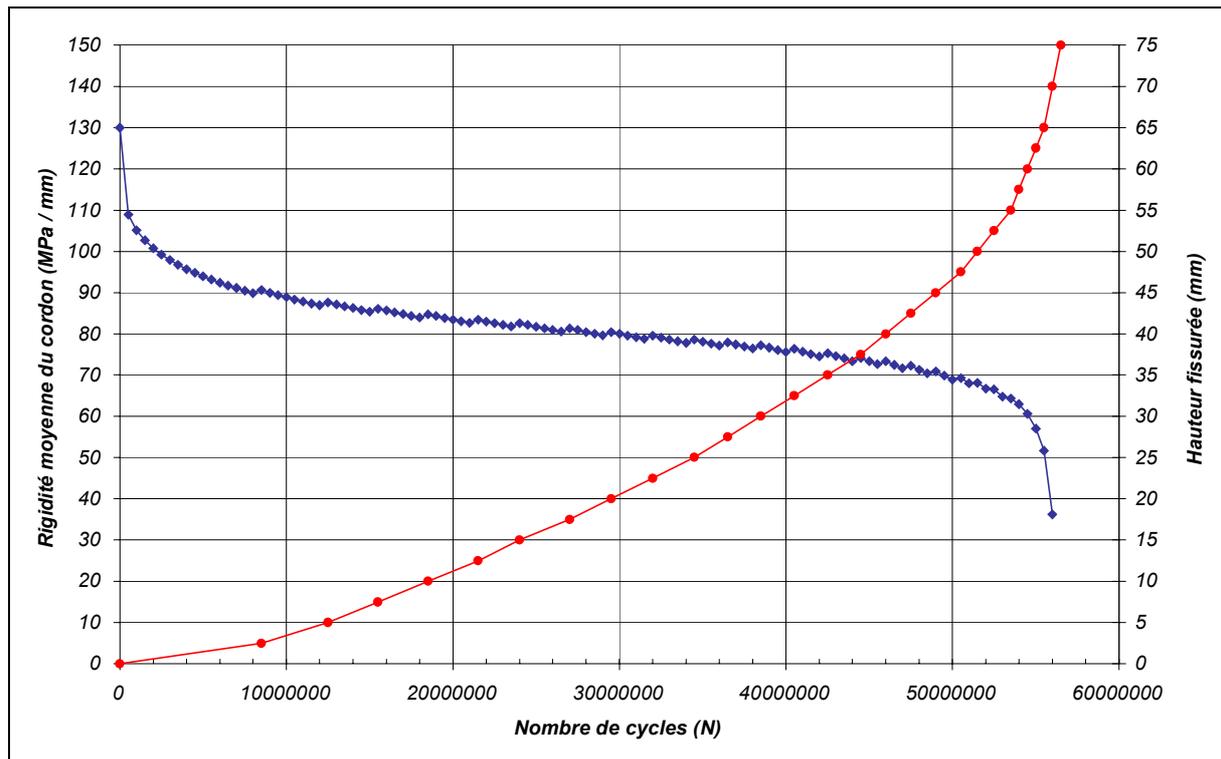


Figure VI.17 – Evolution de la raideur moyenne dans le cordon résistant et de la longueur de fissure en fonction du nombre de cycles

Il est également possible de s'intéresser au déplacement différentiel (ou battement) en fond de couche de béton bitumineux au cours de la simulation.

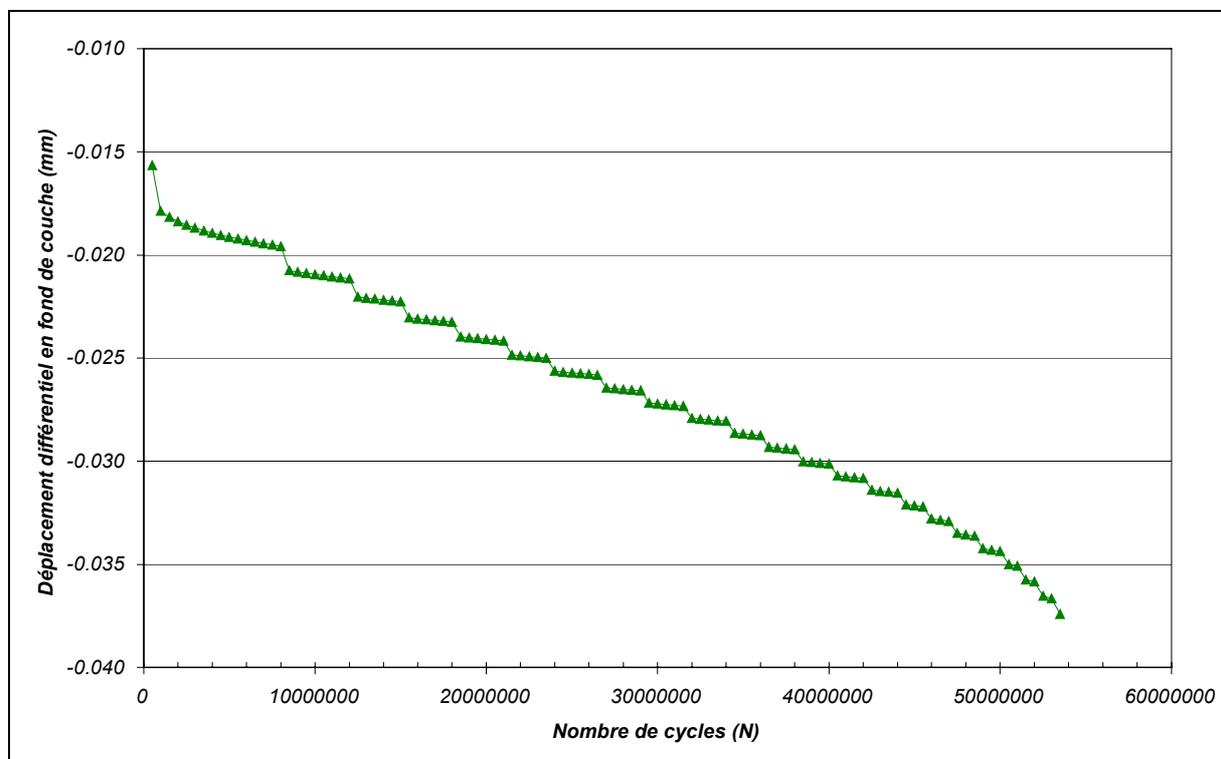


Figure VI.18 – Evolution du déplacement différentiel en fond de couche de béton bitumineux en fonction du nombre de cycles

Sur ce type de structures (préfissurées) et en fonction de la température, un suivi de chantier montre des déplacements différentiels en surface à l'aplomb des préfissures compris entre 0 et 15/100^{ème} de mm. Ceux donnés par la simulation, bien que relevés en base de couche de surface, sont dans cet ordre de grandeur.

2.2.2. Formulation de la loi en linéaire

Les mêmes calculs que précédemment ont été réalisés mais avec la forme de la loi linéaire. Les évolutions moyennes obtenues avec la formulation de type linéaire sont représentées figures VI.19 et VI.20.

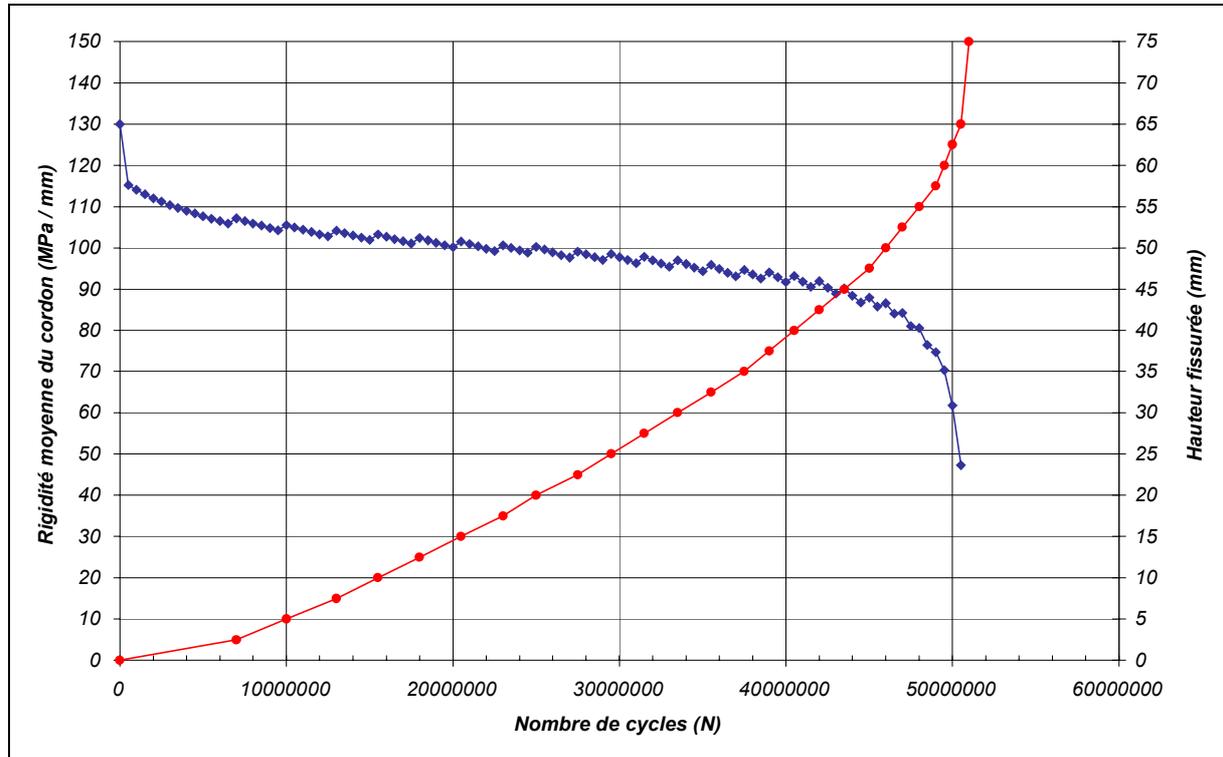


Figure VI.19 – Evolution de la raideur globale du cordon résistant de béton bitumineux et de la longueur fissurée en fonction du nombre de cycles

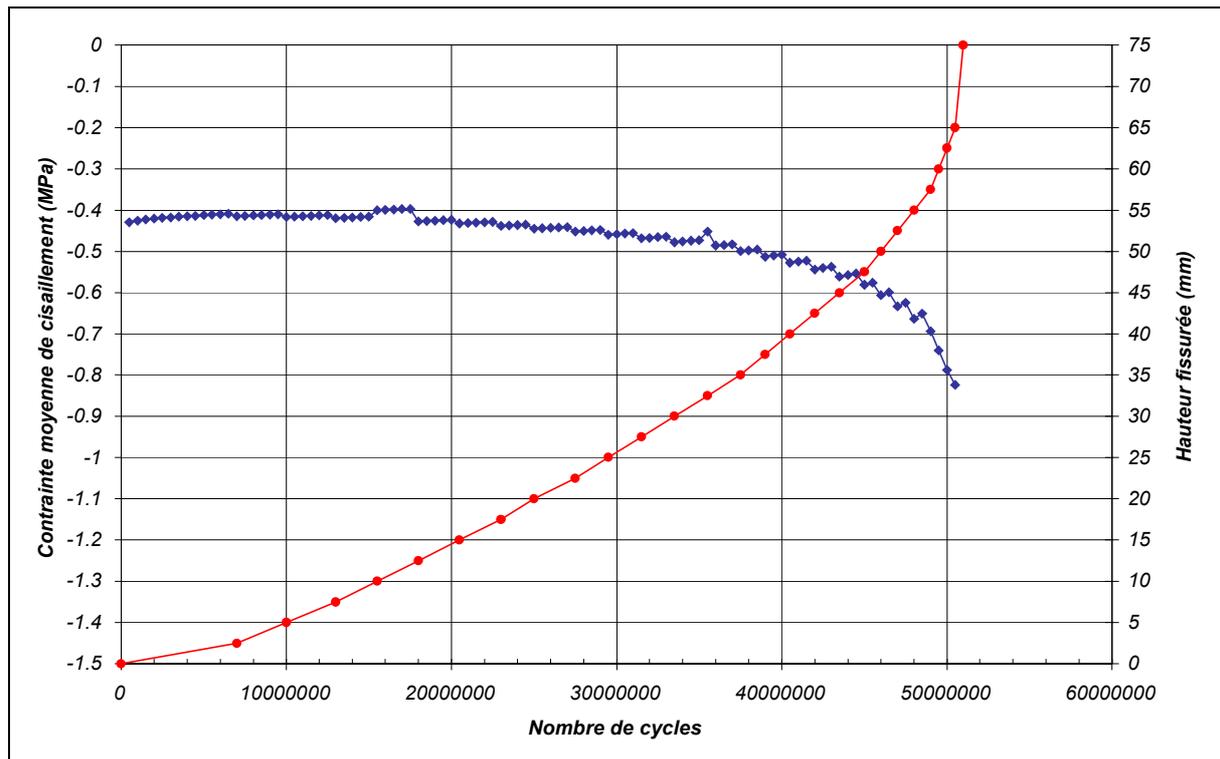


Figure VI.20 – Evolution du niveau de contrainte moyenne dans le cordon en fonction de la hauteur fissurée et du nombre de cycles

Les évolutions de raideur moyenne dans le cordon résistant sont très proches quelque soit la simulation ; la chute de raideur est plus marquée en début de simulation avec la loi de formalisme puissance, le palier d'évolution linéaire se fait avec la même pente dans les deux cas, en fin de propagation de fissure, c'est dans le formalisme linéaire que la chute de module est la plus rapide.

Ceci se traduit au final, par un amorçage et une propagation de fissure plus rapide dans le cas linéaire (51×10^6 cycles au lieu de 56×10^6 pour une rupture totale).

La contrainte de cisaillement moyenne dans le cordon est elle aussi très proche quelque soit la loi d'évolution choisie.

Le formalisme de la loi puissance concentre davantage un endommagement en pointe de fissure. Cette loi offre de plus un autre avantage, dans l'état actuel de nos résultats : les contraintes de cisaillement développées dans le cordon résistant, à l'aplomb d'une fissure dans une structure routière, sont en deçà des valeurs testées expérimentalement. Or l'évolution du paramètre $\alpha(\tau)$ de la loi linéaire en fonction du niveau de sollicitation est exprimée avec une forme puissance. La vitesse d'endommagement et donc la propagation de fissure seront très fortement conditionnées par le choix des paramètres de la fonction de calage de $\alpha(\tau)$. Ce qui reste un peu moins vrai pour les paramètres de la loi puissance, également fonction de τ .

2.3. RESULTATS DE SIMULATIONS

La première simulation effectuée a été de considérer que seul le trafic, en mode de cisaillement, venait endommager la couche de surface (c'est à dire sans tenir compte de la propagation de fissure sous variation thermique).

Cette simulation nous donne un nombre de cycles à rupture totale de 56×10^6 cycles.

Si l'on considère que la structure a été dimensionnée pour un trafic T_1 (soit 750 poids lourds d'essieu 13 T./jour/voie en limite haute) ; cela conduit à une durée de vie de 37 ans dans l'hypothèse d'un accroissement du trafic de 7%.

Les structures semi-rigides avec une couche de base en graves ciment, sont inévitablement sujettes à la fissuration thermique de la couche de base.

Or les calculs effectués au *chapitre II* et repris *figure II.11* (pour la région de Besançon) montrent une propagation de fissure due seulement aux effets thermiques.

Ainsi en fonction du pas de préfissuration, il est possible d'estimer, pour un climat donné, la hauteur de propagation de fissure liée aux effets de variations thermiques sur une période donnée ; nous avons retenu 3 ans.

<i>Pas de préfissuration de la grave ciment (m)</i>	<i>Hauteur de propagation par effet thermique en 3 ans (mm)</i>
3	10
5	25
7	40
9	55

Tableau VI.2 – Hauteur fissurée par variations thermiques pendant 3 ans en fonction du pas de préfissuration

Le principe de la simulation est le suivant :

- ✓ Pour une structure préfissurée dans la couche de graves traitées aux liants hydrauliques, le trafic est simulé pour un nombre de cycles correspondant à 3 ans. Ces sollicitations engendrent un dommage dans les éléments de joint du béton bitumineux.
- ✓ A l'issue de ces 3 ans, la fissure est propagée dans le béton bitumineux de la hauteur correspondant à la hauteur fissurée par variations thermiques pour le pas de préfissuration retenu pour la simulation. L'état de dégradation dans les joints supérieurs est conservé. Numériquement, la fissure est matérialisée en remplaçant les éléments de joint par une fissure.
- ✓ La simulation du trafic est reprise jusqu'à la rupture totale de la couche de béton bitumineux.

Pour un pas de préfissuration de 3 m, le palier de propagation de la fissure par effet thermique au bout de 3 ans correspond à une hauteur fissurée de 10 mm. Les effets thermiques ne permettront pas de propager plus en avant la fissure, le trafic est nécessaire.

Ceci nous conduit à un nombre de cycles à rupture de 46×10^6 ; c'est à dire à une durée de remontée de fissure jusqu'à la surface de 34 ans (pour le même trafic que celui défini précédemment).

Il faut néanmoins souligner que les temps de propagation calculés sont surestimés pour des pas de préfissuration supérieurs à 3 m. En effet, la propagation par variations thermiques n'est pas entrée dans sa phase "stabilisée". En toute rigueur, les simulations montrent que les variations thermiques joueront encore un rôle qui n'est pas pris en compte ici.

Les résultats en terme de propagation de fissure sont donnés sur le graphique suivant (*figure VI.21*). L'existence d'une propagation d'origine thermique diminue fortement la durée de vie de la structure (*tableau VI.3*).

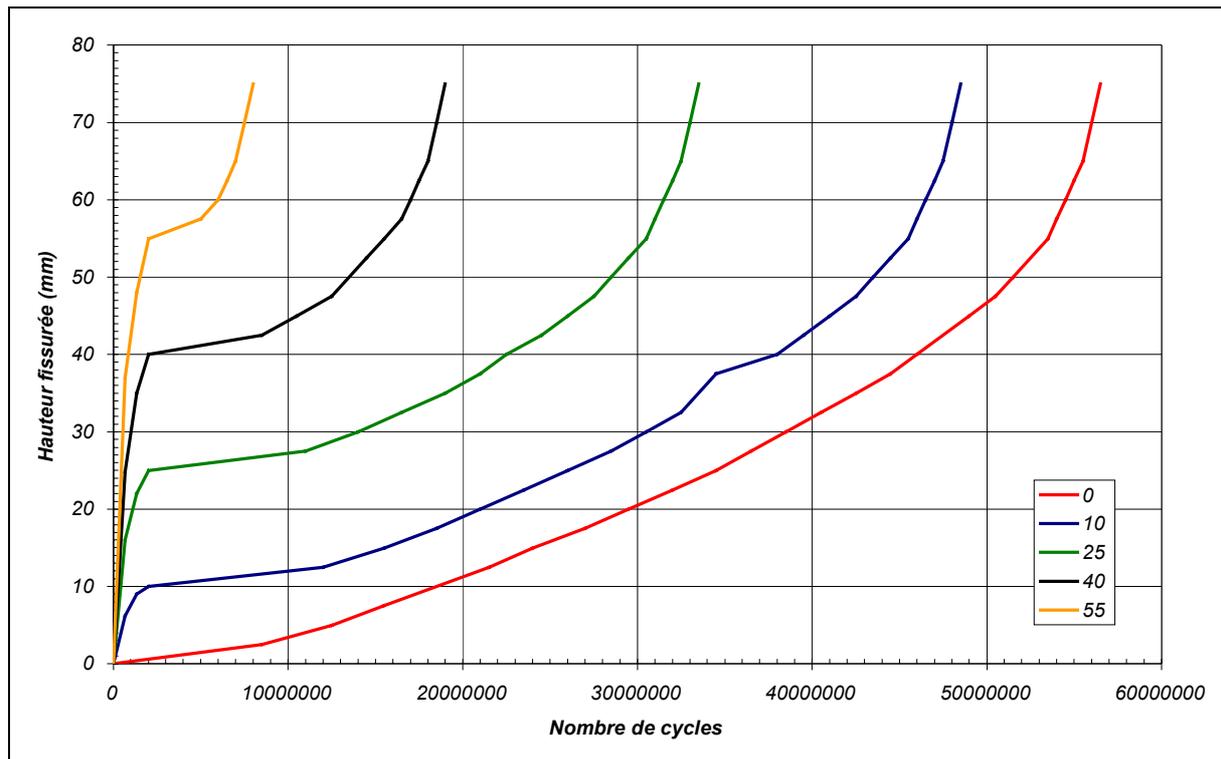


Figure VI.21 – Propagation de fissure en fonction de la propagation de fissure par effet thermique au bout de 3 ans et du nombre de cycles

L'évolution du temps de remontée de fissure au travers de la couche de roulement est présentée en fonction du pas de préfissuration (tableau VI.3).

Pas de préfissuration de la grave ciment	Nombre de cycles pour une rupture totale de la couche de surface	Nombre d'années (T = 750 PL/j/voie et accroissement = 7 %)
0	56×10^6	37
3	46×10^6	34
5	31×10^6	29
7	17×10^6	21
9	6×10^6	11

Tableau VI.3 –Durée de vie (et nombre de cycles) en fonction du pas de préfissuration

Traçons ces valeurs sur un graphique (figure VI.22) pour avoir ainsi une estimation de l'importance du choix du pas de préfissuration sur la durée de vie de la structure.

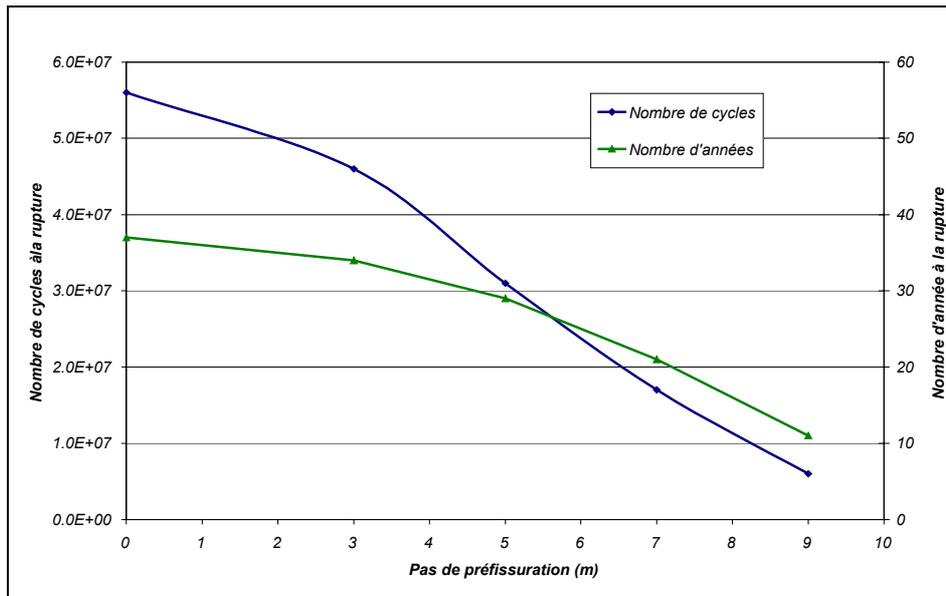


Figure VI.22 – Evolution de la durée de vie de la structure en fonction du pas de préfissuration (et donc de la hauteur fissurée par variations thermiques)

Un pas de préfissuration de 0 m signifie en fait que la propagation de fissure par effet thermique n'est pas prise en compte.

L'augmentation du pas de préfissuration diminue fortement la durée de vie de la structure, en terme de nombre de cycles. L'accroissement du trafic étant géométrique, l'influence du pas de fissuration donne une forme différente lorsque la durée de vie est exprimée en nombre d'années.

2.4. INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES

L'influence de différents paramètres sur le temps de remontée de la fissure a été étudiée au travers de simulations sur la structure fissurée de 55 mm par effet thermique en trois ans (configuration retenue pour des raisons de temps de calcul).

Simulation	$E_{sol\ support}$ (MPa)	Hauteur de Grave Ciment (mm)	$E_{grave\ ciment}$ (MPa)	$E_{enrobé}$ (MPa)	k_s (MPa/mm)	k_n (MPa/mm)	Nombre de cycles à rupture
initiale	50	320	23000	6500	130	10^{10}	8×10^6
1	120	320	23000	6500	130	10^{10}	$9,5 \times 10^6$
2	50	400	23000	6500	130	10^{10}	$5,5 \times 10^6$
3	50	320	28000	6500	130	10^{10}	$13,5 \times 10^6$
4	50	320	23000	7500	130	10^{10}	$6,5 \times 10^6$
5	50	320	23000	5500	130	10^{10}	9×10^6
6	50	320	23000	6500	100	10^{10}	11×10^6
7	50	320	23000	6500	160	10^{10}	6×10^6
8	50	320	23000	6500	130	10^3	8×10^6
9	50	320	23000	6500	130	130	8×10^6

Tableau VI.4 – Influence de différents paramètres sur le temps de remontée de la fissure

Cette étude paramétrique met l'accent sur la sensibilité des calculs effectués en fonction du choix des grandeurs choisies lors de la simulation.

On notera notamment que la valeur de la rigidité normale des joints n'influence pas la durée de vie ; en revanche, le choix de la raideur tangentielle est importante (si le cordon est plus rigide, la durée de vie chute), tout comme le choix du module de l'enrobé (les paramètres α et β sont les mêmes). Compte tenu du fait que les évolutions de α et β risquent d'être dépendantes de ce module, il conviendra de réaliser des essais avec des conditions expérimentales de température et de fréquence différentes que celles retenues dans toute cette étude.

Le module du sol support a aussi une forte influence, un module plus élevé permet d'allonger la durée de vie de la structure en diminuant les contraintes de cisaillement dans le cordon résistant de béton bitumineux (ce qui va bien dans le sens des observations sur chaussée réelle).

Le module et la hauteur de la grave ciment sont également des données importantes dans le calcul de la durée de vie d'une structure. Le module de la grave influence directement la rigidité de la structure globale et donc la contrainte de cisaillement dans le joint.

2.5. CONCLUSION SUR LES RESULTATS DES SIMULATIONS NUMERIQUES SUR UNE STRUCTURE SEMI-RIGIDE

Les résultats de simulation ont été obtenus sur une structure semi-rigide, dont la couche de base en matériaux traités aux liants hydrauliques est fissurée. La forme sinusoïdale du *joint actif*[®] n'a pas été modélisée et une seule condition numérique a été imposée en déplacement pour éviter l'interpénétration des lèvres de la fissure.

Les modules de l'enrobé et du joint sont ceux identifiés dans nos essais, avec des conditions expérimentales qui sont 5 °C pour la température et une fréquence de 1 Hz.

Généralement le dimensionnement des structures routières est effectué avec des modules de matériaux hydrocarbonés correspondants aux caractéristiques mécaniques pour une température de

15 °C et une fréquence de 10 Hz. Par le principe d'équivalence en fréquence-température, le module de l'enrobé retenu ici, 6500 MPa, correspond également à une fréquence de 10 Hz et une température de 10 °C.

Les résultats présentés ci-dessus correspondent aux calculs, par simulation numérique, de la propagation de fissure en fonction du niveau de sollicitation de cisaillement dans le cordon résistant de béton bitumineux à l'aplomb de la fissure dans la grave traitée. Les effets de la propagation de fissure en fonction de la température sont issus des simulations réalisées dans le cadre du *chapitre II*, c'est à dire une estimation de la propagation sur 3 ans en fonction du pas de préfissuration. Le dommage créé par le trafic est néanmoins pris en compte à l'issue de ces 3 années.

Le nombre de passage de charge roulante : 750 PL/j/voie, c'est à dire le trafic T_1 , a servi au dimensionnement de la structure.

Au vu des résultats, il est possible de conclure qu'une structure semi-rigide ne subissant pas de variations thermiques aurait une durée de vie très largement supérieure à celle pour laquelle elle est généralement dimensionnée.

Un pas de préfissuration, parfaitement maîtrisé, permet de garantir une durée de vie de la structure pour une période raisonnable (ces simulations sont réalisées sans couplage des effets thermiques et du trafic et ne tiennent pas compte de l'ouverture de la fissure par effets thermiques sur le trafic).

Plus le pas de préfissuration augmente, plus la durée de vie de la structure diminue. Dans les résultats présentés ci-dessus, il faut bien mentionner que les effets des variations thermiques ont été pris en compte sur une durée de trois ans. Or les calculs réalisés au *chapitre II* montrent que pour des pas de préfissuration supérieur à 4 m, l'influence des variations thermiques jouent encore un rôle au delà de cette période. Les durées de temps de remontée de la surface sont donc majorées par rapport à une prise en compte de la propagation de fissure thermique au delà des 3 années.

Il faut enfin mentionner que les niveaux de contraintes rencontrés dans le béton bitumineux pour ce type de structure sont en dessous des différents niveaux de sollicitations expérimentaux. Les valeurs des paramètres α et β qui sont fonctions de τ (la contrainte de cisaillement) sont donc extrapolés pour les niveaux de sollicitation simulés dans une structure de chaussée. Nous pouvons donc affirmer qu'une précision complémentaire sur les évolutions de ces paramètres permettrait d'affiner les résultats des simulations.

Les ordres de grandeurs obtenus, en durée de vie de la structure semi-rigide, sont satisfaisants.

3. COMPORTEMENT D'UNE CHAUSSEE BITUMINEUSE EPAISSE

Une couche de roulement sollicitée en cisaillement au passage des charges roulantes, n'est pas le seul fait des structures semi-rigides ; en effet, dans le cas de rechargement de structures bitumineuses épaisses fissurées, sous le passage des charges roulantes, le béton bitumineux de la couche de rechargement ou d'entretien est sollicité en cisaillement pur.

De plus, la simulation de ce type de structure est également intéressante, car du fait des plus faibles rigidités des couches de base, le niveau de contrainte de cisaillement dans la couche de surface se rapproche davantage des sollicitations appliquées au béton bitumineux dans les conditions expérimentales.

La structure modélisée est la suivante :

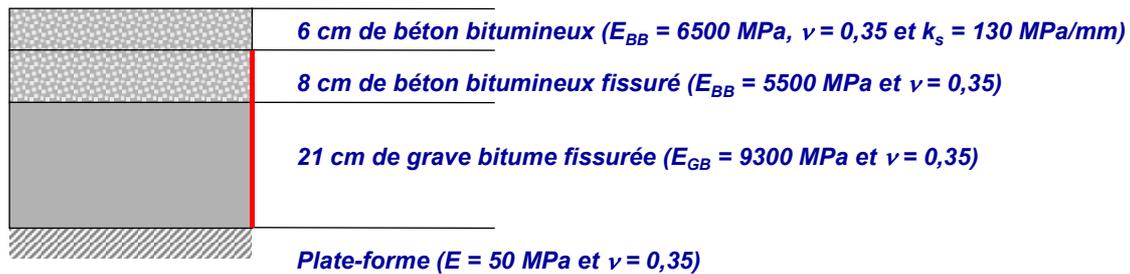


Figure VI.23 – Structure bitumineuse épaisse simulée

La grave bitume et l'ancienne couche de béton bitumineux sont supposées fissurées sur toute leur hauteur (les conditions aux limites sur les bords de la fissure sont d'éviter l'interpénétration des lèvres). Cette structure est rechargée par une couche de béton bitumineux de 6 cm.

Le comportement des différents matériaux est supposé élastique linéaire isotrope ; les caractéristiques mécaniques sont reprises *figure VI.23*.

Le maillage est similaire à celui de la structure semi-rigide, aux épaisseurs près et les conditions aux limites retenues ainsi que le chargement sont identiques.

Le nombre de joints sur la hauteur du cordon de béton bitumineux est de 24 (afin d'avoir les mêmes longueurs d'éléments que dans la simulation précédente).

Les évolutions des raideurs tangentées dans les éléments de joints (calculées avec la loi puissance), ainsi que la valeur moyenne de la rigidité sur le cordon résistant sont présentées. La perte de rigidité dans les joints permet de calculer la hauteur fissurée dans la couche de surface en béton bitumineux, à partir d'une valeur D_{seuil} choisie à 0,6.

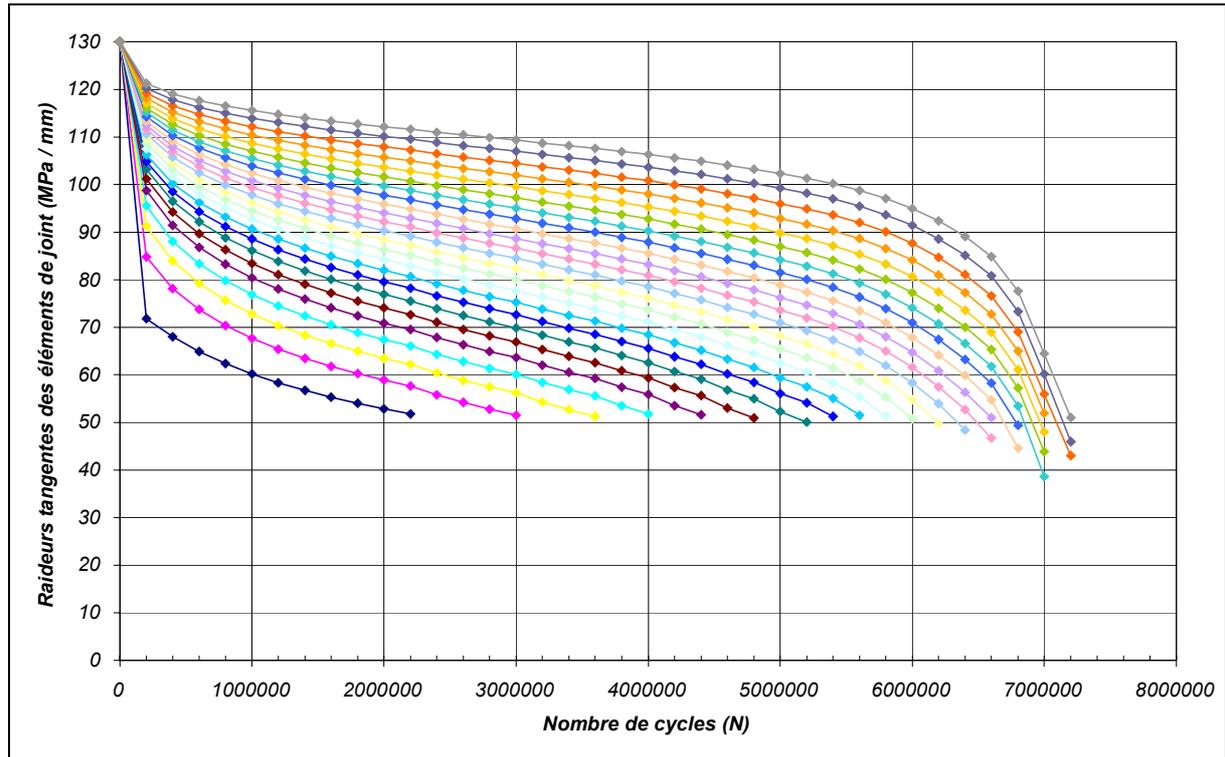


Figure VI.24 – Evolution des raideurs tangentées dans chaque élément de joints en fonction du nombre de cycles

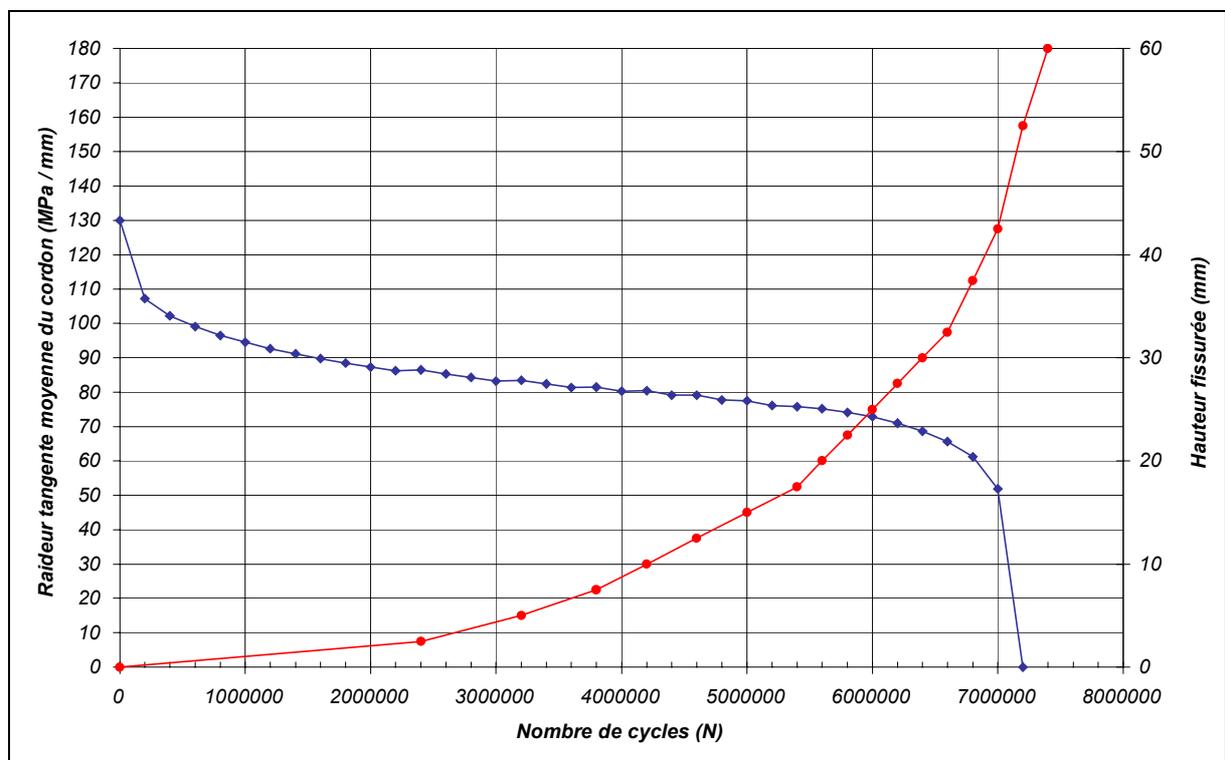


Figure VI.25 – Evolution de la raideur tangente moyenne dans le cordon résistant de béton bitumineux et de la longueur de fissure en fonction du nombre de cycles

Les évolutions des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint et la valeur moyenne de cette contrainte sont présentées dans les deux figures suivantes.

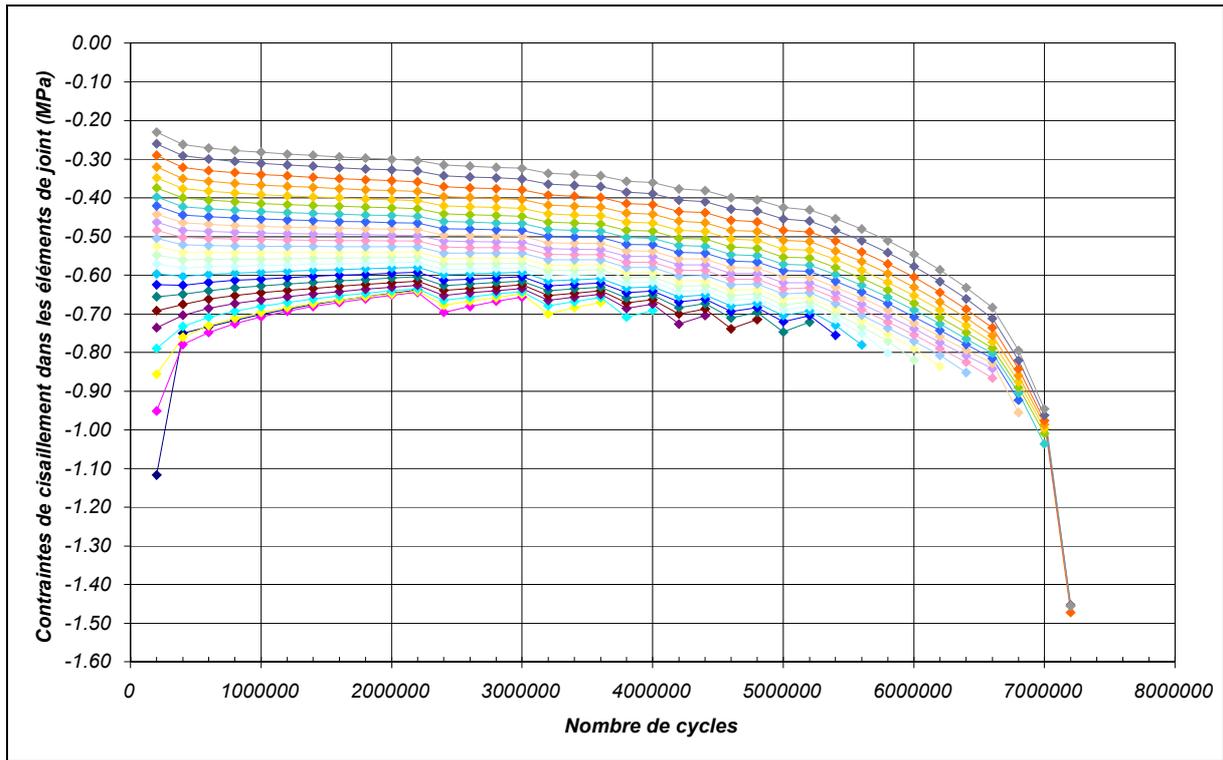


Figure VI.26 – Evolution des contraintes de cisaillement dans chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles

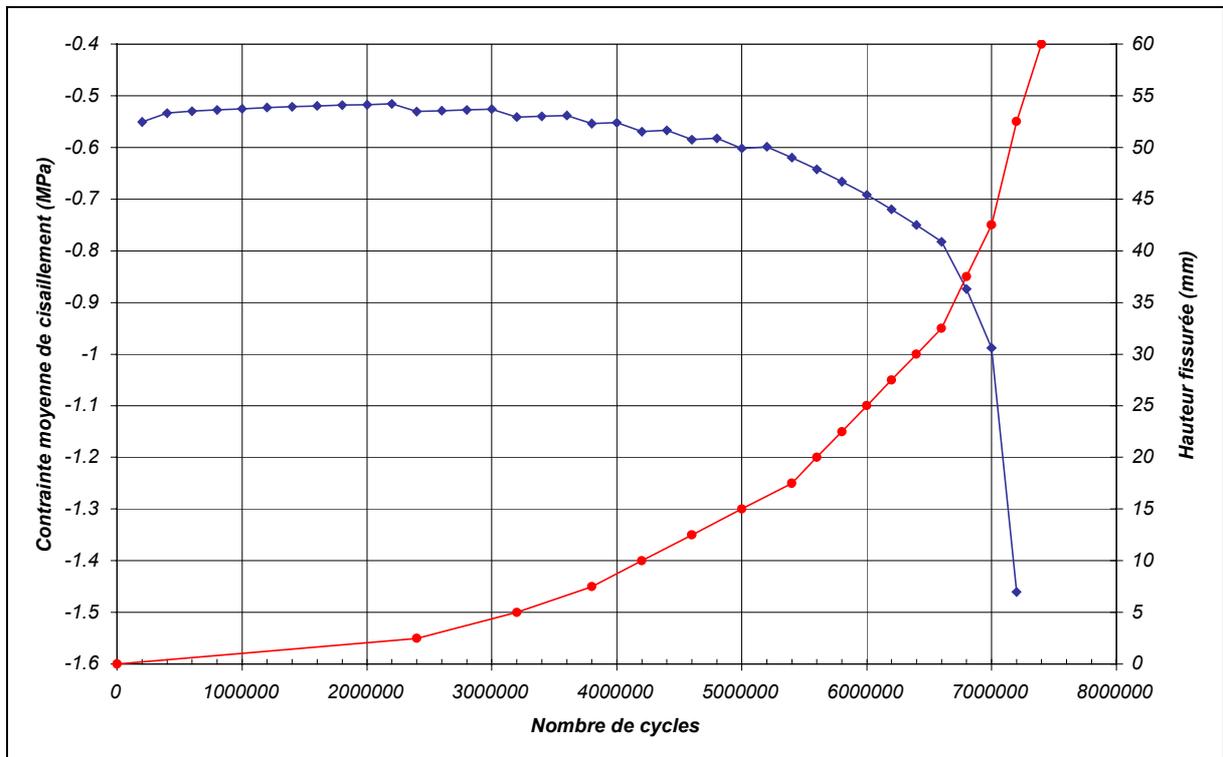


Figure VI.27 – Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant et de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles

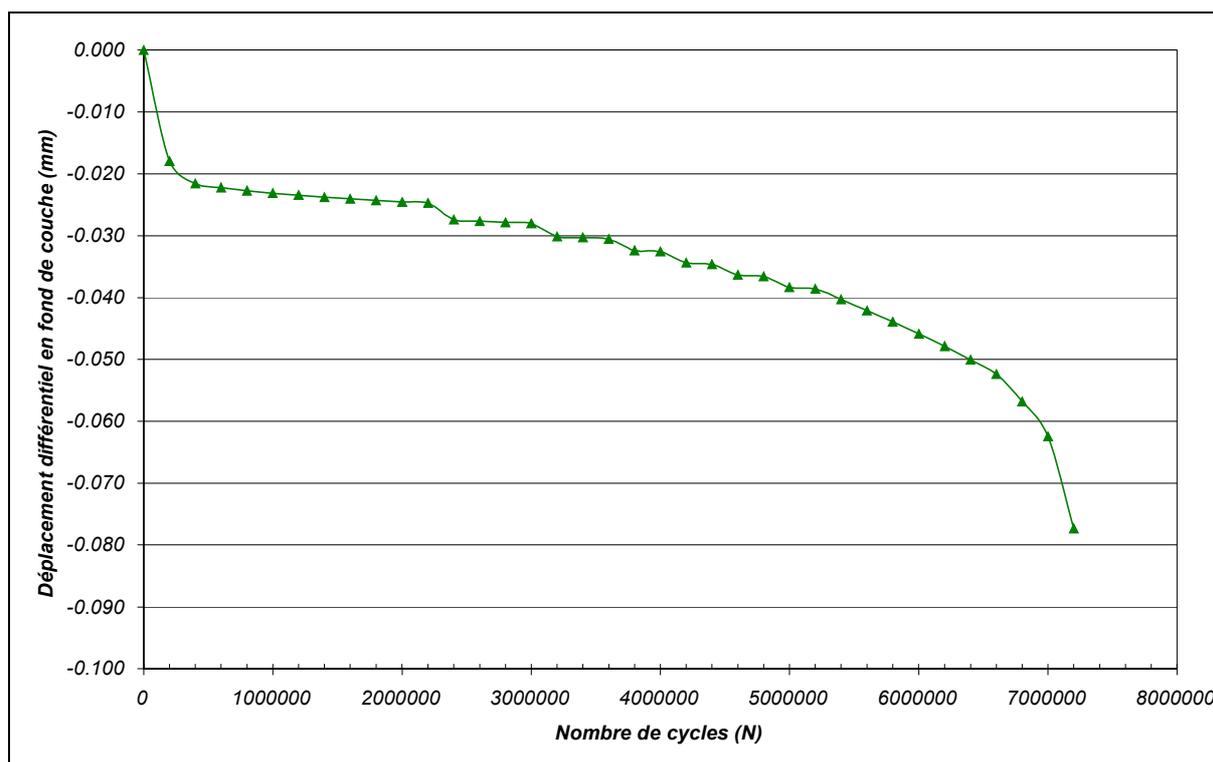


Figure VI.28 – Evolution du déplacement différentiel en fond de couche de béton bitumineux en fonction du nombre de cycles

Le niveau de contrainte de cisaillement moyen dans le cordon est plus élevé dans la structure bitumineuse épaisse que dans le cas de la structure semi-rigide ; cette différence est de l'ordre de 0,1 à 0,2 MPa.

Les évolutions de la raideur tangente dans les éléments de joint sont plus rapides, ceci se traduit par une propagation de fissure jusqu'à la surface en 7×10^6 cycles.

Pour la structure semi-rigide, la propagation de fissure sur une hauteur de 6 cm dans la couche de surface est obtenue pour 54×10^6 cycles.

Le battement différentiel en fond de couche de roulement est plus important que dans la structure semi-rigide ; néanmoins, les ordres de grandeurs de battement obtenus par la simulation, en fond de couche, sont en deçà des niveaux que l'on peut raisonnable attendre d'une structure rechargée.

La structure initiale (c'est à dire, les 8 cm de béton bitumineux et les 21 cm de grave bitume) dimensionnée par la méthode classique de dimensionnement *ALIZE (LCPC et SETRA)* et le *Catalogue des Structures 98* peut supporter un trafic de $3,6 \times 10^6$ essieux équivalents.

La structure rechargée dimensionnée par la même méthode, donc sans fissure, peut supporter un trafic de 7×10^6 essieux équivalents de 13 tonnes.

La durée de remontée de la fissure au travers de la couche de roulement par les effets seuls de cisaillement est $7,2 \times 10^6$ cycles. On peut donc supposer que la durée de vie est largement surestimée par rapport à la durée de vie réelle du rechargement ; conventionnellement il est plutôt admis par l'expérience, que la fissure remonte de 1 cm par an, soit pour un rechargement de 6 cm, la fissure apparaîtra en surface au bout de 6 ans (soit $\approx 1 \times 10^6$ cycles).

Mais toutefois, il faut souligner que les structures bitumineuses épaisses sont rarement sujettes à de la fissuration transversale seule ; leur mode de dégradation est davantage l'orniérage, et la fissuration longitudinale par tassement du sol. Une fissuration transversale proviendrait de fortes variations thermiques et partirait du sommet de la structure pour s'enfoncer plus en avant dans la structure. Ce qui signifie par conséquent que pour l'estimation de la durée de vie du rechargement, tenir compte des effets des variations thermiques qui vont également conduire à une propagation de fissure (sur le même principe que les chaussées semi-rigides) et le trafic viendra finaliser la phase de propagation, uniquement par des effets de cisaillement puisque la pointe de fissure est en compression.

Ce temps calculé de $7,2 \times 10^6$ cycles, signifie donc, tout comme dans le cas des structures semi-rigides, qu'en l'absence de variations thermiques, le rechargement pourrait avoir une durée de vie très longue.

CONCLUSION DE LA PARTIE III

La fatigue sous trafic des enrobés bitumineux est un domaine largement étudié. Le passage des charges roulantes génèrent des contraintes et des déformations dans les différentes couches des structures routières ; cette répétition engendre la fatigue des matériaux.

Les phénomènes qui entrent en jeu sont globalement connus, ils sont étudiés plus ou moins précisément mais la route (!) à parcourir entre le laboratoire et la structure reste encore longue. L'influence de ces différents phénomènes diffère selon la structure. C'est notamment le cas dans l'étude de la remontée des fissures où les lois existantes sont des lois de propagation de fissure en mode d'ouverture, or cet état de contrainte n'existe pas sous trafic dans les structures semi-rigides. La remontée de fissure est due à des effets de cisaillement ; c'est pourquoi nous nous sommes intéressés à ce type de sollicitation dans le béton bitumineux (et des études commencent à apparaître sur ce domaine dans d'autres laboratoires).

Le banc de fatigue COLAREG existant au laboratoire 3MSGC à Egletons a été adapté dans ce sens et nous avons pu mener une étude expérimentale de la propagation de fissure en mode de cisaillement, à des niveaux de sollicitations différents. Nous nous sommes limités à une seule fréquence de sollicitation et à une température d'essai (1Hz et 5 °C), qui correspond avec le principe d'équivalence temps/température à (10 Hz et 10 °C) donc une température relativement proche des conditions moyennes en France, les 10 Hz correspondent à la sollicitation du trafic.

Le principe de la machine d'essai se rapproche d'un système à déplacement imposé ; mais le rapport de rigidité bâti/éprouvette fait qu'il en est autrement. Cet inconvénient se tourne en avantage, car il s'avère que nous avons travaillé à niveau constant de contrainte de cisaillement global dans le cordon résistant.

Cette campagne expérimentale a débouchée sur deux résultats intéressants :

- d'une part, une loi de propagation de fissure, de type loi de Paris, en mode de cisaillement (c'est à dire reliant la vitesse de propagation de la fissure au taux de restitution d'énergie, calculée par la méthode de la complaisance), aboutit à des résultats physiquement non réalistes(pente négative) ;
- d'autre part, nous avons formalisé une loi d'évolution de la rigidité dans le cordon résistant de béton bitumineux, permettant l'étude de l'amorçage et de la propagation. Les évolutions des paramètres de la loi sont fonctions du niveau de contrainte de cisaillement dans le cordon et une incertitude reste quant à l'extrapolation de ces coefficients pour des niveaux de sollicitations non testés.

Cette loi a été implantée pour une modélisation numérique par éléments finis dans le code de calcul *CAST3M*.

Les premiers résultats sur la simulation de nos essais sont tout à fait encourageants (l'évolution des paramètres α et β sont ici dans la gamme des mesures réalisées) et nous ont incité à poursuivre la simulation du comportement d'une structure routière sous le passage d'une charge roulante. Les deux

structures qui ont fait l'objet de simulations sont une structure semi-rigide et une structure bitumineuse épaisse fissurée et rechargée.

La charge appliquée, une pression de 0,67 MPa sur une largeur de 25 cm, correspond à l'essieu de 13 tonnes dans une simulation 2D sous l'hypothèse de déformation plane et sa position sur la structure est telle que nous sommes dans le cas où le cisaillement est maximal dans le cordon résistant de la couche de surface.

Les simulations effectuées nous ont permis de confirmer que, dans le cas de structure semi-rigides dont les couches de base sont fissurées, l'état de contrainte des lèvres de la fissure dans la couche de surface est bien la compression : le mode d'ouverture n'existe pas et ce quelle que soit la hauteur de la fissure.

Le temps de remontée de fissure au travers de la couche de roulement en tenant compte du pas de préfissuration et des variations de température, ainsi que du trafic a été calculé de façon découplée. Les résultats obtenus sont réalistes en terme de nombre de cycles que pourra supporter la structure.

Des simulations de propagation de fissure sous trafic ont été répétées sur une structure bitumineuse épaisse fissurée et rechargée par une couche de béton bitumineux. Les temps de rupture ne sont pas aberrants mais surestiment la durée de vie de la structure. Cependant, cet exemple a été traité dans le but d'avoir des niveaux de contraintes élevées et donc se rapprochant davantage de nos niveaux expérimentaux, mais il est rare qu'une telle structure présente seulement de la dégradation transversale (ce sera plus vrai pour des structures souples, mais dans ce cas, le cisaillement n'est pas le seul à mettre en cause, l'ouverture existe aussi au passage du trafic) ; il est donc difficile de se rapporter à des cas réels de temps de remontée de fissure pour ce type de structure.

Il faut également souligner que les effets d'engrènement n'ont pas été pris en compte; ceci est surtout vrai pour la forme sinusoïdale du joint actif[®] qui est telle pour assurer le transfert de charge au passage des charges roulantes. Cette dernière remarque implique que le temps de calcul de la remontée de fissure serait allongée si la prise en compte des effets d'engrènements était effective. Néanmoins, il faut ajouter que les effets de la température sur le comportement du béton bitumineux et l'ouverture de la fissure ont été négligés ici. Or on sait qu'une chute de température va créer des contraintes de traction dans le béton bitumineux qui vont réduire d'autant sa capacité de résistance vis à vis des contraintes dues aux charges roulantes. De plus, les variations thermiques, conditionnant l'ouverture de la fissure, joueront un rôle sur l'influence du passage des charges roulantes : en augmentant le cisaillement dans le joint et autorisant, sans doute également, de la propagation en mode d'ouverture. La prise en compte de la température couplée au trafic pour l'évaluation du temps de remontée de fissure dans une structure routière devrait nous mener à des temps de propagation plus courts et donc encore plus réaliste.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Le fil conducteur de cette étude a été de garder présent à l'esprit le pont possible entre le laboratoire et la structure réelle. Nous nous sommes intéressés à la remontée de fissure au travers des couches de roulement dans les structures semi-rigides ou dans le cas des rechargements de structure. Les observations sur site des travaux antérieurs permettent de différencier les sollicitations thermiques des sollicitations de trafic qui agissent à des moments différents de la durée de vie de la structure. En conséquence ce travail comprend deux parties principales : la première relative aux effets des variations thermiques et la seconde à l'influence du trafic.

Dans la partie thermique (*partie II*), nous nous sommes, dans un premier temps, limités à une approche élastique du comportement des enrobés bitumineux pour simuler la remontée de fissuration au travers de la couche de roulement dans le cas de structures semi-rigides. Cette étude fait apparaître l'importance du pas de préfissuration de la couche de base en graves traitées aux liants hydrauliques en fonction du climat.

On montre de plus, l'existence d'un pas de préfissuration critique pour lequel les effets thermiques seuls ne suffiront pas à faire remonter la fissure jusqu'à la surface de la chaussée.

La méthode développée ici, pourra être appliquée à tout type de structure, et notamment dans le cas de la prise en compte des variations thermiques sur la propagation de fissure pour un rechargement de structure fissurée.

Ces simulations, numériques, de propagations de fissure utilisent la loi de Paris dont les coefficients ont été identifiés expérimentalement et numériquement.

Dans cette analyse, le problème de la phase d'amorçage n'est pas traité : en effet, la modélisation repose sur l'hypothèse de l'existence d'un défaut initial à la base de la couche de roulement. Cependant, il semblerait que la phase d'amorçage ne soit pas significative au regard de la phase de propagation.

Cette étude est complétée par une approche thermo-viscoélastique, pour une prise en compte du comportement réel, des enrobés bitumineux. Le modèle thermo-viscoélastique considéré a été développé au laboratoire 3MSGC. Des simulations numériques d'essais ont été réalisées pour valider le modèle proposé. Notamment, la simulation d'essais de retrait empêché sous chargements thermiques cycliques montre une bonne prise en compte du comportement thermo-viscoélastique de l'enrobé bitumineux avec le modèle de Kelvin-Voigt généralisé.

Ce modèle a été utilisé pour un calcul des contraintes développées dans une structure routière subissant des cycles de variations de températures en surface de chaussées.

Les résultats obtenus permettent de démontrer que l'hypothèse d'un comportement élastique sous sollicitations thermiques et avec un module constant de 100 MPa est acceptable dans les conditions courantes des climats tempérés. Cependant, il existe quelques situations défavorables qu'il conviendrait de ne pas négliger et qui correspondent, par analogie élastique, à un module pouvant aller jusqu'à 600 MPa.

Le trafic (*partie III*) est une sollicitation très largement étudiée dans la fatigue des enrobés bitumineux, et la seule composante retenue dans le dimensionnement des chaussées françaises. Cependant, la prise en compte des effets de cisaillement reste marginale.

Le banc d'essai du laboratoire 3MSGC d'Egletons nous a permis de réaliser des essais de cisaillement en fatigue sur des éprouvettes de béton bitumineux. Le principe de cet essai est celui d'un essai de structure à niveau de contrainte constant.

Le dépouillement des résultats par la méthode de la complaisance a montré qu'une loi de propagation de fissure de type loi de Paris n'est pas pertinente physiquement en mode II ; un modèle d'endommagement localisé est plus adapté et semble donner des résultats satisfaisants pour des couches minces.

Une loi d'évolution du dommage est proposée à partir des résultats expérimentaux. Le modèle est intégré dans le code de calcul aux éléments finis du CEA, CAST3M et des simulations des essais ont servi de validation à la loi d'évolution de l'endommagement proposée.

Des calculs menés sur une structure réelle, ont permis de calculer le temps de remontée de la fissure au travers de la couche de roulement. Les résultats montrent qu'en l'absence de fissuration d'origine thermique, la structure semi-rigide aurait une durée de vie largement supérieure à la durée pour laquelle elle est dimensionnée. Le cumul de la propagation de fissure (en fonction du pas de préfissuration) par variations thermiques et de la propagation de fissure sous charge roulante diminue fortement la durée de vie de la structure. Les calculs donnent alors des durées de vie réalistes à condition de bien prendre en compte les deux effets même sous forme découplée.

Dans l'interprétation de ces résultats, il faut souligner que les valeurs des contraintes de cisaillement dans le cordon résistant de béton bitumineux à l'aplomb de la fissure dans la couche de grave traitée sont nettement inférieures aux valeurs des contraintes de cisaillement de nos essais. Il en résulte une extrapolation nécessaire sur les évolutions des paramètres des lois de dommage. De plus, les caractéristiques mécaniques de l'enrobé et du joint intégrées dans la simulation de la structure de chaussée sont ceux correspondant aux données expérimentales pour les conditions de température et de fréquence fixés (5° C et 1 Hz). En toute rigueur, ceux ci seront différents pour d'autres fréquences et températures compte tenu du comportement du béton bitumineux. Il paraît donc nécessaire de compléter l'étude expérimentale pour alimenter une base de données. Les premiers résultats obtenus sont encourageants pour poursuivre dans cette voie.

Un des points forts de cette partie est la prise en compte de l'effet de cisaillement dans la remontée de fissure, ce mode de sollicitation est pratiquement pur dans les types de structures étudiées dans ce rapport.

La stratégie retenue consistait à lever un certain nombre de verrous scientifiques concernant les effets thermiques et de trafic dans la remontée de fissure ; l'objectif d'aboutir à un outil de simulation des complexés multicouches, est atteint. Il existe néanmoins des améliorations, suggérées ci-après, à effectuer pour obtenir un modèle déterministe acceptable.

- L'approche thermo-viscoélastique permet d'envisager une meilleure prise en compte du comportement réel des enrobés bitumineux. Mais l'analyse présentée ne prend pas en compte la propagation de fissure.
Pourtant des modèles proposés à partir des théories développées par Shapery, dans le domaine des polymères ou bien encore du bois pourraient sans doute être étendus aux enrobés bitumineux.
- S'il est couramment admis que les actions des variations thermiques et du trafic agissent à des moments préférentiels différents dans la structure routière, il est également évident qu'un couplage de ces deux actions apportera une meilleure réponse du comportement global de l'enrobé voire de la structure. En effet, la température influe sur le module de l'enrobé et donc sur sa réponse sous trafic ; de plus les variations de température jouent sur l'ouverture des fissures ou du joint et donc sur l'état de contrainte de la structure globale. Ainsi, le passage des charges roulantes sera plus ou moins agressif selon que la fissure est ouverte ou fermée.
La prise en compte de ce phénomène d'ouverture pourra passer par une analyse expérimentale : nous avons vu qu'un certain nombre de dispositifs expérimentaux permettent de cumuler ces deux actions.
- Nos simulations numériques, sur les structures routières semi-rigides préfissurées avec le joint actif[®], ne tiennent pas compte du transfert de charge qui existe au droit du joint du fait de sa forme sinusoïdale (la fissure est représentée par deux bords libres dont la seule

condition aux limites est d'éviter l'interpénétration). Il importera à l'avenir d'en tenir compte. Dans le cas d'une fissuration naturelle, l'engrènement jouera également un rôle lors de la remontée de fissure au travers de la couche de roulement ; cette dernière remarque permet de conforter la nécessité de prendre en compte les effets de la température qui conditionnent directement l'ouverture de la fissure.

- Le niveau de dégradation d'une structure de chaussée est, la plupart du temps, évaluée par son état de fissuration en surface, car il s'agit d'une grandeur visible et quantifiable. Notre modèle repose sur une hypothèse de localisation en bande de l'endommagement dans un cordon d'épaisseur nulle. Le passage de la micro-fissuration (endommagement) à la macro-fissuration est fixé à un niveau de dommage seuil, D_{seuil} ; la valeur que nous avons retenue est $D_{seuil} = 0,6$. Un niveau de dommage seuil de 0,5 est plus usuel (essai de fatigue normalisé sur les éprouvettes trapézoïdales). De très récents travaux montrent que cette limite est fonction du niveau de sollicitation. Nos simulations montrent clairement qu'une recherche plus précise de cette limite entre le passage de la micro-fissuration à la macro-fissuration est nécessaire en vue de l'amélioration de notre modèle.
- L'extrapolation des coefficients de nos lois de dommage pour de faibles niveaux de sollicitations, dans le cas des simulations sur les structures routières, reste un problème. Néanmoins les ordres de grandeurs de durée de remontée de fissuration ne sont pas irréalistes et réaliser des essais directement aux faibles niveaux de contraintes de cisaillement mobilisées dans la chaussée n'est pas envisageable. La validation de cette extrapolation passe par la comparaison entre les résultats des simulations numériques et le suivi et l'observation de comportement de chaussées réelles.
- Enfin, notre modèle de localisation de l'endommagement en bande reste restrictif. Des essais homogènes de fatigue par cisaillement permettraient d'étudier l'endommagement diffus afin d'établir une loi de comportement généralisée.

Ce travail constitue un point de départ à l'élaboration d'un outil d'aide à la décision en matière de conception et d'entretien des chaussées. Les résultats obtenus précisent les axes prioritaires de recherche.

Listes des notations utilisées

Par ordre d'apparition dans le texte :

	<i>n° de page de la 1^{ère} apparition dans le texte</i>
a : Hauteur fissurée	41
N : Nombre de cycle	41
K : Facteur d'intensité de contraintes	41
S : Module sécant	71
σ : Contrainte	71
ε : Déformation	71
$ E^* $: Module de rigidité	72
φ : Angle de phase	72
T : Température	73
T_s : Température de référence	73
R : Constante des gaz parfaits	73
ΔH : Energie apparente d'activation	73
α : Coefficient de dilatation thermique	73
ρ : Masse spécifique	79
c : Chaleur spécifique	79
λ : Coefficient de conductivité thermique	79
K_I : Facteur d'intensité de contrainte en mode d'ouverture	83
h : Hauteur totale de la couche d'enrobé	88
ε_{ij} : Tenseur des déformations	92
σ_{ij} : Tenseur des contraintes	92
J_{ijkl} : Tenseur de fluage mécanique	92
α_{ij} : Tenseur de fluage thermique	92
a_τ : Fonction de translation	92
$k^{(i)}$: Module de rigidité du modèle de Kelvin Voigt	95
$\eta^{(i)}$: Viscosité du modèle de Kelvin Voigt	95
F_{max} : Effort maximal appliqué dans notre essai de fatigue	159
F_{min} : Effort minimal appliqué dans notre essai de fatigue	159
F_{moy} : Effort moyen	159
u_{max} : Déplacement maximal	159
u_{min} : Déplacement minimal	159
u_{moy} : Déplacement moyen	159
ΔF : Amplitude d'effort ($F_{max} - F_{moy} = F_{moy} - F_{min}$)	159
Δu : Amplitude de déplacement ($u_{max} - u_{moy} = u_{moy} - u_{min}$)	159
S : Surface sollicitée	159
$\Delta \tau$: Amplitude de contrainte de cisaillement ($\Delta \tau = \Delta F / S$)	159

G	: Taux de restitution d'énergie	169
c	: Hauteur du cordon résistant de nos éprouvettes	173
e	: Epaisseur du cordon résistant	173
k_s	: Rigidité tangente du cordon résistant	175
E_i	: Energie de déformation élastique dans le joint pour un cycle	176
E_{tot}	: Energie de déformation élastique cumulée dans le joint	176
k_0	: Rigidité initiale du cordon résistant	178
D	: Taux de dommage dans le cordon résistant	179
D_{seuil}	: Dommage seuil, limite de passage de la micro à la macro-fissuration	184

Listes des figures

	pages	
Figure 1	Répartition des contraintes dans une structure de chaussée	7
Figure 2	Différents aspects de la fissuration	10
Figure 3	Différents chemins de fissuration (vue de haut de la chaussée)	10
Figure 4	Mouvements possibles des pointes de la fissure	12
Figure 5	(a) Schéma de propagation dans le cas d'un collage parfait, sous trafic et effet des variations thermiques – (b) Schéma de propagation de la fissure en cas de décollement entre les deux couches	14
Figures 6a et 6b	(a) Résultat de simulation d'une remontée de fissure (c/h_0 = longueur de fissure/hauteur totale) due au trafic par rapport à la durée de vie de la structure et (b) Résultat de simulation d'une remontée de fissure due aux variations thermiques	17
Figure 7	Exemple de processus de propagation de fissure par les deux effets combinés (trafic et thermique) sur les différentes voies de la chaussée : lente, rapide et bande d'arrêt d'urgence (BAU)	17
Figure 8	représentation schématique de l'essai de traction directe	21
Figure 9	Schéma du test d'arrachement	21
Figure 10	Principe de l'essai de cisaillement direct vu par Leutner.	22
Figure 11	Test de cisaillement direct développé à l'université de Cracovie	22
Figure 12	Représentation schématique du test de flexion sur poutre [RIG93]	23
Figure 13	Représentation schématique d'un test de passage de roue sur une plaque [BRO93]	24
Figure 14	Représentation schématique du test pour la simulation du comportement du complexe de rechargement sur des battements de dalles rigides dans le cas de rechargement de telles structures.	24
Figure 15	Représentation schématique du test de fatigue thermique du CRRB [FRA93]	25
Figure 16	Représentation du procédé expérimental de l'essai de fatigue thermique de l'ENTPE [NEJ92] et son éprouvette	25
Figure 17	Représentation schématique du banc de fissuration du laboratoire régional des Ponts et chaussées d'Autun [VEC89], [DUM93]	26
Figure 18	Revue, en coupe longitudinale, des différents procédés de préfissuration utilisés	28
Figure 19	Fonctionnement schématique de certains procédés d'interposition	30
Figure 20	Cas de chargement d'une chaussée (a – cas des charges roulantes et b – cas des variations climatiques)	34
Figure 21	Etats de contraintes induits par le passage d'une charge roulante en pointe de fissure [JAY87]	35
Figure I.1	Joint actif	48
Figure I.2	Schéma de principe du test TSRST	51
Figure I.3	Evolution de la contrainte en fonction de la température lorsque celle ci évolue de 0 °C à -20 °C avec une vitesse de -10 °C/h.	52
Figure I.4	Evolution des pics de contraintes obtenus en fonction des cycles de température dans un essai de TSRST	53

Figure I.5	Schéma de principe du "fissuromètre E/G"	54
Figure I.6	Eprouvette utilisée pour cet essai	54
Figure I.7	Dispositif expérimental de l'essai du CRR	55
Figure II.1	Courbe maîtresse du module de rigidité $ E^* $ d'un mélange	61
Figure II.2	Calage du module complexe selon le modèle de Huet dans le plan de Cole&Cole	62
Figure II.3	Schéma de principe d'une chaussée Joints Actifs®	64
Figure II.4	Schéma de la structure utilisée ainsi que son maillage pour la modélisation avec le détail en pointe de fissure	65
Figure II.5	Structure modélisée avec l'existence d'un défaut initial en base de couche de roulement	70
Figure II.6	Evolution de la longueur fissurée en fonction du nombre de cycles N	71
Figure II.7	Evolution du facteur d'intensité de contrainte et de la vitesse de propagation de fissure en fonction de la longueur fissurée	71
Figure II.8	Représentation des droites de fatigue pour un béton bitumineux aux trois températures de -2, 5 et 10 °C	71
Figure II.9	Evolution de ΔK_I et $\frac{da}{dN}$ en fonction de la croissance de la longueur de fissure pour un pas de préfissuration de 2 m et un ΔT constant de 20 °C en surface de chaussée.	74
Figure II.10	Evolution de la longueur de fissure au cours d'une année (mars à février) d'une chaussée préfissurée avec un pas de 2 m.	74
Figure II.11	Evolution de la longueur fissurée en fonction du temps pour différents pas de préfissuration dans la région de Besançon [LAV98,]	75
Figure II.12	Courbes de propagation de fissure, pour une année, en fonction de la longueur du pas de préfissuration pour les 3 climats (Besançon, Brest et Nice) pour une chaussée type Joints Actifs® (75 mm de BB et 32 cm de grave traitée)	76
Figure II.13	Organigramme général pour le calcul de la propagation de fissure par variation thermique	78
Figure II.14	Modèle de Kelvin Voigt généralisé	80
Figure II.15	Résultats d'interpolation	82
Figure II.16	Essai du retrait empêché	84
Figure II.17	Evolution de la contrainte thermique en fonction de la température pour différentes vitesses de refroidissement d'un barreau de retrait empêché	84
Figure II.18	Evolution de la contrainte thermique en fonction de la température pour différentes vitesses de refroidissement de la température sur un barreau de retrait empêché	85
Figure II.19	Simulation de la contrainte axiale observée dans l'essai de retrait empêché effectué par Shell	86
Figure II.20	Evolution de la contrainte axiale thermique dans une structure multicouche	87
Figure III.1	Déformation longitudinale à la base d'une couche de chaussée – (a) Schéma du passage de la charge roulante et point de mesure – (b) Déformation longitudinale résultante	94

Figure III.2	Comportement des enrobés en fonction de la déformation ε et du nombre de cycles N [DIB90]	95
Figure III.3	Courbe de Wöhler – Amplitude de sollicitation en fonction du nombre de cycles	97
Figure III.4	Allure des cycles de sollicitations utilisées pour les essais de fatigue d'après [SAI88]	99
Figure III.5	Illustration de la variation de l'Energy ratio en fonction du nombre de cycles lors d'un essai à déformation constante [ROW93]	103
Figure III.6	Distinction des trois phases distinctes au cours d'un essai de fatigue [DIB95]	104
Figure III.7	Allure des signaux des déformations longitudinale (a) et transversale (b) sous l'effet du passage d'un essieu isolé (base de la couche bitumineuse, traction dans le sens positif)	111
Figure III.8	Machine de fissuration en fatigue de Delft et éprouvette utilisée	116
Figure III.9	A gauche, évolution de la contrainte de cisaillement au cours de différents cycles en fonction du déplacement vertical; à droite, évolution du déplacement horizontal en fonction du déplacement vertical en fonction des nombres de cycles pour un niveau de chargement initial de 0,71 MPa	117
Figure III.10	A gauche, évolution de la contrainte de cisaillement au cours de différents cycles en fonction du déplacement vertical; à droite, évolution du déplacement horizontal en fonction du déplacement vertical en fonction des nombres de cycles pour un niveau de chargement initial de 1,14 MPa	117
Figure III.11	Courbes d'évolution du taux de dégradation et du coefficient q en fonction du niveau de contrainte	118
Figure III.12	Représentation schématique du test de Reflective Cracking Device [PAI00]	118
Figure III.13	Modélisation idéalisée du comportement à la fissuration	119
Figure III.14	Principe de fonctionnement de MEFISTO	120
Figure III.15	Cinétique de propagation des macro-fissures; images de leur cheminement en fin d'essai	120
Figures III.16 et III.17	Evolution des courbes force de cisaillement en fonction du déplacement; des angles de phases et de l'énergie dissipée en cours d'essai	121
Figure III.18	(a), Description du bâti support d'éprouvette & (b), dimensions de l'éprouvette	122
Figure IV.1	Dispositif expérimental	126
Figure IV.2	Courbes granulométriques des différentes fractions utilisées dans le mélange	126
Figure IV.3	Courbe granulométrique du BBSG 0/10 continu	126
Figure IV.4	Dimension des éprouvettes	127
Figure IV.5	Dimensions en mm des échantillons et plan de sciage	129
Figure IV.6	Evolution de la compacité dans une éprouvette de BBSG 0/10 en fonction de la hauteur (lignes 1 à 5) et de la largeur (lignes A à E)	129
Figure IV.7	Eprouvette C.S.	130
Figure IV.8	Eprouvette C.S. modifiée	131

Figure IV.9	Géométrie de l'éprouvette	132
Figure IV.10	Exemple de signal brut de déplacement	136
Figure IV.11	Calage du signal de déplacement par une fonction sinusoïdale	137
Figure IV.12	Evolution de la propagation de fissure en pointe des quatre entailles de préfissures	137
Figure IV.13	Exemple d'évolution de la température dans le caisson thermique	138
Figure IV.14	Exemple de résultats obtenus : évolution de la valeur moyenne, de l'amplitude de l'effort (valeur crête à crête) et de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles	139
Figure IV.15	Exemple de résultats obtenus : évolutions de la valeur moyenne, de l'amplitude du déplacement (valeur crête à crête) et de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles	139
Figure IV.16	Evolution de l'énergie totale élastique cumulée en fonction du nombre de cycle et de la hauteur fissurée	140
Figure IV.17	Evolution de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles	141
Figure IV.18	Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour des cycles remarquables (a représente la hauteur totale fissurée en mm)	142
Figure IV.19	Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa	144
Figure IV.20	Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa	145
Figure IV.21	Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-9g (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 2,06 MPa)	146
Figure IV.22	Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-1d (contrainte de cisaillement initiale de 1,25 MPa)	147
Figure V.1	Zones des champs mécaniques	149
Figure V.2	Exemple d'évolution du déplacement $2.\Delta u$ et $2.\Delta F$ en fonction de la hauteur fissurée totale a pour l'éprouvette A3-4d ($\Delta\tau = 1,66$ MPa)	152
Figure V.3	Evolution de la vitesse de propagation de fissure en fonction de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie pour le niveau initial de contrainte de cisaillement de 1,66 MPa	153
Figures V.4	(a), Approche par la mécanique de la rupture et (b), approche par un endommagement localisé du cordon résistant	154
Figure V.5	Evolution de la contrainte de cisaillement maximale dans le cordon résistant en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée	155
Figure V.6	Contrainte de cisaillement dans le cordon résistant entre deux fissures	155
Figure V.7	Evolution de k_s/k_0 en fonction du nombre de cycles et de la hauteur fissurée totale pour différents niveaux de chargement	156
Figure V.8	Evolution de l'énergie apportée au joint E_i en fonction du nombre de cycles et du rapport k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de 1,25 MPa	157
Figure V.9	Evolution de l'énergie E_i en fonction du nombre de cycles et du rapport k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de 2,06 MPa	158
Figure V.10	Evolution de l'énergie totale cumulée par unité de surface en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 1,25 MPa	159

Figure V.11	Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 1,25 MPa	160
Figure V.12	Fonction de calage linéaire pour l'éprouvette A3-4d de l'évolution de la raideur du cordon en fonction de l'énergie totale cumulée par unité de surface au cours d'un essai à taux de cisaillement initial de 1,66 MPa	162
Figure V.13	Evolution du paramètre α en fonction du niveau de contrainte de cisaillement dans le cordon résistant du matériau bitumineux	163
Figures V.14 et V.15	Evolution des paramètres α (figure de gauche) et β (figure de droite) en fonction du niveau de la contrainte de cisaillement dans le cordon résistant du matériau bitumineux	164
Figure V.16	Calage de la courbe d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,25 MPa	165
Figure V.17	Exemple d'évolution du module de raideur pour deux niveaux de contrainte de cisaillement $\tau_1 < \tau_2$	166
Figure VI.1	Face de l'éprouvette réelle et modélisée	170
Figure VI.2	Elément de joint à 6 nœuds	171
Figure VI.3	Maillage de l'éprouvette	172
Figure VI.4	Algorithme de calcul	173
Figure VI.5	Evolution de la hauteur fissurée dans le cordon résistant pour les deux simulations et les résultats expérimentaux de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles pour un niveau moyen de contrainte de cisaillement de 1,25 MPa	175
Figure VI.6	Evolution des rigidités moyennes dans le cordon résistant en fonction du nombre de cycles pour les différentes loi d'évolution (puissance et linéaire)	175
Figure VI.7	Evolution des raideurs et des propagations de fissures pour les essais à un niveau de contrainte de cisaillement initial de 1,25 MPa et pour les résultats des mêmes grandeurs ici de la simulation numérique en fonction de l'énergie totale	176
Figure VI.8	Evolution de la hauteur fissurée dans le cordon résistant pour les deux simulations et les résultats expérimentaux (contrainte moyenne de 1,66 MPa) de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles pour un niveau moyen de contrainte de cisaillement de 1,6 MPa	177
Figure VI.9	Evolution des rigidités moyennes dans le cordon résistant en fonction du nombre de cycles pour les différentes loi d'évolution (puissance et linéaire)	178
Figure VI.10	Maillage de la structure de chaussée en grave ciment et conditions aux limites	180
Figure VI.11	Evolution de la contrainte dans le 1er joint en fonction de la hauteur fissurée de béton bitumineux et de la distance d de la charge	181
Figure VI.12	Evolution des facteurs d'intensité de contrainte K_I et K_{II} en fonction de la position de la charge d pour une hauteur fissurée de 10 mm	182
Figure VI.13	Algorithme de calcul de l'évolution du dommage dans le cordon résistant de béton bitumineux dans la couche de roulement	183
Figure VI.14	Evolution des raideurs dans les 30 éléments de joint qui composent le cordon résistant	184

Figure VI.15	<i>Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint qui compose le cordon résistant de béton bitumineux à l'aplomb de la fissure dans la grave traitée</i>	184
Figure VI.16	<i>Evolution de la contrainte moyenne dans le cordon résistant de béton bitumineux en fonction du nombre de cycles et de la hauteur fissurée</i>	185
Figure VI.17	<i>Evolution de la raideur moyenne dans le cordon résistant et de la longueur de fissure en fonction du nombre de cycles</i>	186
Figure VI.18	<i>Evolution du déplacement différentiel en fond de couche de béton bitumineux en fonction du nombre de cycles</i>	186
Figure VI.19	<i>Evolution de la raideur globale du cordon résistant de béton bitumineux et de la longueur fissurée en fonction du nombre de cycles</i>	187
Figure VI.20	<i>Evolution du niveau de contrainte moyen dans le cordon en fonction de la hauteur fissurée et du nombre de cycles</i>	188
Figure VI.21	<i>Propagation de fissure en fonction de la propagation de fissure par effet thermique au bout de 3 ans et du nombre de cycles</i>	190
Figure VI.22	<i>Evolution de la durée de vie de la structure en fonction du pas de préfissuration (et donc de la hauteur fissurée par variations thermiques)</i>	191
Figure VI.23	<i>Structure bitumineuse épaisse simulée</i>	194
Figure VI.24	<i>Evolution des raideurs tangentes dans chaque élément de joints en fonction du nombre de cycles</i>	195
Figure VI.25	<i>Evolution de la raideur tangente moyenne dans le cordon résistant de béton bitumineux et de la longueur de fissure en fonction du nombre de cycles</i>	195
Figure VI.26	<i>Evolution des contraintes de cisaillement dans chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles</i>	196
Figure VI.27	<i>Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant et de la hauteur fissurée en fonction du nombre de cycles</i>	196
Figure VI.28	<i>Evolution du déplacement différentiel en fond de couche de béton bitumineux en fonction du nombre de cycles</i>	197

Dans les annexes :

Figure A.1	<i>Modèle de Kelvin Voigt généralisé uniaxial</i>	A.3
Figure A.2	<i>Plaque en traction</i>	A.7
Figure A.3	<i>Evolution temporelle de la déformation</i>	A.8
Figure A.4	<i>Evolution temporelle de la déformation</i>	A.9
Figure A.5	<i>Erreurs numériques en fonction du pas de temps</i>	A.9
Figure B.1	<i>Géométrie de l'éprouvette</i>	B.3
Figure B.2	<i>Eprouvette prête à être testée</i>	B.3
Figure B.3	<i>Schéma de montage de l'éprouvette dans son bâti</i>	B.6
Figure B.4	<i>Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 2,06 MPa</i>	B.8
Figure B.5	<i>Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 2,06 MPa</i>	B.8

Figure B.6	<i>Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa</i>	B.9
Figure B.7	<i>Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa</i>	B.10
Figure B.8	<i>Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,35 MPa</i>	B.11
Figure B.9	<i>Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,35 MPa</i>	B.11
Figure B.10	<i>Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,25 MPa</i>	B.12
Figure B.11	<i>Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,25 MPa</i>	B.13
Figure B.12	<i>Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-8g2 (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 1,66 MPa</i>	B.14
Figure B.13	<i>Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-5g (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 1,35 MPa)</i>	B.14
Figure B.14	<i>Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-1d (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 1,25 MPa</i>	B.15
Figure B.15	<i>Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-9g (contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa)</i>	B.15
Figure B.16	<i>Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-8g2 (contrainte de cisaillement initiale de 1,66 MPa</i>	B.16
Figure B.17	<i>Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-5g (contrainte de cisaillement initiale de 1,35 MPa</i>	B.16
Figure C.1	<i>Vitesse de propagation de la hauteur totale fissurée $\frac{da}{dN}$ (en rouge) et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG (en bleu) en fonction de la hauteur fissurée pour l'éprouvette A3-10g ($\Delta\tau = 2,06$ MPa</i>	C.4
Figure C.2	<i>Vitesse de propagation de la hauteur totale fissurée $\frac{da}{dN}$ (en rouge) et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG (en bleu) en fonction de la hauteur fissurée pour l'éprouvette A3-10g ($\Delta\tau = 1,25$ MPa</i>	C.5
Figure C.3	<i>Evolution de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 2,06 MPa</i>	C.6
Figure C.4	<i>Evolution de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 1,66 MPa</i>	C.7
Figure C.5	<i>Evolution de l'énergie totale cumulée par unité de surface en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 1,35 MPa</i>	C.7
Figure C.6	<i>Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 2,06 MPa</i>	C.8

Figure C.7	<i>Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 1,66 MPa</i>	C.9
Figure C.8	<i>Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 1,35 MPa</i>	C.9
Figure C.9	<i>Fonction de calage linéaire pour l'éprouvette A3-4d de l'évolution de la raideur du cordon en fonction de l'énergie totale cumulée par unité de surface au cours d'un essai à taux de cisaillement initial de 1,25 MPa</i>	C.10
Figure C.10	<i>Calage de la courbe d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa</i>	C.11
Figure C.11	<i>Calage des courbes d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,66 MPa</i>	C.11
Figure C.12	<i>Calage de la courbe d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,35 MPa</i>	C.12
Figure C.13	<i>Evolution des modules de rigidité, suivant notre interprétation, en fonction du rapport d'énergie totale cumulée par unité de surface sur l'énergie totale pour les différents niveaux de chargement initiaux</i>	C.12
Figure D.1	<i>Evolution des raideurs de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.2
Figure D.2	<i>Evolution des raideurs de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.3
Figure D.3	<i>Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.3
Figure D.4	<i>Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.4
Figure D.5	<i>Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.4
Figure D.6	<i>Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.5
Figure D.7	<i>Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.5
Figure D.8	<i>Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.6
Figure D.9	<i>Evolution des rigidités de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.7
Figure D.10	<i>Evolution des rigidités de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.7
Figure D.11	<i>Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.8
Figure D.12	<i>Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.8

Figure D.13	<i>Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.9
Figure D.14	<i>Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.9
Figure D.15	<i>Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression linéaire de la loi</i>	D.10
Figure D.16	<i>Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression puissance de la loi</i>	D.10

Listes des tableaux

Tableau II.1	Régressions linéaires permettant le calcul des températures moyennes et des amplitudes de température en surface du revêtement bitumineux	79
Tableau II.2	Caractéristiques thermiques des différents matériaux retenues pour la simulation	80
Tableau II.3	Coefficient de la loi de Paris en fonction de la température	84
Tableau II.4	Amplitude de variation des températures de surface pour la région de Besançon (mars 93 - février 94)	85
Tableau II.5	Amplitude de variation des températures de surface pour la région de Nice (mars 93 - février 94)	85
Tableau II.6	Caractéristiques du modèle de Kelvin Voigt généralisé	85
Tableau II.7	Module élastique équivalent sur une amplitude de variation de température donnée	100
Tableau IV.1	Caractérisation du bitume 35/50 utilisé	146
Tableau IV.2	Résultat de compacité obtenu sur une éprouvette de BBSG 0/10	147
Tableau IV.3	Caractéristiques des éprouvettes	159
Tableau IV.4	Nombre de cycles moyens à l'amorçage de la fissure et à la rupture de l'éprouvette en fonction du niveau de sollicitation	161
Tableau V.1	Paramètre α identifié en fonction du niveau de contrainte de cisaillement initial	182
Tableau V.2	Paramètres α et β identifiés en fonction du niveau de contrainte de cisaillement initial	183
Tableau VI.1	Caractéristiques des différentes couches de la structure semi-rigide modélisée	199
Tableau VI.2	Hauteur fissurée par variations thermiques pendant 3 ans en fonction du pas de préfissuration	211
Tableau VI.3	Durée de vie (et nombre de cycles) en fonction du pas de préfissuration	212
Tableau VI.4	Influence de différents paramètres sur le temps de remontée de la fissure	214

Dans les annexes :

Tableaux B.1	Analyse granulométrique des fractions granulaires utilisées dans la composition du BBSG 0/10 continu	B.2
Tableau B.2	Composition du mélange	B.2
Tableau B.3	Caractéristiques et remarques sur les profils de rupture des éprouvettes testées	B.7
Tableaux C.1 et C.2	Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa	C.11
Tableau C.3 et C.4	Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,66 MPa	C.11

Tableaux C.5 et C.6	Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,35 MPa	C.12
Tableau C.7 et C.8	Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,25 MPa	C.12

BIBLIOGRAPHIE

- [ABD96] A.O. ABD EL HALIM et al. - "*Effect of the highway geometry and construction equipment on the problem of reflection cracks*" - Proceeding of the third RILEM – Conference on Reflective Cracking in Pavements – Maastricht – pp. 9 – 17 – 1996
- [ACH98] L. ACHIMASTOS – "*Appréciation de l'état structurel d'une chaussée souple à partir des observations de dégradations de surface*" – Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – mars 1998
- [AGL94] H. AGLAN, A. OTHMAN & L. FIGUEROA – "*Specific energy of damage as fracture criterion for asphaltic pavements*" – Transportation Research Record n° 1449 – pp. 57-63 – 1994
- [AGU81] AGUIRRE, MORROT, DE LA TAILLE, DOAN TU HO, BARGIACCHI, SMADJA, URON, GUAY & RONCIN – "*Etude comparée des essais de module complexe et de résistance à la fatigue des enrobés bitumineux*" – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées – n° 116 – 1981
- [AHM94] E. AHMIEDI – "*Etude de la propagation des fissures en milieu viscoélastique – Application aux enrobés bitumineux*" – Thèse de l'Université de Limoges – décembre 1994
- [ALI88] M. ALIMAMI – "*Contribution à l'étude de l'endommagement par fatigue des enrobés bitumineux*" – Rapport de recherche LPC n° 151 – Juin 1988
- [AND93] D.A. ANDERSON & T.W. KENNEDY – "*Developpement of SHRP binder specification*" – Proceedings of the annual meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists – 1993
- [AND91] D.A. ANDERSON, D.W. CHRISTENSEN & H. BAHIA – "*Physical properties of asphalt cement and developpement of performance-related specifications*" – Proceeding of the Association of Asphalt Paving Technologist – Vol. 60 – pp. 437-475 – 1991
- [ARA87] W. ARAND – "*Influence of bituminen hardness on the fatigue behavior of asphalt pavement of different thickness due to bearing capacity of subbase, trafic loading and temperature*" – Proceeding 6th international confernece on structural behavior of asphalt pavements – university of michigan – pp 65-71 – 1987
- [ARA90] W. ARAND – "*Behavior of asphalt aggregate mixes at low temperatures*" – proceeding of the 4th RILEM – Symposium on mechanical test of bituminous mixees – budapest – pp. 68-84 – 1990
- [ASS83] M. ASSI – "*Une méthode d'étude du comportement des enrobés bitumineux à la fatigue en cission*" – Rapport de recherche de LPC – n°118 – 1983
- [AVI97] AVIS TECHNIQUE : JOINT ACTIF® - n°102 - Comité Français pour les Techniques Routières – juillet 1997
- [BAB92] P.S. BABURAMANI – "*The dissipated energy concept in fatigue characterisation of asphalt mixes – a summary report*" – Research report ARR 235 – Australian Road Research Board – 1992
- [BAC80] C. DE BACKER – "*Les températures dans les structures routières*" – Centre de Recherches Routières – Vol; XXVI – N° 2 – 1980
- [BAU84] F.P. BONNAURE; A.H.J.J. HUIBERS & A.V. BOONDERS – "*A laboratory investigation of the influence of rest periods on the fatigue characteristics of bituminous mixes*" – Proceeding AAPT – vol 51 - pp.104-128 – 1984
- [BAU77] F. BAUNNAURE, G. GEST, A. GRAVOIS & P. UGE – "*A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixture*" Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists – vol. 46 – 1977
- [BAZ67] P. BAZIN & J.B. SAUNIER – "*Deformability, fatigue and healing properties of asphalt mixes*" – Proceeding of the second International Conference on the Structural design of Asphalt Pavement – Ann Arbor – Michigan – 1967

- [BER96] J.M. BERTAUX, S. LE CLERC, Y. MARCIANO, "*Du comportement à froid des bitumes et des enrobés bitumineux*" – Revue Générale des Routes et des Aérodrômes – n°739 - 1996
- [BER94] J.E.F. BERENDS, A.H. DE BONDT, A. SCARPAS – "*Influence of bond on the behavior of (un-)reinforced asphalt concrete overlays*" – report 7-94-203-18 - Road and Railroad Research Laboratory, delft university of technology – 1994
- [BEH88] M. BEHR & P. TROUILLET – "*Ouvrages d'art. Actions et sollicitations thermiques*" – Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées – n°155 – pp. 51-55 – mai&juin 1988
- [BON83] F. BONNAURE, A. HUIBERS & A. BOONDERS – "*Etude en laboratoire de l'influence des temps de repos sur les caractéristiques de fatigue des enrobés bitumineux*" - Revue Générale des Routes et des Aérodrômes – n°595 – pp 74-82 – 1983
- [BON99] A.H. DE BONDT – "*Anti-reflective cracking design of reinforced asphaltic overlays*" – PhD-Thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology – 1999
- [BON94] A.H. DE BONDT, A. SCARPAS– "*Theoretical analysis of shear Interface test set-ups*" – report 7-94-203-15 – Road and Railroad research Laboratory - Delft University of Technology – 1994
- [BON86] J. BONNOT – "*Le séminaire de l'USAP : thème 2 : l'entretien et la réparation des chaussées, entretien et remise en état des chaussées à couche de base en GTLH*" – RGRA 630 – pp 63-68 – 1986
- [BON88] J. BONNOT & al. – "*Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques*" – Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées – n° 156&157 – juillet&septembre 1988
- [BOU84] BOUTONNET, LIVET, DESCHASSOT – "*Thermal properties of some asphaltic concrete mixes*" - Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées – n° 73 – 1984
- [BRE90] M.J. BRENNAN, G. LOHAN & J.M. GOLDEN – "*A laboratory study of the effect of bitumen content, bitumen grade, nominal aggregate grading and temperature on the fatigue performance of dense bitumen macadam*" – Proceeding of the IVth International Rilem Symposium – Budapest – 1990
- [BRO93] S.F. BROWN, J.M. BRUNTON, R.J. ARMITAGE – "*Grid reinforced overlays*" - first RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Liège – pp 63-70 – 1993
- [BRO97] Y. BROUSSEAUD ET R. HIERNAUX – "*Etude de sensibilité aux déformations permanentes de bétons bitumineux européens et japonais par l'ornièreur LCPC. Mechanical test for bituminous mixes*" – Proceeding of the fifth International RILEM Symposium MTBM – pp. 309-316 – Lyon 14-16 mai 1997
- [BUI78] H.D. BUI – "*Mécanique de la rupture fragile*" – Edition Masson – 1978
- [BUR71] R.A. BURGESS, O. KOPVILLEM & F.D. YOUNG – "*Ste Anne test road relationships between predicted fracture temperatures and low field performance*" – Proceeding of the association of asphalt paving technologist – vol. 40 – pp. 148-193 – 1971
- [BUR43] D.M. BURMISTER – "*The theory of stresses and displacements in layered systems and applications of the design of airport runways*" – Proceedings of the Highway Research Board – vol. 23 – nov 1943
- [BUT82] J.W. BUTTON et al.– "*Textile interposé entre revêtement ancien et nouveau*" – 2^{ème} congré international des géotextiles – Las Vegas – 1982
- [CAR53] R. CADIERGUES - "*Isolation et protection des bâtiments*" – Traité du bâtiment, Edition Eyrolles, Paris – 1953
- [CAR83] S.H. CARPENTER – "*Thermal cracking in asphalt pavements : an examination of models and input parameters*" – USA CRREL – 1983
- [CAT75] CATALOGUE DES DEGRADATIONS DE CHAUSSEES – SETRA, LCPC – 1975

- [CHA87] J.L. CHABOCHE – "*La mécanique de l'endommagement et son application aux prévisions de durée de vie des structures*" – La recherche Aérospaciale – n° 4 – Juil-Août 1987
- [CHA92] J.J. CHAUVIN – "*Essai de fatigue : étude métrologique du comportement des éprouvettes*" – Rapport de recherche – Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Bordeaux – 1992
- [CHR67] R.M. CHRISTENSEN, P.M. NAGHIDI – "*Linear non-isothermal viscoelastic solid*" - Act.Mech. – Vol. 3 – pp. 1-12 – 1967
- [CHR82] R.M. CHRISTENSEN – "*Theory of viscoelasticity : an introduction*" – Second edition, Academic press – 1982
- [CLA89] C. CLAUWAERT, L. FRANCKEN – "*Etude et observation de la fissuration réfléctive au Centre de Recherches Routières belge*" – proceeding of the first RILEM – Conference on reflective cracking in pavements – Liège – pp. 170-181 – 1989
- [COL64] B.D. COLEMAN – "*Thermodynamics of materials with memory*" - Arch. Rat. Mech. Anal., Vol. 17, pp. 1-46 – 1964
- [COL82] G. COLOMBIER, M. LARTAUT, J-M. MACHET – "*Membranes antifissures : une nouvelle méthode d'essai*" - 3^{ème} Congrès international des Géotextiles – Vienne – 1982
- [COL89] G. COLOMBIER – "*Fissuration des chaussées : nature et origine des fissures; moyens pour maîtriser leur remontée*" – Proceeding of Reflective Cracking in Pavements – Liège – pp. 3-22 – 1989
- [COL93] G. COLOMBIER – "*Retarding measures for Crack propagation : state of the art*" – Proceedings of the second International RILEM Conference – Liège – 1993
- [COU89] L. COURARD, J.M. RIGO, R. DEGEIMBRE, J. WIERTZ – "*Compatibility between fibers and modified bitumens*" – proceeding of the first RILEM – Conference on reflective cracking in pavements – Liège – pp. 103-111 – 1989
- [DEG89] R. DEGEIMBRE & J. WIERTZ – "*Les bitumes modifiés par des polymères pour la réalisation de systèmes anti-reflective cracking*" – Proceeding of Reflective Cracking in Pavements – Liège – pp. 3-22 – 1989
- [DES81] P. DESTUNDER & M. DJAOUA – "*Sur une interprétation mathématique de l'intégrale de Rice en théorie de la rupture fragile*" – Math. Meth. in Appl. Sci. – Vol 3 – pp 70-87 – 1981
- [DIB87] H. DI BENEDETTO – "*Modélisation du comportement des géomatériaux : application aux enrobés bitumineux et aux bitumes*" - Thèse de doctorat d'état, Université scientifique technologique et médicale de Grenoble – 1987
- [DIB93] H. DI BENEDETTO, J. NEJI, J.P. ANTOINE & E. BLANC – "*Etude des remontées de fissures dans les chaussées semi-rigides*" – Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées – n°186 – pp 19-30 – Juillet-Août 1993
- [DIB90] H. DI BENEDETTO – "*Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux : résultats expérimentaux et formulation rhéologique*" – RILEM on Mechanical tests for bituminous mixes – Budapest – pp 387-401 – Oct. 1990
- [DIB96] H. DI BENEDETTO, M.A. ASHAYER SOLTANI & P. CHAVEROT – "*Fatigue Damage for Bituminous mixtures : a pertinent approach*" – Annual Meeting of the Association of Asphalt Pavement Technologist – Baltimore – mars 1996
- [DIB97] H. DI BENEDETTO, M.A. ASHAYER SOLTANI & P. CHAVEROT – "*Fatigue damage for bituminous mixtures*" – RILEM on Mechanical tests for bituminous mixes – Lyon – pp 263-270 – 1997
- [DOU95] E. BOUBBANEH – "*Comportement mécanique des enrobés bitumineux des petites aux grandes déformations*" - Thèse de doctorat – Institut National des Sciences Appliquées de Lyon – Octobre 1995
- [DOA77,] T.H. DOAN – "*Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC*" – Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées – numéro spécial V – 1977

- [DOA77₂] T.H. DOAN & S. SOLIMAN – "*Influence des paramètres de formulation sur le module et la résistance à la fatigue des graves bitumes*" – Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées – numéro spécial V – 1977
- [DUB95] F. DUBOIS – "*Interpolation d'une Loi de Fluage par Découplage en Fonctions Spectrales*" – Rapport interne n°5 – Laboratoire de Génie Civil d'Egletons – 1997
- [DUB97] F. DUBOIS, G. GHAZLAN, C. PETIT – "*Comportement à la Fissuration des Géocomposites Stratifiés à Comportement Viscoélastique Linéaire*" - Ouvrage géomatériaux et interactions - éd. Hermes – pp. 149-163 – 1997
- [DUB98] F. DUBOIS, M. ARFAOUI, D. LAVEISSIERE, C. CHAZAL & C. PETIT – "*Modélisation numérique du comportement thermoviscoélastique linéaire : Approche incrémentale par la méthode des éléments finis*" - Rapport Interne LGC Egletons - Université de Limoges – 1998
- [DUB99] F. DUBOIS, M. ARFAOUI, D. LAVEISSIERE & C. PETIT – "*A finite element thermoviscoelastic model :Application to pavement structures*" – 13th Engineering Mechanics Conference – ASCE – Baltimore – 1999
- [DUM93] P. DUMAS, J. VECOVEN – "*Process reducing reflective cracking : synthesis of laboratory tests*" – Proceedings of the second RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Liège – pp. 246-253 – 1993
- [DUR61] M. DURIEZ, J. ARRAMBIDE – "*Granulats, ciment, béton, constitution technique générale d'emploi*" – Traité de matériaux de construction - tome 1 - Edition Dunod – Paris – 1961
- [EAS96] S. M. EASA, A. SHALABY & A. O. ABD EL HALIM - "*Reliability-based model for predicting pavement thermal cracking*" - Journal of Transportation Engineering - Vol. 122 - No. 5 - pp. 374-380 – 1996
- [EIS92] J. EISENMAN, U. LAMPE, U. NEUMANN – "*Effect of polymer modified bitumen on rutting and cold cracking performance*" – Proceeding of the 7th Conference on asphalt pavement – Nottingham – pp. 83-94 – 1992
- [ELO93] A. ELOUARD – "*Etude numérique par éléments finis de la fissuration avec remailage automatique. Application à la mécanique des chaussées*" – Thèse de l'Ecole Nationales des Ponts et Chaussées – 1993
- [FAB74] T.R.J. FABB – "*The influence of mix composition, binder properties and cooling rate on asphalt cracking at low temperature*" – Proceeding of the association of asphalt paving technologist – vol. 34 – pp 285-331 – 1974
- [FAER 1.01] J.P. POILANE – "*Les mécanismes de fissuration – Synthèse relative aux fissures transversales*" – F.A.E.R. 1-01-34-2
- [FAER 34] "*Etude permettant de réduire les conséquences dommageables des fissures de retrait – Planches de Margennes*" – F.A.E.R. 34 – 27 – 7, 8 et 9
- [FER80] J.D. FERRY – "*Viscoelastic properties of polymers*" - 3rd ed. Wiley - New York
- [FLO98] "*Fissuration des chaussées en béton – Recommandations du projet national FLORE*" – Guide technique – LCPC – oct. 1998
- [FOU87] M.D. FOULKES, C.K. KENNEDY & T. BROOKER – "*Influence of mix design on reflection cracking growth rates through asphalt surfacing*" - Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor – July – 1987
- [FRA79] L. FRANCKEN – "*Fatigue d'un enrobé bitumineux soumis à des conditions réalistes*" – La technique routière – Bruxelles – vol 24 - n° 4 – 1979
- [FRA89] L. FRANCKEN & A. VANELSTRAETE – "*On the thermorheological properties of Interface systems*" - Reflective Cracking in Pavement – RILEM - Liège – 1989
- [FRA92] L. FRANCKEN & A. VANELSTRAETE – "*Interface systems to prevent reflective cracking*" – Modelling and experimental testing methods – 7th ISAP conference on asphalt pavement – Nottingham – vol1 pp; 45-60 – 1992

- [FRA93] L. FRANCKEN & A. VANELSTRAETE – "On the thermorheological properties of interlayer systems" – proceedings of the second RILEM Conference – Liège – pp. 206-219 – 1993
- [FRA94] L. FRANKEN & J. VERSTRAETEN – "Interlaboratory test program – Part II, repeated loading tests" – Draft report – RILEM TC 152 PBM – Performance of bituminous mixtures – 1994
- [FRA96] L. FRANCKEN, M. PARTL -, "Complex modulus testing of asphalt concrete account of a Rilem interlaboratory test program" - RILEM TC 152 PBM Paper presented of the Transportation Research Board and Meeting – Washington – 1996
- [GER87] A.H. GERRITSEN, C.A.P.M. VAN GURP, J.P.J. VAN DER HEIDE, A.A.A. MOLENAR, A.C. PRONK – "Prediction and prevention of surface cracking in asphalt pavements" – proc 6th Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor - vol 1 pp 378-391 – 1987
- [GER88] A.H. GERRITSEN & D.J. JONGENEEL – "Fatigue Properties of Asphalt Mixes Under Conditions of Very Low Loading Frequencies" – Shell International Petroleum Company Limited – Amsterdam – The Netherlands – 1988
- [GHA93] G. GHAZLAN, S. CAPERAA – "Modelisation numerique des structures viscoélastiques par éléments finis: modele mathématique incremental par decomposition spectrale" - Rapport interne n°1 – 1993
- [GHA94] G. GHAZLAN, C. PETIT – "Méthode incrémentale par décomposition spectrale pour l'étude des structures viscoélastiques fissurées" - Premier colloque scientifique du réseau de laboratoires Géomatériaux Environnement Ouvrages (G.E.O) – Aussois - 1994
- [GHA95a] G. GHAZLAN, F. DUBOIS, S. CAPERAA – "A computational method for the linear analysis of layered viscoelastic structures using generalized variables" - 1st International Conference on Mechanics of Time Dependent Materials - pp. 270-275 – 1995
- [GHA95b] G. GHAZLAN, S. CAPERAA, C. PETIT – "An incremental formulation for the linear analysis of thin viscoelastic structures using generalized variables" - Int. J. of Num. Meth. Engin. - Vol. 38 - pp. 3315-3333 – 1995
- [GOA82] H. GOACOLOU & J.P. MARCHAND – "Fissuration des couches de roulement" – 5^{ème} conférence internationale sur les chaussées bitumineuses – Delft – 1982
- [GOA83] H. GOACOLOU, J-P. MARCHAND, A. MOURADITIS – "Analysis of cracking in pavement and the computation of the time of reflection" - Bulletin de liaison du laboratoire des Ponts et Chaussées, n° 125 – 1983
- [GOD77] R. GODDARD & W.D. POWELL – "Résistance à la fatigue des enrobés denses et influence des facteurs de formulation et température" – Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées - numéro spécial V – 1977
- [GRZ93] W. GRZYBOWSKA, J. WOJTOWCZ, L. FONFERKO – "Application of geosynthetics to overlays in Cracow region of Poland" – Proceedings of the 2nd RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements – Liège – pp. 290-298 – 1993
- [GTE94] GUIDE TECHNIQUE – Conception et dimensionnement des structures de chaussées – Ed. LCPC et SETRA – Paris – déc. 1994
- [GUZ00] K.A. GUZLAN & S.H. CARPENTER – "Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing" – Transportation Research Record – n° 1723 – pp. 141-149 – 2000
- [HAA89] R. HAAS, P.E. JOSEPH – "Design oriented evaluation of alternatives for reflection cracking through pavement overlays" – RILEM Conference on the Reflective Cracking in pavement – liège – pp. 23-46 – 1989
- [HIG84] W.H. HIGHTER & D.J. WALL – "Thermal properties of some asphaltic concrete" – Transportation Research Record – n° 968 – pp. 38-45 – 1984
- [HOP89] P.C. HOPMAN, P.A.J. KUNST & A.C. PRONK – "A renewed interpretation metho for fatigue measurements : verification of miner's rule" – Proceedings of the 4th Eurobitume Symposium – Madrid – Vol.1 – 1989

- [HOP96] P.C. HOPMAN – "*VEROAD : A viscoelastic multilayer computer program*" – Transportation research record – pp. 72 – 80 – vol 1539 – 1996
- [HOO64] C.C. HOOKS & W.H. GOETZ – "*Laboratory thermal expansion measuring techniques applied to bituminous concrete*" – Lafayette, School of civil engineering, Purdue University, Indiana – Report AD-757419 – 1964
- [HRB66] HIGHWAY RESEARCH BOARD – "*Essai AASHO*" – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées – n° spécial E – 1966
- [HUB94] G. A. HUBER AND D. S. DECKER - "*Validation of SHRP A-003A Flexural Beam Fatigue Test*" - Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship of Performance – ASTM STP 1265 - American Society for Testing and Materials – Philadelphia – 1994
- [HUE63] C. HUET – "*Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés*" - Thèse de docteur Ingénieur - Faculté des sciences de l'université de Paris – 1963
- [HUH95] HUHTALA – "*The rheology of bituminous mixtures*" - Proceeding of the first European Workshop on the rheology of bituminous binders, Bruxelles – 1995
- [HVE58] F.N. HVEEM – "*Types and Causes of Failure in highway pavements*" – Highway Research Board – n° 187 – 1958
- [IRW57] G.R. IRWIN – "*Analysis of stresses and strains near the end of crack traversing a plate*" – Journal of Applied Mechanics – Sept 1957
- [ISA97] U. USIACSSON, T.S. VINSON & H. ZENG – "*The influence of material factors on low temperature cracking of asphalt*" – Mechanical Test for Bituminous Mixes – Proceeding of the fifth international RILEM Symposium MTBM, Lyon – pp 375-382 – mai 1997
- [JAC90] M. JACOBS – "*Determination of crack growth parameters of asphalt concrete, based on uniaxial dynamic tensile tests*" – Proceeding of the fourth RILEM symposium on mechanical test for bituminous mixes – Budapest – pp. 483-496 – 1990
- [JAC92] M.M.J. JACOBS, A.H. DE BOND, A.A.A. MOLENAAR & P.C. HOPMAN – "*Cracking in asphalt concrete pavements*" - Seventh International Conference on Asphalt Pavements - Nottingham University, U.K. – 1992
- [JAC95] M.M.J. JACOBS – "*Crack growth in asphalt mixes*" – PhD – Delft University of Technology – 1995
- [JAY87] P.W. JAYAWICKRAMA & R.L. LYTTON – "*Methodology for predicting asphalt concrete overlay life against reflection cracking*" – Proceeding of the 6th International Conference on Structural Design of Asphalt pavements – Ann Arbor – pp 912-924 – 1987
- [JIM79] R.A. JIMENEZ, G.R. MORRIS & D.A. DADEPPO – "*Test for strain-attenuating asphaltic materials*" – proceedings A.A.P.T., vol 48, pp 163-191 – 1979
- [JOE84] G. JOEFFROY & R. SAUTEREY – "*Cours de routes – Dimensionnement des chaussées*" – Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – 1984
- [JOF96] C. JOFRE, J. VAQUERO & C. KRAEMER – "*Performance of precracked cement treated layers in Spain*" – 3rd Proceeding of Reflective cracking in Pavement – Maastricht – pp 72-81 – 1996
- [JOL93] Y. JOLIVET, M. MALOT & B. RONCIN – "*Apport de l'émission acoustique dans la simulation de l'endommagement de structures bitumineuses*" – Eurobitume, European Bitumen Association – 1993
- [KAC58] L.M. KACHANOV – "*Time of the rupture process under creep conditions*" – ISV. Akad. Nauk. SSR – Otd Teckh. Nauk. n° 8 – 1958
- [KAN92] H. KANERVA – "*Effect of asphalt properties on low temperature cracking of asphalt mixtures*" – proceeding of the 7th conference on asphalt pavement – nottingham – vol 2 – pp. 95-97 – 1992

- [KIM92] Y.R. KIM, N. KIM & N.P. KHOSLA – "*Effects of aggregate type and gradation on fatigue and permanent deformation of asphalt concrete*" – ASTM STP 1147 – Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance – American society for testing materials – Philadelphia – 1992
- [KIN93] G.N. KING, H.W. KING, O. HARDERS, W. ARAND & P. PLANCHE – "*Influence of asphalt grade and polymer concentration on the low temperature performance of polymer modified asphalt*" – Proceeding of the association of asphalt paving technologist – Vol. 62 – 1993
- [LAV98₁] D. LAVEISSIERE ET C. PETIT – "*Modélisation de la fissuration par fatigue de chaussées préfissurées sous sollicitations thermiques*" – R.G.R.A. – n°760 – pp. 49-53 – 1998
- [LAV98₂] D. LAVEISSIERE, A. MILLIEN, C. PETIT ET J. ROSIER – "*Modélisation du comportement des chaussées dans leur environnement . Action climatique et trafic routier*" – 17^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil - OE'98 – pp. 291-298 – Reims – 1998
- [LCPC94] CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DE CHAUSSEES - *Guide technique* - édité par le LCPC et le SETRA – décembre 1994
- [LCPC98] "*Catalogue des structures – Types de chaussées neuves*" – 1998
- [LCPC74] "*Assises traitées aux liants hydrauliques*" – Journées d'informations – Nantes – 1974
- [LEE97] H.J. LEE & Y.R. KIM – "*Prediction of fatigue damage in asphalt concrete using a viscoelastic continuum damage model*" – RILEM on Mechanical tests for bituminous mixes – Lyon – pp 263-270 – 1997
- [LEM85] J. LEMAITRE, J.L. CHABOCHE – "*Mécanique des matériaux solides*" - éd. Dunod.
- [LEM97] E. LEMARCHAND – "*Modélisation du comportement en fatigue du matériau de chaussées*" – DEA de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – 1997
- [LES95] D. LESUEUR & D. DEKKER – "*Fatigue resistance : What's wrong with dissipated energy ?*" – Eurobitume Workshop – The rheology of bituminous binders – Bruxelles – 1995
- [LEU00] Y. LEFEUVRE, C. DE LA ROCHE & J.M. PIAU. – "*Asphalt material fatigue test under cyclic loading : an interpretation based on a viscoelastic model including unilateral damage*" – Eurasphalt and Eurobitume Congress - Barcelona – sept. 2000
- [LEU79] R.L. LEUTNER – "*Reaserch on adhesion between layers of flexible pavements*" - Bituminen 3 – 1979
- [LIN77] R. LINDER – "*Application de l'essai de traction directe aux enrobés bitumineux*" – Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées – n° V spécial – 1977
- [LIT67] G. LITTERFIELD – "*Thermal expansion and contraction characteristics of Utah asphaltic concretes*" – Proceeding of the association paving technologist – Vol. 36 – pp 673-701 – 1967
- [LOU95] H. LOUATI – "*Etude du comportement en fatigue par chargement axial des revêtements bitumineux*" – Thèse de Doctorat d'Enseignements et de Recherche de l'Ecole Nationale Supérieure des Arts et Métiers d'Angers – 1995
- [MAJ70] K. MAJIDZADEH, E.M. KAUFMAN & D.V. RAMASAMOOJ – "*Application of fracture mechanics in the analysis of pavement fatigue*" – Proceedings A.A.P.T. – vol. 40 – pp. 227-246 – 1970
- [MAM88] M.S. MAMLOUK & R.T. SAROFIM – "*Modulus of asphalt mixes – an unresolved dilemma*" – Transportation Research Record n°1171 – TRB – 1988
- [MAR82] J.P. MARCHAND & H. GOACOLOU – "*Cracking in wearing courses*" – Proceedings of the Vth International Conference on the structural Design of Asphalt Pavements – Delft – pp. 741-757 – 1982
- [MAR97] Y. MARCIANO & J.M. BERTAUX – "*Low temperature behavior of asphalt mixes, THERMOSTRESS model : A comuter program for calculating thermal stresses in*

- asphalt mixes*" – Mechanical test for bituminous mixes – Proceeding of the fifth International RILEM Symposium MTBM – Lyon – pp 437-442 – mai 1997
- [MOL83] A.A.A. MOLENAAR – "*Structural performance and design of flexible road construction and asphalt concrete overlays*" – Doct. Thesis – Delft – The Netherlands – 1983
- [MON65] C.L. MONISMITH, G.A. SECOR & K.E. SECOR – "*Temperature induced stresses and deformations in asphalt concrete*" – Proceedings AAPT, vol. 34 – pp 248-285 - 1965
- [MON80] C.L. MONISMITH – "*Reflection cracking, Analyses, laboratory studies and design considerations*" – proceedings A.A.P.T. – vol 49 – pp. 268-313 – 1980
- [MOU90] F. MOUTIER & J.L. DELORME – "*Le contrôle de la qualité des enrobés à l'aide la machine asservie d'essais rhéologiques*" – Proceedings of the 4th International RILEM Symposium – pp 234-266 – 1990
- [MOU92] F. MOUTIER – "*Utilisation de la Presse à Cisaillement Giratoire et de l'Orniéreur dans la méthode française de formulation des enrobés*" – Proceedings of the 5th Eurobitume Congress – Stockholm – vol IV – Juin 92
- [MOR94] L. MORICEAU – "*Etude du comportement à la fatigue des bétons bitumineux*" – Travail de fin d'étude – ENTPE – Juin 1994
- [MYR92] J. MYRE – "*Fatigue of asphalt materials for norwegian conditions*" – Proceeding of the 7th International Conference on Asphalt Pavements – Nottingham – vol 3 – 1992
- [NCH82] "*Synthesis of the Highway n° 92 minimizing reflection cracking of the pavement overlays*" – sept 1982
- [NEI97] N. MONDHER – "*Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux : expérimentation et modélisation*" – Thèse de doctorat – INSA de Lyon – 1997
- [NEJ92] J. NEJI – "*Fissuration des chaussées semi-rigides – Expérience et modélisation*" – Thèse de doctorat – Ecole Centrale de Paris – Juin 1992
- [NIL96] R.N. NILSON, I. OOST, P.C. HOPMAN – "*Viscoelastic Annalysis of full-scale pavements : validation of VEROAD*" – Transportation Research Road – pp. 81 – 87 – vol 1539 – 1996
- [NUN89] M.E. NUNN – "*An Investigation of reflection Cracking in composite Pavements in the UK*" – Reflective Cracking in Pavement - RILEM- Liège – 1989
- [OFR94] "*Planches comparatives avec bitumes modifiés et ajouts*" – rapport n° 1 : chaussées et liants – office Federale des routes, service des routes nationales du canton du valais, laboratoire des voies de circulation (LAVOC) de l'EPFL – oct. 94
- [PAI00] J.C. PAIS & P. PEREIRA – "*Evaluation of reflective cracking resistance in bituminous mixtures*" - fourth RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Ottawa – pp 93-102 – 2000
- [PAR61] P.C. PARIS, P.C. GOMEZ & W.E. ANDERSON – "*A rational analytical theory of fatigue*" – University of Washington –vol 13 - n°1 – 1961
- [PAR63] P.C. PARIS, F. ERDOGAN – "*A critical analysis of crack propagation laws*" – Journal of Basic Engineering, Transaction of the american society of mechanical engineering, Series D, 85, n° 3 – 1963
- [PET94] C. PETIT – "*Généralisation et application des lois de mécaniques de la rupture à l'étude des structures et matériaux préfissurés*" – H.D.R. de l'Université de Limoges – 1994
- [PET02] C. PETIT, D. LAVEISSIERE & A. MILLIEN – "*Modelling down to top cracking in localised fatigue shear band overpre-cracking joints in pavements submitted to traffic loading - From experimental tests to pavement finite element modelling*" – 3rd International symposium of 3D finite element for pavement analysis, design & research – Amsterdam – avr. 2002
- [PIA89] J.M. PIAU – "*Modélisation thermomécanique du comportement des enrobés bitumineux*" – Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées – n°163 – 1989

- [PIA96] J.M. PIAU, J.V. HECK – "*Comportement des enrobés bitumineux, passage du domaine fréquentiel au domaine temporel*" - Rapport de recherche - L.C.P.C. – Nantes
- [PHI67] A. PHILIPPE – "*Méthode provisoire d'évaluation des profondeurs atteintes par le gel dans les sols et les chaussées*" – Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées – n° 28 – Nov-déc 1967
- [POI] J.P. POILANE – "*Synthèse relative aux fissures transversales*" L.R. Autun – FAER 1.01.34.2
- [PRA65] E. PRANDI – "*Etudes sur la fissuration des graves traitées au laitier granulé*" – Bull de Liaison des P&Ch. – 15 – pp. 5-5 5-8 – 1965
- [PRO95] A.C. PRONK – "*Evaluation of the dissipated energy concept for the interpretation of fatigue measurements in the crack initiation phase*" – Research report n° P. DWW-95.001 – Ministerie Van Verkeer en Waterstaat – Directoraat Generaal Rijkswaterstaat – pays Bas – 1995
- [PRO96] A.C. PRONK, R.L. KRANS & F. VAN GOGH – "*Temperature increase in an asphalt beam during fatigue : theory and practice*" – CROW Workshop – Pays Bas – 1996
- [PRO97] A.C. PRONK – "*Fatigue lives of asphalt beams in 2 and 4 point dynamic bending tests based on a 'new' fatigue life definition using the dissipated energy concept*" – Ministerie Van Verkeer en Waterstaat – report W-DWW-97-056 – 1997
- [RAI72] K.D. RAITHY & A.B. STERLING – "*Some effects of loading history on the fatigue performances of rolled asphalt*" – TRRL Report L.R. 496 – U.K. – 1972
- [RAO90] S.C.S. RAO TANGELLA, J. CRAUS, J.A. DEACON & C.L. MONISMITH. – "*Summary report on fatigue response of asphalt mixtures*" – SHRP project A-003-A, Institute of Transportation Studies university of California – Berkeley – 1990
- [RIG93] J.M. RIGO and al. – "*Laboratory testing and design method for reflective cracking interlayers*" - first RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Liège – pp 79-87 – 1993
- [RIV96] N. RIVIERE – "*Comportement en fatigue des enrobés bitumineux*" – Thèse de Doctorat – Université de Bordeaux – 1996
- [ROC90] C. DE LA ROCHE SAINT ANDRE – "*Contribution à l'étude du comportement thermomécanique des enrobés bitumineux*" – DEA de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat - 1990
- [ROC94₁] C. DE LA ROCHE, J.F. CORTE, J.C. GRAMSAMMER, H. ODEON, L. TIRET & G. CAROFF – "*Etude de la fatigue des enrobés bitumineux à l'aide du manège de fatigue du LCPC*" – Revue Générale des Routes et des Aéroports – n°716 – 1994
- [ROC94₂] C. DE LA ROCHE & N. SANSON – "*Caractérisation expérimentale de la dissipation thermique dans un enrobé bitumineux sollicité en fatigue*" – Document de recherche LCPC – sujet n°2.01.10.4 – 1994
- [ROC96] C. DE LA ROCHE – "*Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux. Expérimentation et nouvelles perspectives d'analyse*" – Thèse de Doctorat de l'ECP-LCPC – 1996
- [ROW93] G.M. ROWE – "*Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test*" – Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT) – Vol. 62 – 1993
- [SAB92] K. SAB & H. ZENZRI – "*Modélisation et simulation de l'endommagement par fatigue dans les chaussées bitumineuses*" – Annales des Ponts et Chaussées – 3ème trimestre – 1992
- [SAI88] S. SAIDS – "*Fatigue characteristics of asphalt concrete mixtures*" – Rapport de recherche n° 413 00503-8– Statens Väg-Och Trafikinstitut – 1988
- [SAU68] J. SAUNIER – "*Autoréparation des enrobés bitumineux*" – Revue Générale des Routes et des Aéroports – n°435 – pp 69-72 – 1968

- [SAY65] G. SAYEGH – "*Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux*" – Thèse de docteur ingénieur – faculté des sciences Paris – 1965
- [SCA93] A. SCARPAS, J. BLAAUWENDRAARD, A.H. DE BONDT, A.A.A. MOLENAAR – "*CAPA : A modern tool for analysis and design of pavements*" – Proceedings of the second International Conference on Reflective Cracking in Pavements – pp. 121-128 – 1993
- [SCA97] A. SCARPAS, R. AL-KHOURY, C. VAN GURP & S. ERKENS – "*Finite element simulation of damage development in asphalt concrete pavements*" – Proc Asphalt Pavement – Seattle – 1997
- [SCH69] R.A. SCHAPERY – "*Further development of a thermodynamic constitutive theory : Stress formulation, Purdue University*" - Report No. AA & ES. 69-2.
- [SCH70] R.A. SCHAPERY – "*On a thermodynamic constitutive theory and its application to various nonlinear materials*" - Proc. 1968 IUTAM Symposium on thermoinelasticity – Scotland - Springer-Verlag – pp. 259-285.
- [SCH66] R.J. SCHMIDT & L.E. SANTUCCI – "*A practical method for determining the glass transition temperature of asphalts and calculation of their low temperature viscosities*" – Proceeding of the association of asphalt paving technologist – vol. 35 – pp. 61-90 – 1966
- [SEE85] S.B. SEEDS, B.F. MC COLLOUGH, F. CARMICHEL – "*Asphalt concrete overlay design procedure for the portland cement concrete pavements*" – Transportation Research Record 1007 – Washington D.C. pp. 26-36 – 1985
- [SER96] J.P. SERFASS, B. MAHE DE LA VILLEGIE – "*Apports des enrobés avec fibres dans la lutte contre les remontées de fissures*" – Proceedings of the 3rd International RILEM Conference, Maastricht – 1996
- [SIC93] D. SICARD – "*Remontée des fissures dans les chaussées, essais de comportement en laboratoire par flexion sur barreaux*" - first RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Liège – pp 290-298 – 1993
- [SIM00] J.W. SIMONS & L. SEAMAN – "*Finite-element of fatigue lifetime in pavements*" – Transportation Research Record – n° 1709 – pp. 36-42
- [SHA78] R.A. SHAPERY – "*A methd for predicting crack growth in non homogeneous viscoelastic media*" – Int. Journal of fracture mecahnics – pp. 293-309 – 1978
- [SHA87] M.Y. SHAHIN, R. KIRCHNER, E. BLACKMON – "*Analysis of Asphalt Concrete Layer Slippage and its Effect on Pavement Performance and Rehabilitation Design*" - Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements - University of Michigan - Ann Arbor – July 1987
- [SHA74] M.Y. SHAHIN, B.F. MC CULLOUGH – "*Damage model for Predicting temperature cracking in flexible pavements*" - Record 521 – Transportation Record Serach Board – pp 30-46 – 1974
- [SHA96] M.A. SHAHID M.A. & N.H. THOM – "*Performance of cement bound bases with controlled cracking*" - 3rd Proceedinf of Reflective cracking in Pavement – Maastricht – pp 55-64 – 1996
- [SHI64] B.P. SHIELDS – "*Current studies intransverse cracking of asphalt pavements*" – proceedings of the conference on recent developments in design and construction of asphalt pavements – University of Alberta – Canada – 1964
- [SOL76] S. SOLIMAN – "*Influence des paramètres de formulation sur le comportement à la fatigue d'un enrobé bitumineux*" – Rapport de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées – n°58 – 1976
- [SOL93] M. SOLAIMANIAN & T.W. KENNEDY – "*Predicting maximum pavement surface temperature, using maximum air temperature and hourly solar radiation*" – Transportation Research Record n°1417 – 1993 – pp. 1-11.
- [SOL98] M.A. ASHAYER SOLTANI – "*Comportement en fatigue des enrobés bitumineux*" – Thèse de doctorat INSA de Lyon – 1998

- [SOU96] J.B. SOUSA, S. SHATNAWI & J. COX – "*An approach for investigation reflective fatigue cracking in asphalt-aggregate overlays*" – third RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Maastricht – pp 103-112 – 1996
- [SOU00] J.B. SOUSA, J.C. PAIS & R.N. STUBSTAD – "*Mode of loading in reflective and flexural fatigue cracking – A Numeric Evaluation*" – fourth RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Ottawa – pp 23-35 – 2000
- [STE81] C. STEFANI – "*Etude thermique des phénomènes de fatigue dans les matériaux composites bitumineux*" – Journée physique des Arcs – LCPC – pp 51-54 – 1981
- [STO96] S.M. STOFFELS & F.D. KWANDA – "*Determination of the coefficient of thermal contraction of asphalt concrete using the resistance strain gage technique*" – Annual meeting of the Association of Asphalt Paving Technologist – Baltimore – mars 1996
- [SOU96] J.B. SOUSA, S. SHATNAWI & J. COX – "*An approach for investigating reflective fatigue cracking in asphalt-aggregate overlays*" – Proceeding of the 3rd International RILEM Conference on reflective cracking in pavements – Maastricht – 1996
- [SUG84] T. SUGAWARA & A. MORIYOSHI – "*Thermal fracture properties of asphalt mixes under condition of very low loading frequencies*" – Shell international petroleum Company Limited – Amsterdam – The netherlands – 1988
- [TAY92] A.A. TAYEBALI et al. – "*Fatigue response of asphalt-aggregate mixes*" – SHRP project A-003A, Institute of Transportation Studies University of California – Berkeley – 1992
- [UGE76] P. UGE, A. GRAVOIS & J.N. LEMAIRE – "*Le comportement en fatigue des enrobés bitumineux : influence du liant*" – Revue Générale des Routes et des Aéroports – n° 521 – pp 43-55 – juin 1976
- [ULL97] P. ULLIDTZ & T.L. KIELER – "*Finite element simulation of asphalt fatigue testing*" – RILEM on Mechanical tests for bituminous mixes – Lyon – pp. 233-239 - 1997
- [VAL55] B.A. VALLERGA – "*On asphalt pavement performance*" – Association of Asphalt Paving Technologists – vol. 24 – pp. 79-102 – 1955
- [VAN77] W. VAN DIJK & W. WISSER – "*The energy approach to fatigue pavement design*" – Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT) – vol 46 – pp. 1-40 – 1977
- [VAN96] A. VANELSTRAETE & L. FRANCKEN – "*Laboratory testing and numerical modelling of overlay systems on cement concrete slabs*" – Proceedings of the third RILEM Conference on reflective cracking pavement – Maastricht – pp 211-220 – 1996
- [VAN89] C.A.P.M. VAN GURP & A.A.A. MOLENAAR – "*Simplified method to predict reflective cracking in asphalt overlays*" – RILEM Conference on reflective cracking in pavement – Liège – pp. 190 – 198 – 1989
- [VAN54] C. VAN DER POEL – "*A general system describing the viscoelastic properties of bitumens and its relation to routine test data*" – Journal of applied Chemistry – Vol 4 – part 5 – 1954
- [VAN55] C. VAN DER POEL – "*Time and temperature effects on the deformation of asphaltic bitumens and bitumen mineral mixtures*" – Soc. of Plastics Eng. J. – vol II – n°7 – 1955
- [VAL91] C.P. VALKERING & D.J. JONGENEEL – "*Acoustic emission for evaluating the relative performance of asphalt mixes under thermal loading conditions*" – Proceeding of the association of asphalt paving technologist – vol 60 – pp 160-187 – 1991
- [VEC89] J.H. VECOVEN – "*Méthode d'étude de systèmes limitant la remontée de fissures dans les chaussées*" – Proceedins of the first RILEM conference on Reflective Cracking in Pavements – pp. 57-62 – 1989
- [VER74] J. VERSTRAETEN – "*Loi de fatigue en flexion répétée des mélanges bitumineux*" – Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées – n° 70 – mars 1974

- [VER89] A. VERGNE, C. PETIT, X. ZHANG, S. CAPERAA & B. FAURE – "*Simulation numérique de la remontée d'une fissure dans une structure routière*" – Proceeding of the 1st RILEM conference on the reflective cracking in pavement – Liège – 1989
- [VIN92] T.S. VINSON, N.M. JACKSON, & D.H. JUNG – "*Thermal Cracking resistance of asphalt concrete : an experimental approach*" – 7th International conference on asphalt pavements – pp; 395-409 – 1992
- [VIN97] T.S. VINSON, N. JACKSON – "*Analysis of thermal fatigue distress of asphalt concrete pavements*" – Proceeding 75th annual meeting of the T.R.B. in Washington – 1997
- [WEN97] L. WENDLING & J.M. PIAU – "*MEFISTO : un nouveau banc de fissuration pour l'étude de la fissuration en mode mixte des enrobés bitumineux*" – 4^{ème} réunion annuelle GEO – Aussois 1997
- [WEN98] N. WENDLING, L. WENDLING & J.M. PIAU – "*Fissuration par fatigue en mode I d'éprouvette en béton bitumineux semi-grenu 0/10*" – Rapport interne – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées/Laboratoire régional d'Autun – 1998
- [YAM93] I. YAMAOKA, D. YAMAMOTO, T. HARA – "*Laboratory fatigue testing of asphalt concrete pavements containing fabric interlayers and field*" – first RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavement – Liège – pp 49-56 – 1993
- [YOD75] E.J. YODER, M.W. WITCZAK – "*Principles of pavement design*" – John Willey and sons – 1975
- [WILL 64] WILLIAM – "*Structural analysis of viscoelastic materials*" - AIAA J. 5 – pp. 785-808 – 1964
- [ZEN92] H. ZENZRI – "*Endommagement anisotrope par fatigue. Application au calcul d'une structure de chaussée bitumineuse*" – Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées – 1992
- [ZIE68] O.C. ZIENKIEWICZ, M. WATSON, I.P. KING – "*A numerical method of viscoelastic stress analysis*" - Int. J. Mech. Sci. - Vol. 10 - pp. 807-827 – 1968
- [ZOC97] M.A. ZOCHER, S.E. GROVES & D.H. ALLEN – "*A three-dimensional finite element formulation for thermoviscoelastic orthotropic media*" - Int. J. for Num. Meth. In Eng. - Vol. 40 - pp. 2267-2288 – 1997

**L'UNIVERSITE DE LIMOGES
FACULTE DES SCIENCES
ECOLE DOCTORALE STS**

THESE

présentée pour obtenir le grade :

Docteur d'Université

Spécialité : Génie Civil

par

Delphine LAVEISSIERE

**MODELISATION DE LA REMONTEE DE FISSURE EN
FATIGUE DANS LES STRUCTURES ROUTIERES PAR
ENDOMMAGEMENT ET MACRO-FISSURATION**

***DE L'EXPERIMENTATION A L'OUTIL DE DIMENSIONNEMENT POUR
L'ESTIMATION DE LA DUREE DE VIE***

ANNEXES

Soutenue le 06 mars 2002 à Egletons

- M. ALAIN VERGNE (Président)
- M. LOUIS FRANCKEN (Rapporteur)
- M. JUAN MARTINEZ (Rapporteur)
- M. HERVE DI BENEDETTO (Examineur)
- M. JEAN-MICHEL PIAU (Examineur)
- M. FRANCIS LETAUDIN (Invité)
- M^{elle} ANNE MILLIEN (Examineur)
- M. CHRITOPHE PETIT (Examineur)

ANNEXE A
MODELE THERMOVISCOELASTIQUE

A.1. Thermoviscoélasticité linéaire

Sous des chargements peu sévères, le béton bitumineux présente un comportement linéaire héritant des propriétés viscoélastiques dont les caractéristiques sont fortement dépendantes de la température. D'après les travaux de Colman [COL64], une approche thermodynamique des milieux viscoélastiques permet de déterminer le comportement qualifié de 'thermodynamiquement simple' en définissant, d'une part, l'énergie libre et, d'autre part, une loi de conduction de la chaleur à l'aide de variables d'état. D'après une démarche de Christensen et al [CHR67], il est possible d'exprimer la déformation en fonction de l'enthalpie libre. D'ailleurs, il est démontré que cette dernière permet de quantifier le comportement thermodynamique du système étudié [CHR82]. Ainsi, en considérant une continuité par rapport aux variables d'état, représentées par le tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ et la température T , l'équation constitutive, définissant le tenseur des déformations $\underline{\underline{\varepsilon}}$, admet la forme suivante :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(t) = \int_{-\infty}^t \underline{\underline{J}}(\xi - \xi') \cdot \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}}{\partial \tau} d\tau + \int_{-\infty}^t \underline{\underline{\alpha}}(\xi - \xi') \cdot \frac{\partial \theta}{\partial \tau} d\tau \quad (1)$$

θ représente l'écart de température par rapport à une température de référence notée T_o . $\underline{\underline{J}}$ et $\underline{\underline{\alpha}}$ désignent, respectivement, le tenseur de fluage mécanique et thermique. Pour un matériau tel que le béton bitumineux, Huet [HUE63] a montré que son comportement viscoélastique obéit au principe d'équivalence temps/température caractérisant également les matériaux dits thermorhéologiquement simples. Cette équivalence se traduit par l'égalité suivante :

$$\xi - \xi' = \int_{t'}^t \frac{d\tau}{a_T(T)} \quad (2)$$

ξ , appelé temps réduit, représente une dilatation de l'espace temporel via la fonction de translation a_T qui dépend de la température T , [FER80]. L'extension de ce concept, à un grand nombre de températures, permet de construire une courbe maîtresse caractérisant le matériau, à la température de référence T_o , pour une plage de temps considérablement élargie. Cependant, la détermination de la fonction a_T demeure empirique. Williams et al [WIL64] en propose la forme suivante :

$$\log a_T(T) = -\frac{c_1 \cdot (T - T_o)}{c_2 + (T - T_o)} = -\frac{c_1 \cdot \theta}{c_2 + \theta} \quad (3)$$

c_1 et c_2 représentent deux constantes intrinsèques au matériau. Dans le but d'introduire le comportement thermoviscoélastique, défini par la formulation (1), dans un code aux éléments finis, une approche thermodynamique permet de considérer, à moindres frais, l'hérédité du matériau tout en offrant des temps de calcul raisonnables.

A.2. Approche thermodynamique incrémentale

En utilisant un nombre fini de variables internes pour retracer l'historique du matériau, [SCH70] [LEM88], il est possible de donner une représentation rhéologique du comportement [SCH69]. Par exemple, le modèle de Kelvin Voigt généralisé génère un comportement tout à fait représentatif de l'intégrale de Boltzmann (1). L'hypothèse de linéarité nous invite à considérer, dans un premier temps, un comportement uniaxial. La généralisation tridimensionnelle s'effectuera par application du principe de superposition [ZIE68].

A.2.1. Comportement uniaxial

Afin d'exprimer le fluage mécanique et thermique, il est naturel de baser notre étude sur un modèle de Kelvin Voigt généralisé, *figure A.1*, composé de ressorts de rigidité $k^{(m)}$ ($m \in \{0;1;\dots;M\}$) et

d'amortisseurs de viscosité $\eta^{(n)}$, à la température T_o , ($n \in \{1; \dots; M; \infty\}$). La sollicitation et la réponse sont, respectivement la contrainte σ et la déformation ε .

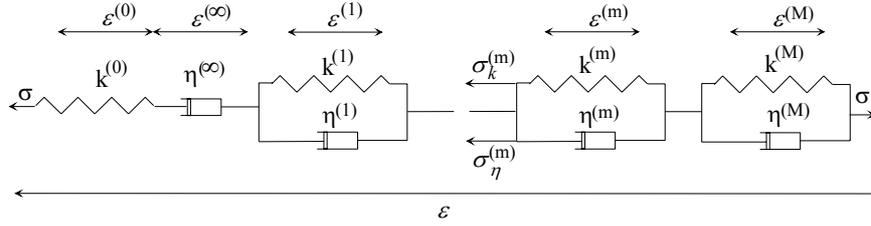


Figure A.1 : Modèle de Kelvin Voigt généralisé uniaxial

Par application du principe d'équivalence temps/température, si l'effet de la température agit uniquement sur l'amortisseur, la dilatation thermique, via le coefficient de dilatation $\alpha^{(m)}$, affecte seulement le ressort, [DIB87]. Pour ces deux composants, nous obtenons les comportements basiques suivants :

$$\sigma(t) = k^{(m)} \cdot (\varepsilon - \alpha^{(m)} \cdot \theta) \quad (4)$$

$$\sigma(t) = a_T \cdot \eta^{(n)} \cdot \frac{d\varepsilon}{dt} \quad (5)$$

Le modèle de Kelvin Voigt généralisé étant composé d'une association de ressorts et d'amortisseurs, nous adoptons une partition des déformations, proposée en figure A.1, prenant la forme différentielle suivante :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon^{(0)}}{dt} + \frac{d\varepsilon^{(\infty)}}{dt} + \sum_{m=1}^M \frac{d\varepsilon^{(m)}}{dt} \quad (6)$$

Le comportement de la $m^{\text{ième}}$ cellule de Kelvin Voigt induit, via les égalités (4) et (5), la relation faisant intervenir la déformation $\varepsilon^{(m)}$ de l'élément considéré :

$$\sigma(t) = k^{(m)} \cdot (\varepsilon^{(m)} - \alpha^{(m)} \cdot \theta) + a_T \cdot \eta^{(m)} \cdot \frac{d\varepsilon^{(m)}}{dt} \quad (7)$$

Afin de rendre l'équation différentielle (7) à coefficients constants, il est préférable de se placer dans l'espace temps réduit en considérant le changement de variable à suivre :

$$d\xi = \frac{dt}{a_T} \quad (8)$$

Ainsi, (7) et (8) se traduisent par :

$$\lambda^{(m)} \cdot \varepsilon^{(m)} + \frac{d\varepsilon^{(m)}}{d\xi} = \frac{\sigma(t)}{\eta^{(m)}} + \lambda^{(m)} \cdot \alpha^{(m)} \cdot \theta \quad \text{avec} \quad \lambda^{(m)} = \frac{k^{(m)}}{\eta^{(m)}} \quad (9)$$

Dans l'espace temps réduit, l'équation (9) présente les caractéristiques d'un problème thermoviscoélastique en occultant la dépendance thermique des caractéristiques mécaniques. Dans ce cas, la température induit uniquement des déformations libres et des contraintes thermiques. En se référant aux travaux de Ghazlan et al, [GHA95b], la résolution, par différences finies, de l'équation différentielle (9), permet de déterminer l'évolution de la déformation $\varepsilon^{(m)}$, pour un incrément de temps réduit $\Delta\xi_n$. En appliquant, une seconde fois le changement de variable (8), nous obtenons cet incrément entre les instants t_{n-1} et t_n . Ainsi, pour $t \in [t_{n-1}; t_n]$, nous avons :

$$\begin{aligned} \varepsilon^{(m)}(\xi) &= \varepsilon^{(m)}(\xi_{n-1}) \cdot \exp(-\lambda^{(m)} \cdot (\xi - \xi_n)) \\ &+ \int_{t_{n-1}}^t \exp(-\lambda^{(m)} \cdot (\xi - \xi')) \cdot \left[\frac{\sigma(t')}{\eta^{(m)}} + \lambda^{(m)} \cdot \alpha^{(m)} \cdot \theta(\xi') \right] \frac{dt'}{a_T} \end{aligned} \quad (10)$$

En supposant une linéarité de la contrainte σ , de la température θ et de $b(t)$, inverse de la fonction de translation ($b(t) = 1/a_T$), dans l'incrément, la simplification de l'expression (10) et en considérant (6), l'incrément de déformation totale $\Delta\varepsilon(t_n)$ s'exprime, en notant $\Delta\varepsilon(t_n) = \varepsilon(t_n) - \varepsilon(t_{n-1})$, de la façon suivante :

$$\Delta\varepsilon(t_n) = M^{(n)} \cdot \Delta\sigma(t_n) + \hat{M}^{(n)} \cdot \Delta\theta(t_n) + \tilde{M}_\sigma^{(n-1)} + \tilde{M}_\theta^{(n-1)} \quad (11)$$

Le lien entre le temps réduit et le temps réel est effectué par intégration de la relation (8) :

$$\Delta\xi_n = \left(b(t_{n-1}) + \frac{\Delta b(t_n)}{2} \right) \cdot \Delta t_n \quad \text{avec} \quad \Delta b(t_n) = b(t_n) - b(t_{n-1}) \quad (12)$$

Pour plus de compréhension, le développement complet est proposé par Dubois et al [DUB98]. Les différents termes de l'équation (11) sont définis, en fonction des caractéristiques viscoélastiques du matériau :

$$\begin{aligned} M^{(n)} &= \frac{1}{k^{(0)}} + \frac{3 \cdot b(t_{n-1}) + 2 \cdot \Delta b(t_n)}{6 \cdot \eta^{(\infty)}} \cdot \Delta t_n \\ &+ \sum_{m=1}^M \frac{b(t_{n-1})}{\eta^{(m)}} \cdot \left\{ \frac{\Delta t_n}{\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n} - \frac{\Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)^2} \cdot [1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)] \right\} \\ &+ \sum_{m=1}^M \frac{\Delta b(t_n)}{\eta^{(m)}} \cdot \left\{ \frac{\Delta t_n}{\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n} - \frac{2 \cdot \Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)^2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2 \cdot \Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)^3} \cdot [1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)] \right\} \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \hat{M}^{(n)} &= \alpha^{(0)} \\ &+ \sum_{m=1}^M \lambda^{(m)} \cdot \alpha^{(m)} \cdot b(t_{n-1}) \cdot \left\{ \frac{\Delta t_n}{\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)^2} \cdot [1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)] \right\} \\ &+ \sum_{m=1}^M \lambda^{(m)} \cdot \alpha^{(m)} \cdot \Delta b(t_n) \cdot \left\{ \frac{\Delta t_n}{\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n} - \frac{2 \cdot \Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)^2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2 \cdot \Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)^3} \cdot [1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta\xi_n)] \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

$$\tilde{M}_{\sigma}^{(n-1)} = \left[\begin{array}{l} \frac{2 \cdot b(t_{n-1}) + \Delta b(t_n)}{2 \cdot \eta^{(\infty)}} \cdot \Delta t_n \\ \frac{b(t_{n-1}) \Delta t_n}{k^{(m)} \cdot \Delta \xi_n} \cdot [1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)] \\ + \sum_{m=1}^M \left\{ \frac{\Delta t_n}{\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n} \right. \\ \left. + \frac{\Delta b(t_n)}{\eta^{(m)}} \cdot \left[-\frac{\Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)^2} \cdot (1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)) \right] \right\} \end{array} \right] \cdot \sigma(\xi_{n-1}) \quad (15)$$

$$- \sum_{m=1}^M (1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)) \cdot \varepsilon^{(m)}(\xi_{n-1})$$

$$\tilde{M}_{\theta}^{(n-1)} = \left[\begin{array}{l} \alpha^{(m)} \cdot b(t_{n-1}) \cdot \frac{\Delta t_n}{\Delta \xi_n} \cdot (1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)) \\ \lambda^{(m)} \cdot \alpha^{(m)} \cdot \Delta b(t_n) \\ + \sum_{m=1}^M \left\{ \frac{\Delta t_n}{\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n} \right. \\ \left. - \frac{\Delta t_n}{(\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)^2} \cdot (1 - \exp(-\lambda^{(m)} \cdot \Delta \xi_n)) \right\} \end{array} \right] \cdot \theta(t_{n-1}) \quad (16)$$

A.2.2. Comportement tridimensionnel

Il est nécessaire à présent, de généraliser cette formulation pour la loi de comportement thermoviscoélastique linéaire tridimensionnelle. Supposons une structure tridimensionnelle sollicitée par un chargement engendrant un tenseur de contrainte dont toutes les composantes sont nulles exceptée la composante σ_k ($k, l \in (1,2,3)^2$). La sollicitation obtenue est uniaxiale. Soit Π_{ijkl} ($i, j \in (1,2,3)^2$) la part de déformation de ε_{ij} induite par l'histoire de σ_{kl} , telle que :

$$\varepsilon_{ij} = \sum_{k,l} \Pi_{ijkl} \quad (17)$$

Le calcul de l'incrément de déformation $\Delta \Pi_{ijkl}$ se fait d'une façon analogue à la relation (11). Ainsi, en transformant les différentes fonctions viscoélastiques équivalentes en tenseurs du quatrième ordre, nous obtenons la formulation incrémentale, sans sommation sur k et l , ci-dessous :

$$\Delta \Pi_{ijkl}(t_n) = M_{ijkl}^{(n)} \cdot \Delta \sigma_{kl}(t_n) + \hat{M}_{ijkl}^{(n)} \cdot \Delta \theta(t_n) + \tilde{M}_{ijkl_{\sigma}}^{(n-1)} + \tilde{M}_{ijkl_{\theta}}^{(n-1)} \quad (18)$$

Par application du principe de superposition de Boltzmann, légitimisé par l'hypothèse de linéarité du comportement, la formulation incrémentale finale est obtenue en réalisant une sommation sur les indices k et l . D'après les relations (17) et (18), nous obtenons l'égalité tensorielle suivante :

$$\underline{\underline{\Delta \varepsilon}}(t_n) = \underline{\underline{M}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{\Delta \sigma}}(t_n) + \underline{\underline{\hat{M}}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{\Delta \theta}}(t_n) + \underline{\underline{\tilde{\varepsilon}}}(t_{n-1}) \quad (19)$$

$\underline{\underline{\tilde{\varepsilon}}}(t_{n-1})$ représente le tenseur de déformations équivalentes regroupant toute l'histoire des déformations jusqu'à l'incrément $n-1$. Il est défini, en associant les effets mécaniques et thermiques, de la façon suivante :

$$\underline{\underline{\tilde{\varepsilon}}}_{ij} = \sum_{k,l} \tilde{M}_{ijkl_{\sigma}}^{(n-1)} + \tilde{M}_{ijkl_{\theta}}^{(n-1)} \quad (20)$$

La relation duale à (19) est effectuée en introduisant un tenseur de rigidité viscoélastique équivalent $\underline{\underline{D}}^{(n)}$ tel que, si $\underline{\underline{I}}_d$ désigne le tenseur unité d'ordre 4, nous avons :

$$\underline{\underline{D}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{M}}^{(n)} = \underline{\underline{I}}_d$$

En multipliant l'égalité (19) par $\underline{\underline{D}}^{(n)}$, nous obtenons la formulation incrémentale en contrainte ci-dessous :

$$\underline{\underline{\Delta\sigma}}(t_n) = \underline{\underline{D}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{\Delta\varepsilon}}(t_n) - \underline{\underline{\hat{D}}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{\Delta\theta}}(t_n) - \underline{\underline{\tilde{\sigma}}}(t_{n-1}) \quad (21)$$

avec

$$\underline{\underline{\hat{D}}}^{(n)} = \underline{\underline{D}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{\hat{M}}}^{(n)} \quad \text{et} \quad \underline{\underline{\tilde{\sigma}}}(t_{n-1}) = \underline{\underline{D}}^{(n)} \cdot \underline{\underline{\tilde{\varepsilon}}}(t_{n-1})$$

A.2.3. Discrétisation incrémentale par éléments finis

Dans l'incrément de temps considéré, les équations (19) et (21) sont semblables à un comportement thermoélastique faisant intervenir les déformations libres initiales et les contraintes. Ainsi, par analogie aux travaux réalisés par Ghazlan et al [GHA93] [GHA94] [GHA95b], nous obtenons le lien entre l'incrément des déplacements nodaux $\{\Delta U\}(t_n)$ durant le pas de temps Δt_n et les efforts extérieurs nodaux équivalents. Ces derniers sont formés de la variation respective du chargement mécanique $\{\Delta F\}(t_n)$, thermique $\{\Delta F_{the}\}(t_n)$ et d'un pseudo chargement visqueux dont le rôle est de stocker l'histoire passée des champs mécaniques et thermiques $\{F_{vis}\}(t_{n-1})$. Le système d'équilibre à résoudre admet alors la forme suivante :

$$[K_T](t_n) \cdot \{\Delta U\}(t_n) = \{\Delta F\}(t_n) + \{\Delta F_{vis}\}(t_{n-1}) + \{\Delta F_{the}\}(t_n) \quad (22)$$

Le chargement thermique et visqueux se définit, en faisant intervenir la matrice jacobienne des fonctions de forme $[B]$, comme suit :

$$\{\Delta F_{the}\}(t_n) = \int_{\Omega} [B]^T \cdot \underline{\underline{\hat{D}}}^{(n)} \cdot \{\Delta\theta\}(t_n) dV$$

$$\{\Delta F_{vis}\}(t_{n-1}) = \int_{\Omega} [B]^T \cdot \{\tilde{\sigma}\}(t_{n-1}) dV$$

La matrice tangente $[K_T](t_n)$ représente une pseudo variation de la rigidité des éléments en prenant en compte l'effet thermoviscoélastique du matériau telle que :

$$[K_T]^{(n)} = \int_{\Omega} [B]^T \cdot \underline{\underline{D}}^{(n)} \cdot [B] dV$$

On note que l'équation d'équilibre (22) peut être déduite à partir d'un raisonnement dans l'espace temps réduit [ZOC97] et [DUB98] induisant cependant une incohérence des hypothèses de linéarité dans l'incrément de temps.

A.3. Validation numérique

Afin de démontrer le bon fonctionnement de la loi de comportement, intégrée dans le code de calcul aux éléments finis Castem 2000, nous proposons une approche analytique qui, pour des raisons de simplification, repose sur un matériau isotrope où seul le module d'Young $E(t)$ hérite des caractéristiques thermoviscoélastiques. Ainsi, en supposant un coefficient de Poisson ν constant et fixé à une valeur de 0.3, l'expression du module d'Young est donnée, arbitrairement, ci-dessous :

$$\frac{1}{E(t)} = \frac{1}{100} + \frac{t}{100000} + \frac{1}{100} \cdot (1 - \exp^{-t}) \quad [\text{MPa}^{-1}] \quad (23)$$

Pour simplifier les développements analytiques, nous optons pour une structure plane sous l'hypothèse des contraintes planes, *figure A.2*. Pour des simulations à effort imposé, les champs de contrainte et de déformation sont homogènes. Ainsi, le tenseur de fluage se définit comme suit :

$$\underline{\underline{J}}(t) = \frac{1}{E(t)} \cdot [A] \quad \text{avec} \quad [A] = \begin{bmatrix} 1 & -\nu & 0 \\ -\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \cdot (1 - \nu) \end{bmatrix} \quad (24)$$

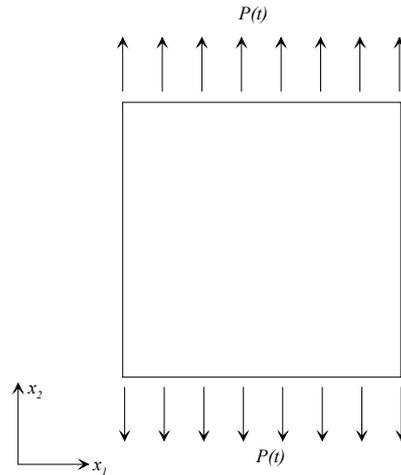


Figure A.2 - Plaque en traction

Nous considérons un coefficient de dilatation de $1\text{E-}5^{\circ}\text{C}^{-1}$ commun à tous les ressorts du modèle de Kelvin Voigt. Ainsi, pour une tension $P(t)$, suivant x_2 , le tenseur bidimensionnel des contraintes admet la forme suivante :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} 0 \\ P(t) \\ 0 \end{pmatrix} \quad (25)$$

Les performances viscoélastiques, de cette formulation, ayant été publiées dans la littérature, [GHA 95.b], nous nous limitons à mettre en évidence les propriétés thermiques de la loi de comportement. D'ailleurs, la formulation (19) nous invite à considérer deux validations fondamentales basées sur une évolution linéaire de la fonction de translation a_T telle que :

$$a_T(t) = 1 + \beta_1 \cdot t \quad (26)$$

β_1 est une constante arbitraire que nous fixons, pour la suite, à 10.

A.3.1. Evolution rampe de la tension

Nous supposons, dans un premier temps, une évolution affine de $P(t)$ ayant la forme suivante :

$$P(t) = 1 + \beta_2 \cdot t \quad (27)$$

En considérant l'ensemble des égalités, (23) à (27), dans l'intégrale de Boltzmann (1), nous obtenons la forme analytique bidimensionnelle du tenseur des déformations :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ 2 \cdot \varepsilon_{12} \end{pmatrix} = [A] \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \left[\begin{pmatrix} \frac{1}{100} + \frac{\ln(1 + \beta_1 \cdot t)}{\beta_1 \cdot 100000} + \frac{1}{100} \cdot \left(1 - \exp \frac{-\ln(1 + \beta_1 t)}{\beta_1} \right) \right] + \beta_2 \cdot \left[\begin{pmatrix} \frac{t}{100} + \frac{1}{\beta_1 \cdot 100000} \cdot \left(t - \frac{\ln(1 + \beta_1 \cdot t)}{\beta_1} \right) \\ + \frac{t}{100} + \frac{(1 + \beta_1 \cdot t)^{-1/\beta_1} - (1 + \beta_1 \cdot t)}{100 \cdot (1 + \beta_1)} \end{pmatrix} \right] \quad (28)$$

En optant pour une valeur de -0.05, pour β_2 , la figure A.3 donne une bonne appréciation du comportement de la procédure.

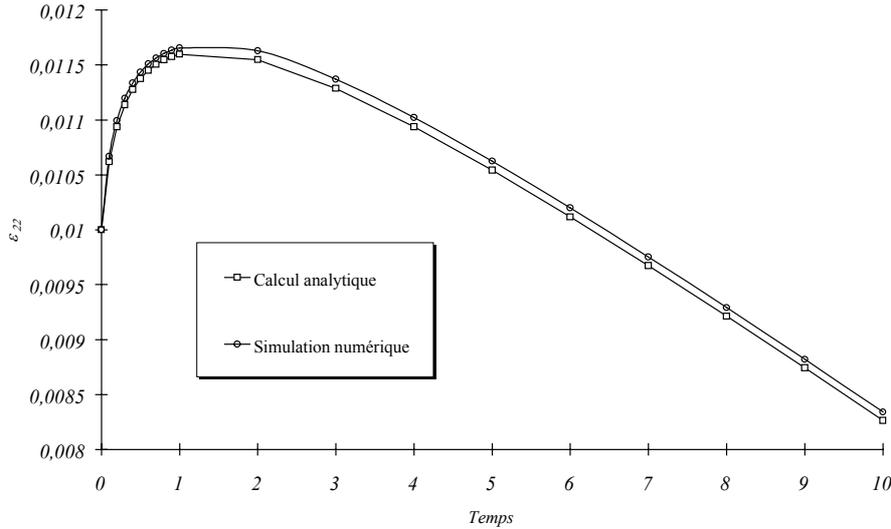


Figure A.3 - Evolution temporelle de la déformation

A.3.2. Evolution rampe de la température

Par analogie avec la validation précédente, nous imposons un chargement thermique affine et homogène tel que :

$$\theta = \theta_o \cdot (1 + \beta_2 \cdot t) \quad (29)$$

θ_o , fixée à 10°C, désigne l'écart de température initial par rapport à la température de référence T_o . La forme analytique des déformations admet ainsi la forme suivante :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \cdot \left[\begin{pmatrix} \theta_o \cdot \left(\alpha^{(0)} + \alpha^{(1)} \cdot \left(1 - \exp \frac{-\ln(1 + \beta_1 t)}{\beta_1} \right) \right) \\ + \beta_2 \cdot \left(t \cdot (\alpha^{(0)} + \alpha^{(1)}) + \alpha^{(1)} \cdot \frac{(1 + \beta_1 \cdot t)^{-1/\beta_1} - (1 + \beta_1 \cdot t)}{(1 + \beta_1)} \right) \end{pmatrix} \right] \quad (30)$$

En prenant β_2 égal à 0.5, la figure A.4 confirme le bon fonctionnement de l'approche numérique en présentant, néanmoins, une légère divergence.

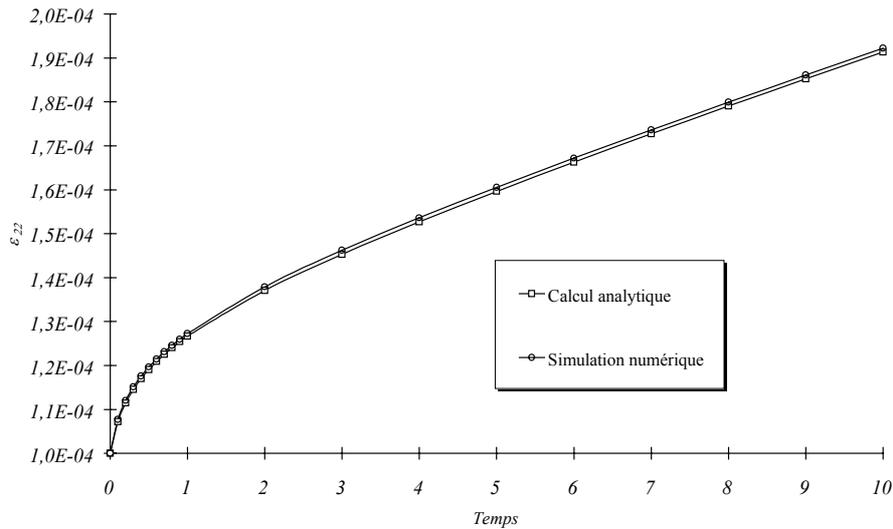


Figure A.4 - Evolution temporelle de la déformation

A.3.3. Erreurs de simulation

Des travaux antérieurs, [DUB98] ont montré que les légères divergences rencontrées, précédemment, proviennent de l'évolution linéaire de a_T non cohérente avec les hypothèses de linéarité de la fonction inverse $b(t)$ pendant l'incrément de temps considéré. Cette remarque ne remet pas en cause la modélisation mais prévient l'attention de l'utilisateur pour choisir la taille de ces incréments de temps. D'ailleurs, la figure A.5 met en évidence l'effet du pas de temps sur les résultats numériques basés sur la dernière simulation. Plus ce dernier est petit, mieux se comporte l'algorithme numérique.

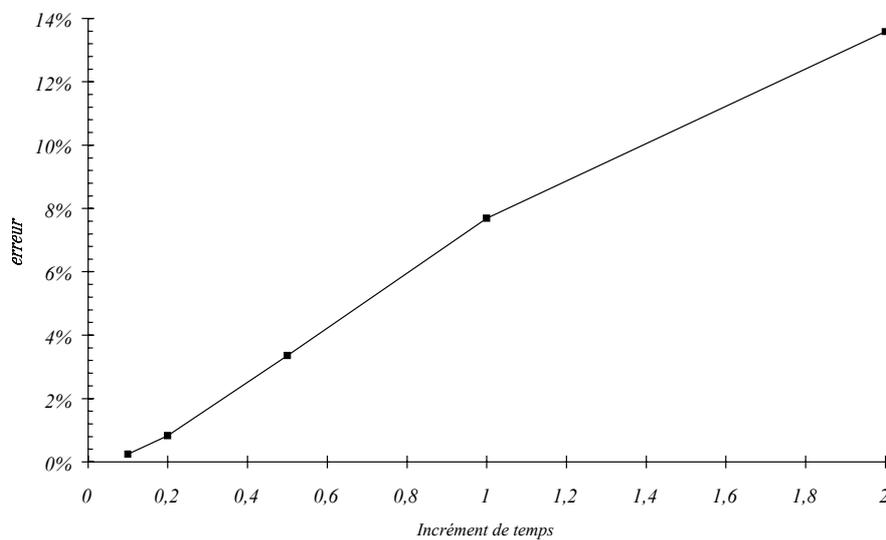


Figure A.5 - Erreurs numériques en fonction du pas de temps

ANNEXE B

**ETUDE EXPERIMENTALE DE
LA FATIGUE EN CISAILLEMENT**

B.1. PREPARATION DES EPROUVETTES

En amont du montage de l'éprouvette sur le bâti d'essai et donc la réalisation de l'expérimentation, une préparation de l'éprouvette est nécessaire.

Les différentes étapes nécessaires au bon déroulement de l'essai sont mentionnées dans la suite de ce paragraphe.

B.1.1. Sciage des entailles

Les entailles sont réalisées à partir d'un trait de scie diamantée. La profondeur est d'environ 30 mm ; cette dimension est définie par rapport à la surface sollicitée (de façon à rester dans la limite haute de la capacité machine).

Ainsi, la géométrie des éprouvettes de type Compact Shearing modifiée de béton bitumineux retenue est présentée en *figure B.1*.

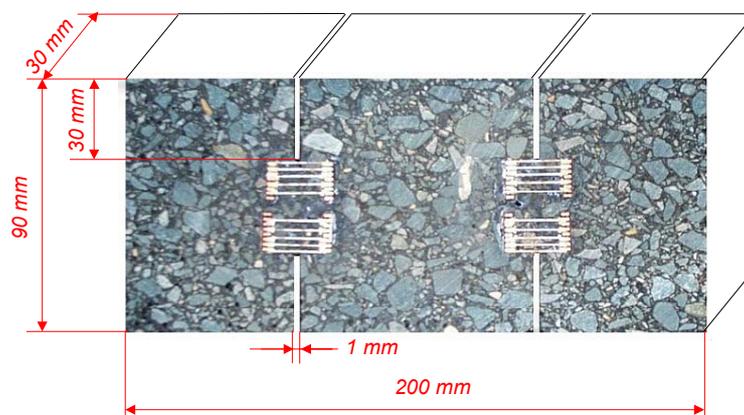


Figure B.1 – Géométrie de l'éprouvette

Avant essai, les dimensions des éprouvettes sont soigneusement relevées à l'aide d'un pied à coulisse numérique, de façon à connaître précisément les sections sollicitées.

B.1.2. Jauges de propagation de fissures

Afin d'avoir un suivi de propagation fiable, nous avons mis au point un procédé de mesure de fissuration, du fait que l'utilisation des jauges classiques de suivi de propagation n'ont pu être utilisées en mode de cisaillement.

L'inconvénient rencontré avec l'utilisation de la peinture d'argent est qu'elle nécessite une surface plane (et donc sans porosité extérieure) ; en revanche, elle permet de ne pas rigidifier le matériau car son application est très localisée et en film mince.

La face choisie pour faire cette mesure de propagation est celle présentant le moins de pores. La porosité superficielle dans la zone à instrumenter est bouchée par retouche au bitume mou, suivi du ponçage léger de la surface afin d'ôter l'excédent de bitume.

La zone sollicitée étant relativement réduite, en terme de longueur de propagation de fissure, il importe de suivre le chemin de fissuration avec des pas rapprochés.

Le film de peinture conductrice doit être un trait fin, d'épaisseur minimale. Ainsi des sortes de pochoirs, collables et jetables ont été découpés aux dimensions souhaitées afin de pouvoir peindre la trame d'argent de façon identique et fiable sur toutes les éprouvettes. Le nombre de voie disponible étant de 20, chaque pointe d'entaille est suivie en propagation par cinq traits de peinture.

Chaque trait représente une résistance finie et la mesure se fait en tout ou rien (une résistance de valeur finie signifie qu'il y a conductivité donc pas de fissuration, dans le cas contraire, où la fissure est apparue, la résistance relevée est infinie).

Les extrémités de chaque trait de peinture d'argent se terminent par une cosse relais collée à la surface de l'éprouvette et auquel est soudé un fil relié à un module conditionneur de la chaîne d'acquisition.

Ainsi chaque résistance est mesurée à intervalles de temps réguliers ; en fonction du nombre de cycle, il est possible de suivre la propagation de la fissure.

Sur la face arrière de l'éprouvette (non équipée), une peinture blanche est appliquée pour suivre de façon visuelle, le chemin de propagation de la fissure.



Photo B.1 - Matériel servant à l'instrumentation du suivi de propagation

B.1.3. Montage de l'éprouvette

B.1.3.a. Préparation liée au montage

Comme cela a été abordé brièvement à partir de la présentation du dispositif expérimental (*figure B.3*) et avec la forme de l'éprouvette retenue (*figure B.1*), les parties latérales sont maintenues encastrées et la partie centrale est sollicitée en cisaillement alterné.

L'essai se déroule à la température de 5 °C (température froide), mais malgré tout le fluage du matériau est possible, surtout dans les parties latérales qui sont serrées. Pour limiter le fluage (et ainsi avoir un serrage toujours effectif), des plaques en acier sont collées sur les parties latérales de l'éprouvette.

Ces plaques apportent également une meilleure répartition de l'effort. Les surfaces sont soigneusement nettoyées et poncées afin d'éliminer les irrégularités dues au sciage ; puis les plaques sont collées (voir *figure B.2*).

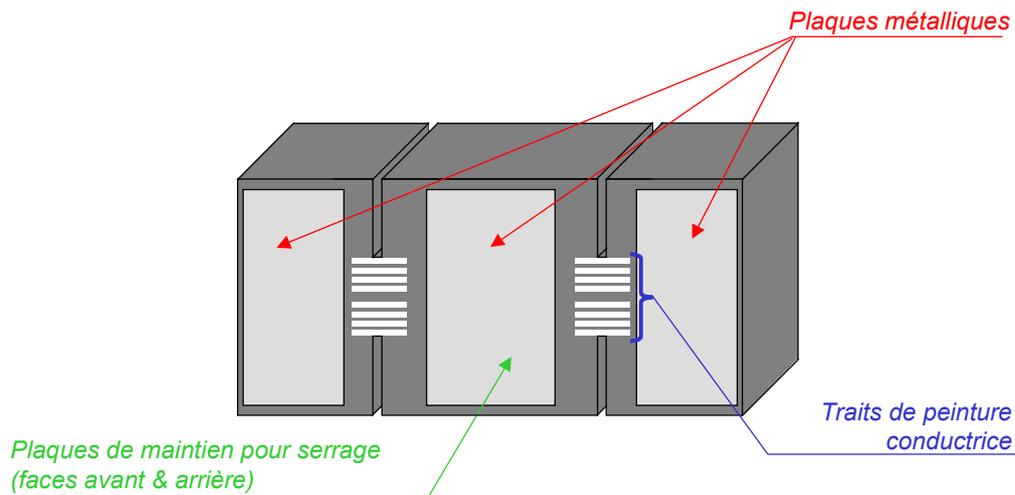


Figure B.2 – Epreuve prête à être testée

B.1.3.b. Récapitulatif des opérations réalisées avant montage

Avant de procéder au montage de l'éprouvette, la réalisation des étapes suivantes sont nécessaires :

1. Choix de la face d'observation (en fonction de la porosité extérieure et de la non présence de granulats en pointe de fissure),
2. Bouchage des pores débouchants à l'aide de bitume mou chauffé,
3. Surfaçage de l'éprouvette (léger ponçage),
4. Collage des connecteurs,
5. Mise en place du pochoir en pointe des quatre fissures,
6. Peinture à l'argent, de façon à venir en contact des connecteurs,
7. Retirer délicatement les pochoirs dès l'instant où la peinture d'argent est sèche,
8. Collage des plaques métalliques à l'araldite,
9. Soudure de chaque extrémité de la résistance formée par le trait d'argent à son câble de connexion grâce aux cosses relais,
10. Protection des soudures par du silicone.

Puis les étapes importantes de la mise en place (*figure B.3*) sont listées ci-dessous :

11. L'éprouvette est positionnée dans son bâti d'essai.
12. Afin d'avoir un bon parallélisme et de ne pas infliger de torsion à l'éprouvette, celle-ci est calée sur le fond du bâti de montage et serrée latéralement par la face avant.
13. L'encastrement des parties latérales est complété par un serrage par le dessus (réparti sur les plaques supports).
14. Cette opération effectuée, il reste à installer la "cage" reliée à l'arbre moteur qui va transmettre la sollicitation sinusoïdale de déplacement à la partie centrale.
15. La encore veiller très précisément à ne pas induire de sollicitations parasites à l'éprouvette au moment du serrage, pour cela : venir en contact sur la partie haute et basse de l'éprouvette avant de procéder au serrage sur la face avant de l'éprouvette.
16. Une fois l'éprouvette installée dans son bâti, le capteur de déplacement est mis au contact de la partie inférieure de la cage centrale. Le contact est réalisé par un aimant.
17. Enfin, il reste à connecter chaque cosse relais aux extrémités des traits de peinture d'argent à la nappe de fil qui conduit à la carte d'acquisition des mesures de chacune des résistances.

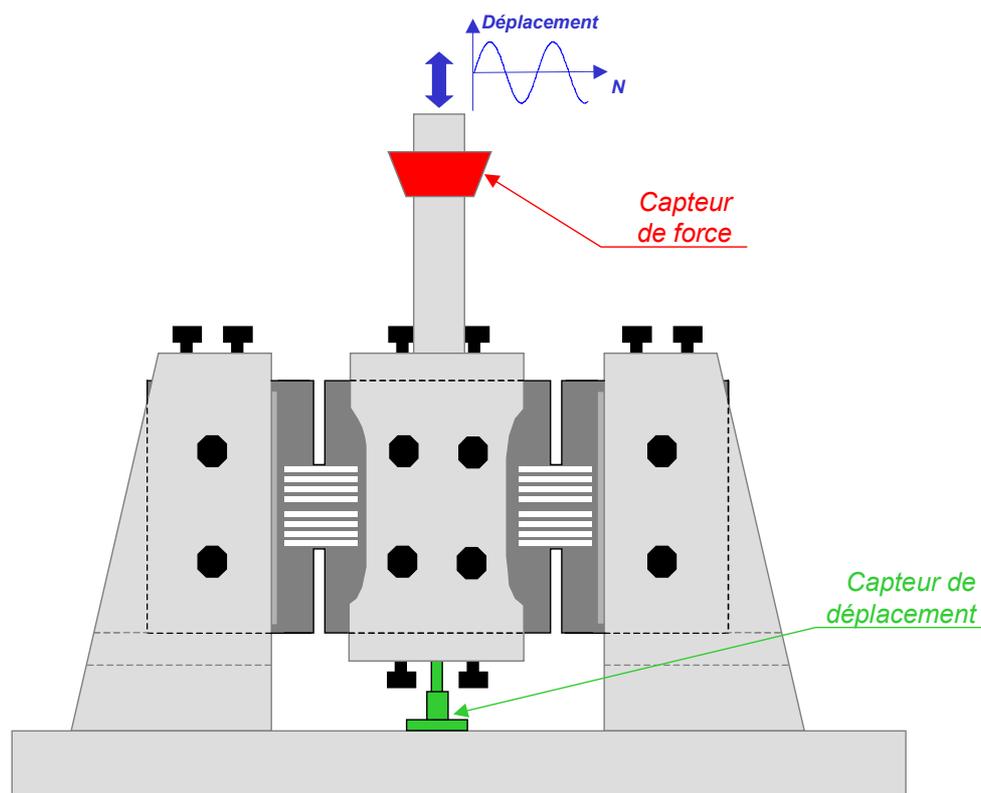


Figure B.3 – Schéma de montage de l'éprouvette dans son bâti

Enfin :

18. Une fois le montage de l'éprouvette effectué, un caisson thermique est installé autour du dispositif expérimental et la mise en température est effectuée.

L'éprouvette, initialement à température ambiante, est placée dans l'enceinte thermique où il est procédé à la mise en température de 5 °C.

Nous nous sommes laissés une plage de 6 heures minimum de mise en température, afin de s'assurer que le cœur de l'éprouvette est bien lui aussi à la température de l'essai, 5 °C.

Ce temps a été validé par un essai préliminaire, au cours duquel, l'évolution de la température au cœur de l'éprouvette a été mesurée par une sonde de température (type PT 100).

Ensuite, il faut procéder aux derniers réglages avant de commencer l'essai (en effet, les pré-serrages effectués à température ambiante ne sont plus effectifs après la descente en température à 5 °C).

19. Serrage des parties latérales par les faces avant et sur le dessus,

20. Remise en contact dans la partie centrale des surfaces basse et haute ; puis serrage "léger",

21. Blocage des faces avant et arrière de la zone centrale de l'éprouvette par quatre vis (toujours au moyen de plaques et cales pour limiter le fluage et assurer la bonne répartition de l'effort).

Ainsi, la zone centrale de l'éprouvette se trouve dans une cage qui va lui transmettre le mouvement alterné symétrique (les quatre faces de la cage étant serrées, l'ensemble participe à la transmission du mouvement vertical à la partie centrale).

22. Blocage de l'arbre assurant la transmission du déplacement induit par le moteur à l'échantillon testé, en vérifiant du bon centrage de l'effort ($F_{max} = - F_{min}$)

Cette dernière opération s'effectue en actionnant le moteur manuellement. Elle permet en outre de vérifier l'effort maximal afin de rester en limite de capacité du capteur de force.

Les déplacements mobilisés sont tellement faibles, que cette opération de centrage reste fastidieuse. Ces quatre dernières étapes accomplies, le caisson de température est réinstallé (il est impossible de procéder au montage et serrage de l'éprouvette sans ouvrir l'enceinte thermique), la remise en

température s'effectue rapidement (15 à 30 min). La température au cœur de l'éprouvette n'a pas variée car le temps nécessaire pour réaliser ces dernières opérations est très court.

L'essai peut enfin commencer...

B.2. MATERIAUX ET FORMULATION

Tamis (mm)	10	8	6,3	4	2	1	0,5	0,315	0,2	0,08
6/10	88,3	46,2	9,7	1,2	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
2/6	100	99,3	49,4	1,8	0,6	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4
0/2	100	100	100	100	90,6	61,7	43,7	34,9	27,3	17,2
0/4	100	100	100	96,6	78,1	61,2	42,9	26,5	14,8	1,3

Tableau B.1 – Analyse granulométrique des fractions granulaires utilisées dans la composition du BBSG 0/10 continu

<i>Fractions</i>	Pourcentage du mélange
6/10 La Noubleau	34 %
2/6 La Noubleau	26 %
0/2 La Noubleau	29 %
0/4 de Seine	9 %
Fines Piketty	2 %
Bitume 35/50	5,8 ppc

Tableau B.2 – Composition du mélange

B.3. BILAN DES ESSAIS EFFECTUES

B.3.1. Sollicitation et réponse

Le *tableau B.3* reprend les caractéristiques géométriques des éprouvettes testées au cours de ce travail et les observations faites concernant les profils de rupture.

n° épreuve		date	profil fissure	h	b	observation rupture		observation autre	
						gauche	droite		
A3	5g	22.02.99	+	31.73	29.00	OK	OK		arrêt machine cause travaux - relance sans toucher à l'éprouvette
A3	5d	15.02.99	=	32.64	33.17	fissure partie sous la pointe, elle monte ou descend ?	OK	<i>Nouveau gain</i>	
A3	1d	08.02.99	++	31.91	30.38	OK	OK		remplacement capteur déplacement sans arrêt machine
A3	1g	25.01.99	++	31.40	28.35	OK, mais légèrement vers l'intérieur	OK		
A3	3g	10.03.99	++	32.48	28.72	OK	OK		coupure courant arrêt machine : 20 mins env
A3	9g	19.07.99	++	32.25	29.07	OK	OK	<i>u = 0.7 à vide</i>	
A3	10g	20.07.99	++	32.11	29.26			"	
A3	10d	21.07.99	-	32.38	29.99	à 5 mm de l'axe vers l'intérieur	OK	"	reglage capteur déplacement à 14h57
A3	8g	03.08.99	+ ?	32.81	29.64	complètement reconstituée		<i>u = 0.6 à vide</i>	
A3	8d	04.08.99	-	32.05	30.07	mal partie	correcte à droite	"	plantage acqui
A3	4d	09.08.99	+ ?	32.36	30.34	parfaitement rectiligne	semble OK	"	
A3	2g	24.08.99	++	32.66	29.16	OK	OK	"	
A3	6d	14.10.98	=	34.41	30.27	décalée vers l'intérieur (5 à 10 mm)	OK		
A3	6g	20.10.98	+	33.94	28.32		décalée vers l'intérieur		fissure bien rectiligne
A3	8g	21.10.98	-	32.22	28.38	en haut sans doute des problème de mesure + fissure vers l'intérieur	OK		épreuve complètement fissurée
A3	7g	26.10.98	=	33.41	27.93	en "S"	vers intérieur en "C"		plantage mesure
A3	8d	27.10.98	-	29.38	30.23	vers l'intérieur + trame du haut cassée par le bas	OK		fissuration complète
A3	7d	98	-	33.74	30.51	suivi ?	OK		fissuration complète puis essai + 7h
A3	3d	28.03	--	32.39	30.57	fissure OK	pas de fissure		fissuration en face arrière, et pas droite
A3	7g	01.04.99	+	32.33	29.00	en face arrière semble légèrement décalée vers l'intérieur	OK		
A3	7d	17.05.99	+ ?	32.90	30.62	rectiligne	en "S"		7dbis
A3	9d	07.07.99	--	32.83	30.17	1 cm de l'axe, fissure sortie de la zone de mesure en haut	fissure vers l'intérieur de l'éprouvette	<i>u = 0.7 à vide</i>	

Tableau B.3 – Caractéristiques et remarques sur les profils de rupture des éprouvettes testées

Les sollicitations et réponses expérimentales pour les quatre niveaux de sollicitations sont présentées dans la suite de paragraphe.

- $\Delta \tau = 2,06 \text{ MPa}$

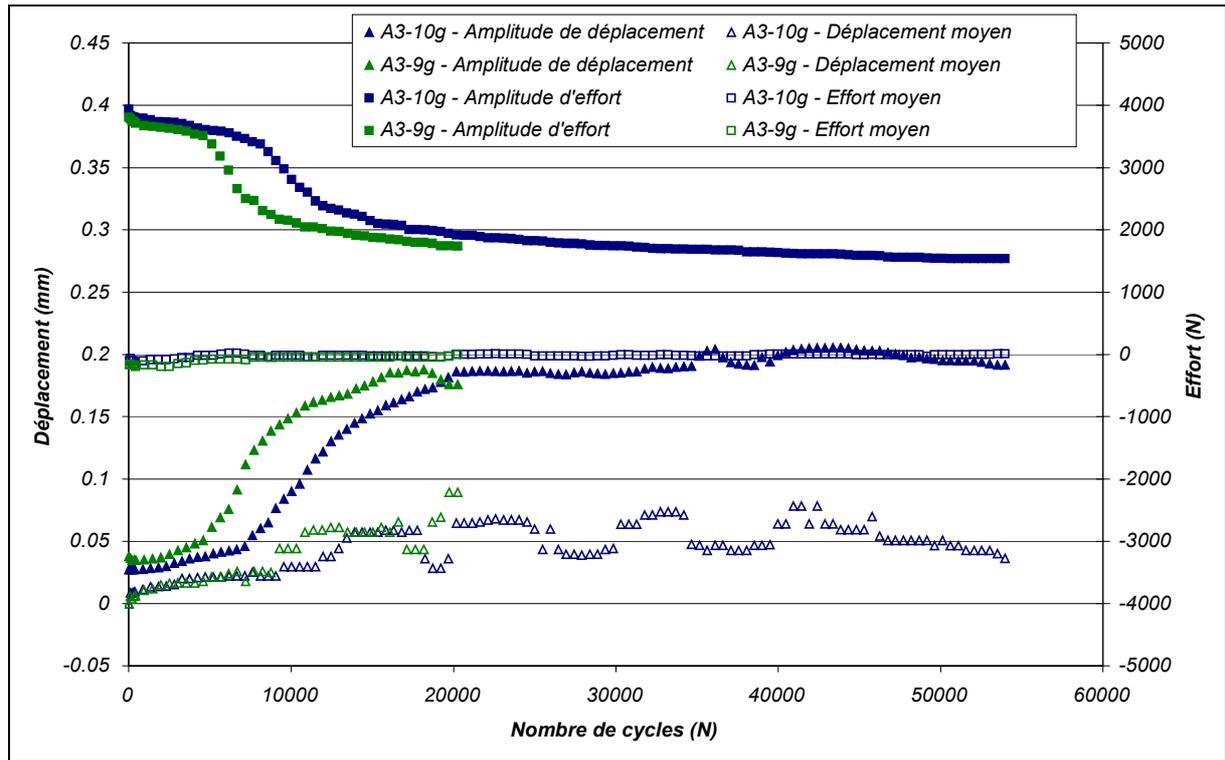


Figure B.4 – Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 2,06 MPa

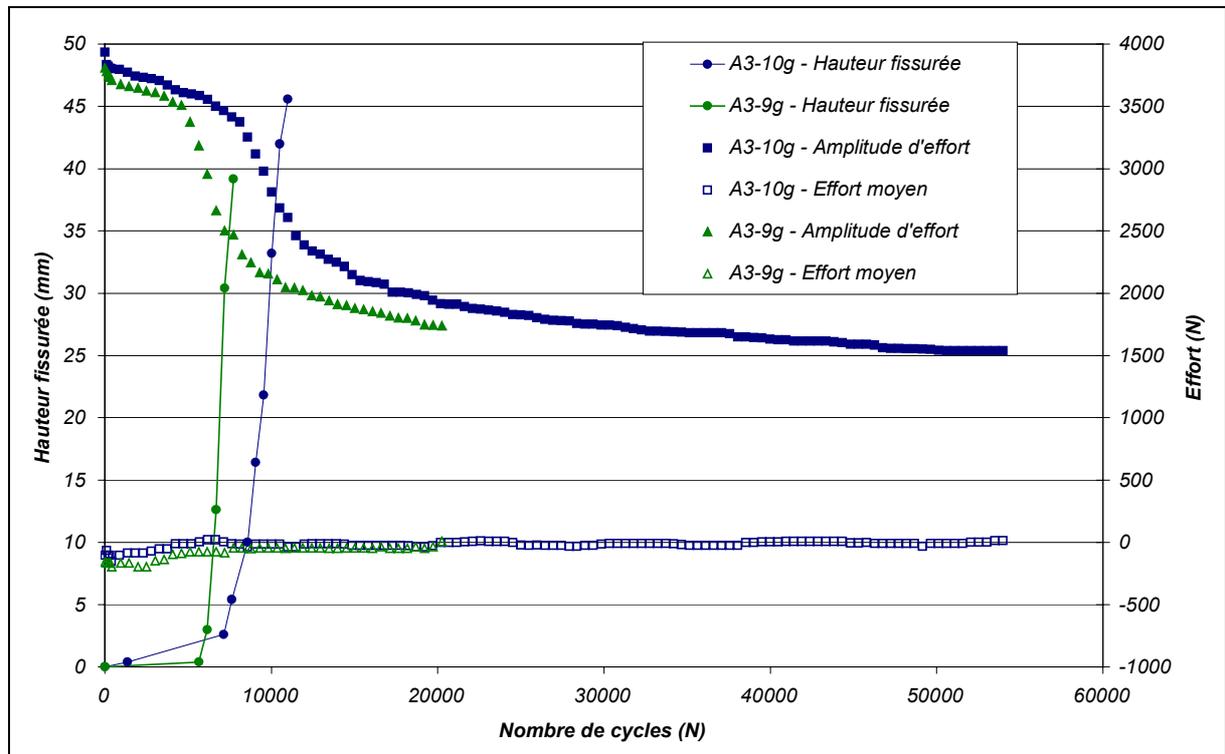


Figure B.5 – Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 2,06 MPa

On observe, sur les quelques centaines de premiers cycles, la *phase I*, mentionnée au *chapitre IV*, de décroissance rapide de l'effort.

La fissure se propage très rapidement et la phase d'amorçage est très courte pour ce même niveau de sollicitation (< 10000 cycles); la décroissance de l'effort évolue vite.

L'éprouvette A3-10g a continué à être sollicitée, en fin de la fissuration; l'effort ne s'annule pas et sa décroissance continue, traduisant ainsi l'évolution de l'engrènement au droit des entailles de préfissuration.

- $\Delta\tau = 1,66 \text{ MPa}$

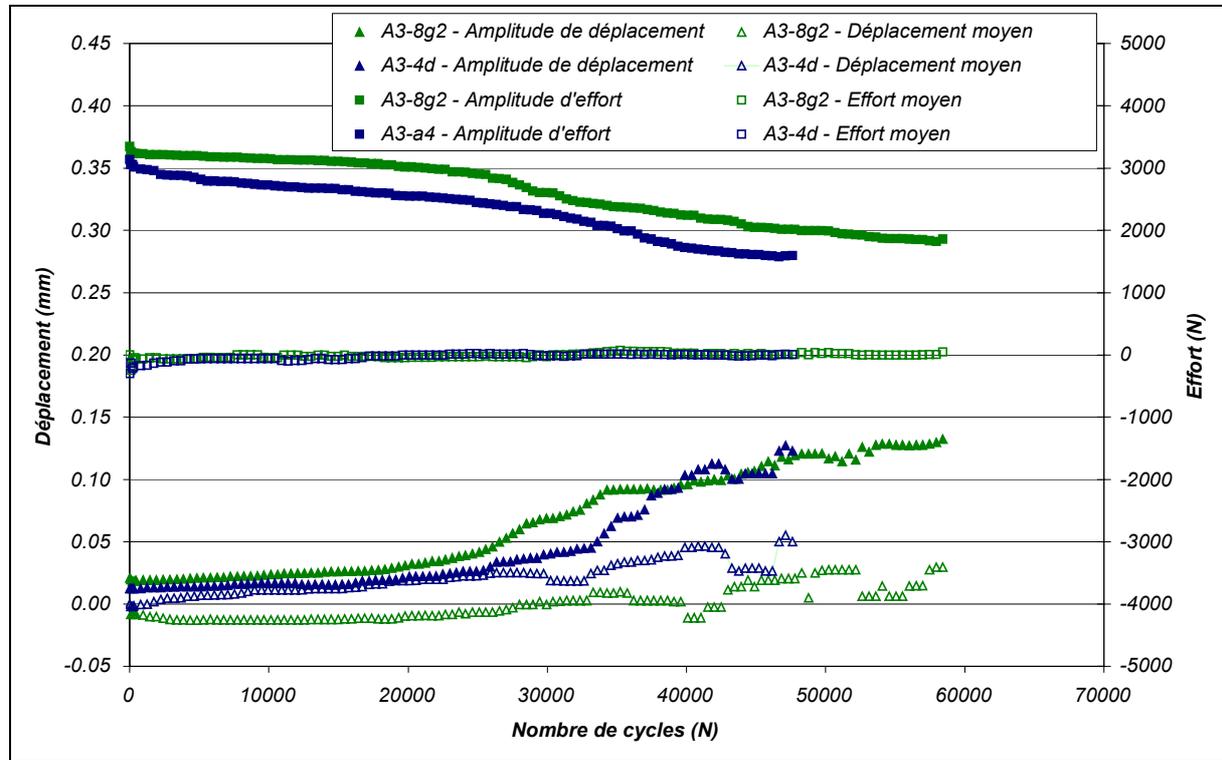


Figure B.6 – Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa

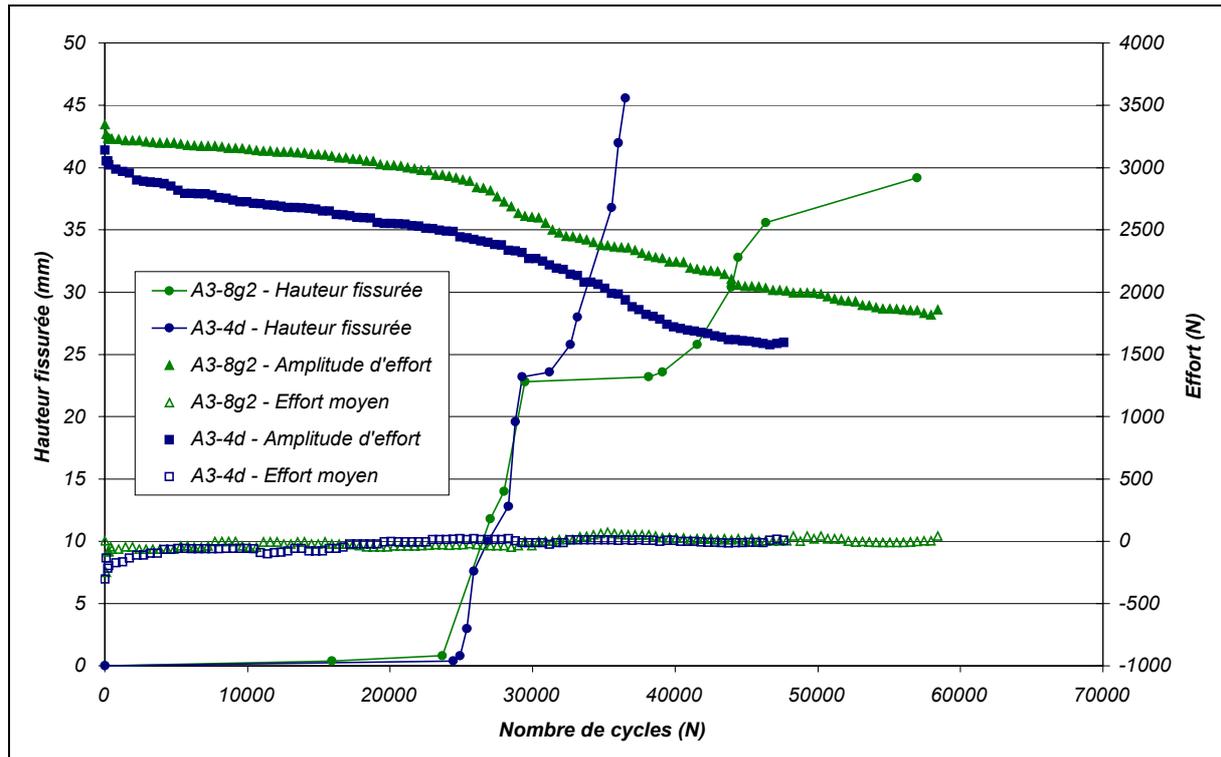


Figure B.7 – Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,66 MPa

Le niveau de sollicitation étant plus faible, la phase d'amorçage de la fissure s'est allongée.

En revanche, la phase de propagation reste rapide (de l'ordre de 20000 cycles).

- $\Delta\tau = 1,35 \text{ MPa}$

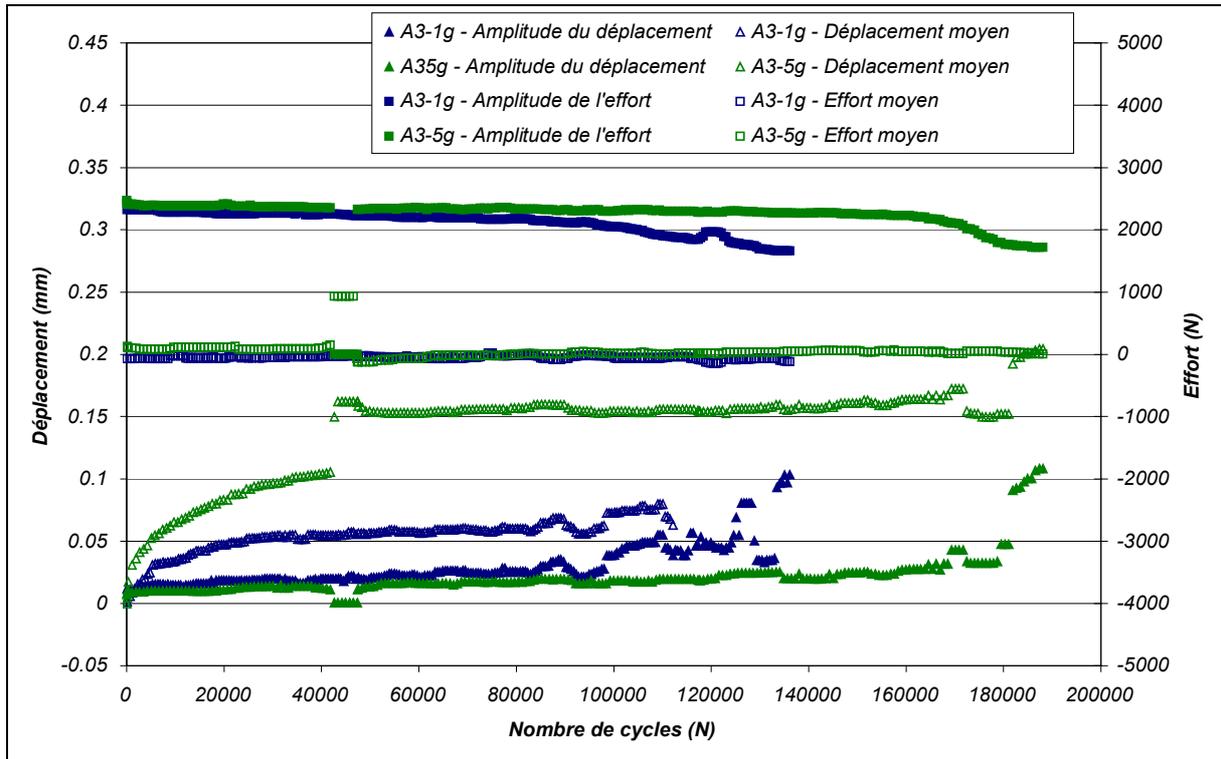


Figure B.8 – Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,35 MPa

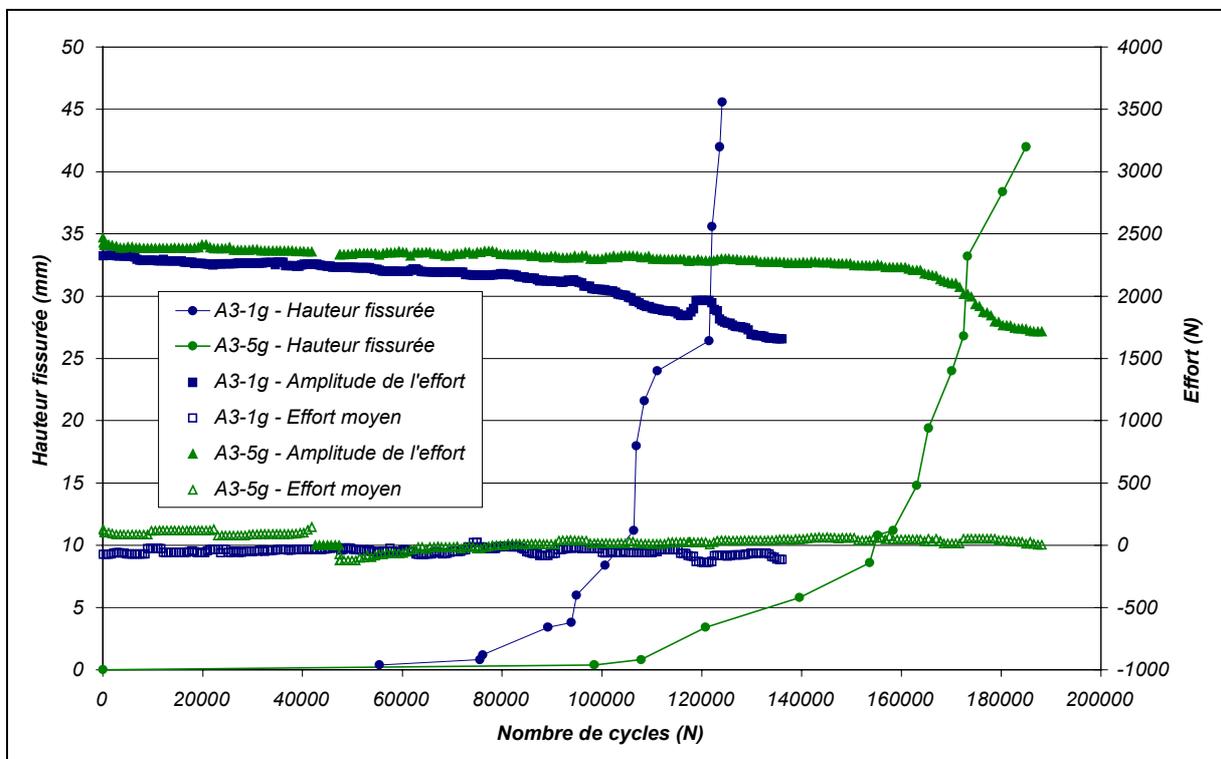


Figure B.9 – Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,35 MPa

La phase d'amorçage est encore allongée par rapport aux niveaux de sollicitations précédents, ainsi que le temps de rupture total de l'éprouvette.

Le déplacement moyen, des deux éprouvettes présentées ici, évolue; cette augmentation traduit en fait le fluage de l'éprouvette. Dans ces essais, le capteur a été mis au contact de l'éprouvette grâce à un trou réalisé dans la plaque support inférieure ; l'éprouvette, maintenue serrée, a flué par cet orifice.

L'analyse en amplitude de déplacement et d'effort, réalisée dans ce chapitre, n'est pas perturbée par cette observation.

- $\Delta\tau = 1,25 \text{ MPa}$

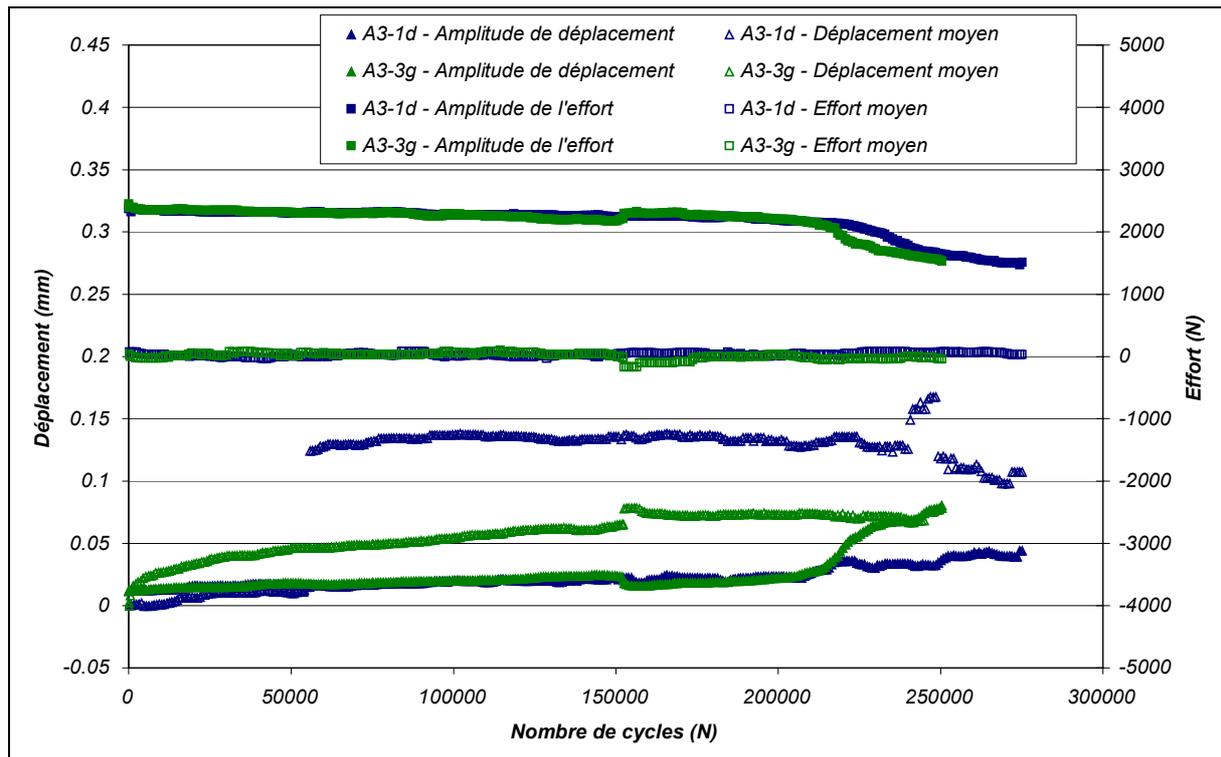


Figure B.10 – Evolution de l'amplitude et de la moyenne de l'effort et du déplacement en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,25 MPa

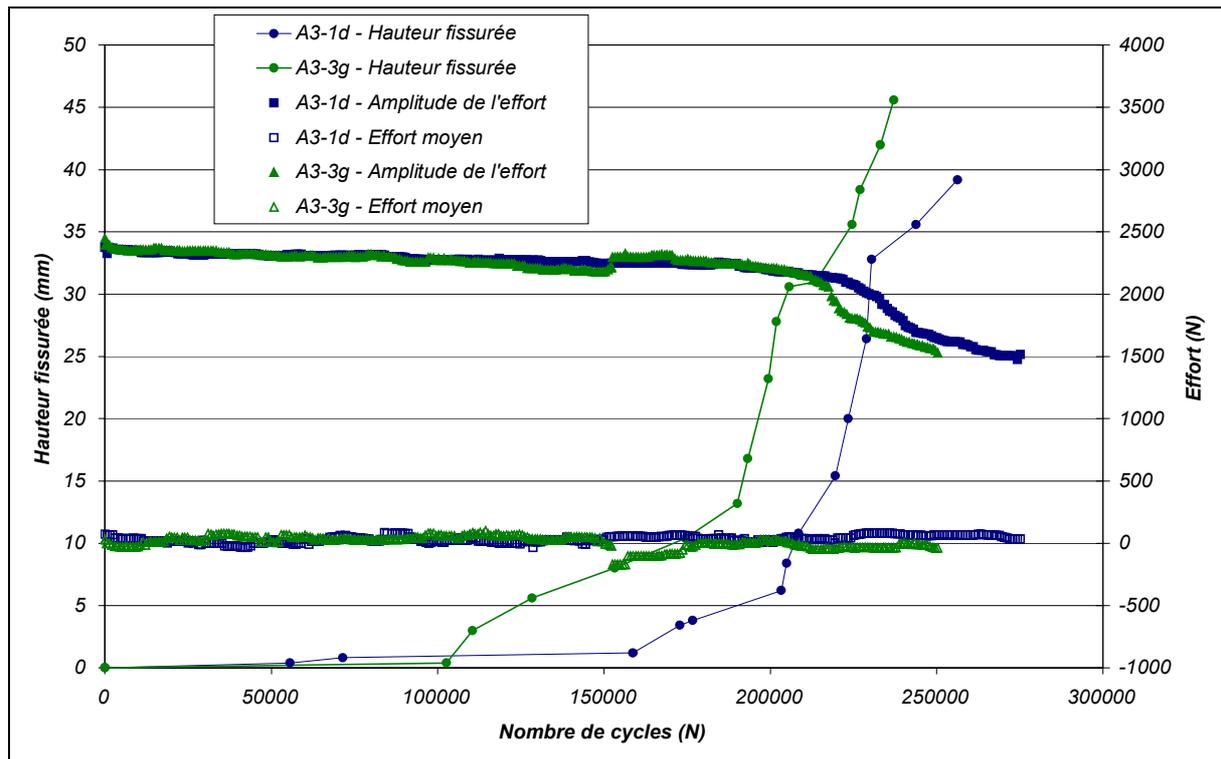


Figure B.11 – Evolution de la hauteur fissurée totale et de l'effort en fonction du nombre de cycles pour un taux de cisaillement initial de 1,25 MPa

Les phases d'amorçage et de propagation sont allongées.

Vers 60000 cycles, le saut dans le déplacement moyen correspond à un remise en place du capteur de déplacement sans arrêt machine (cf. l'amplitude n'est pas modifiée).

B.3.2. Energie dissipée

Les évolutions de l'effort en fonction du déplacement, pour les niveaux de sollicitations initiaux $\Delta\tau = 1,66$, 1,35 et 1,25 à des instants de la durée de vie de l'éprouvette, sont données dans les trois figures qui suivent :

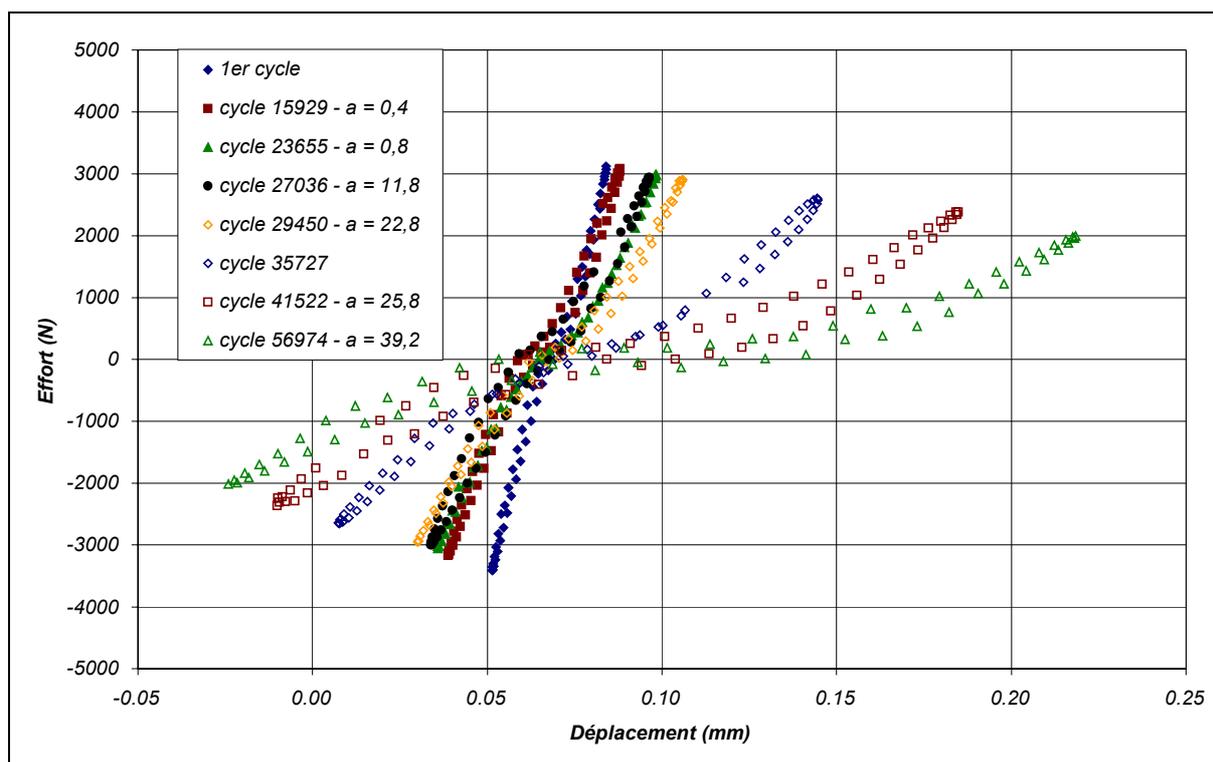


Figure B.12 – Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-8g2 (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 1,66 MPa)

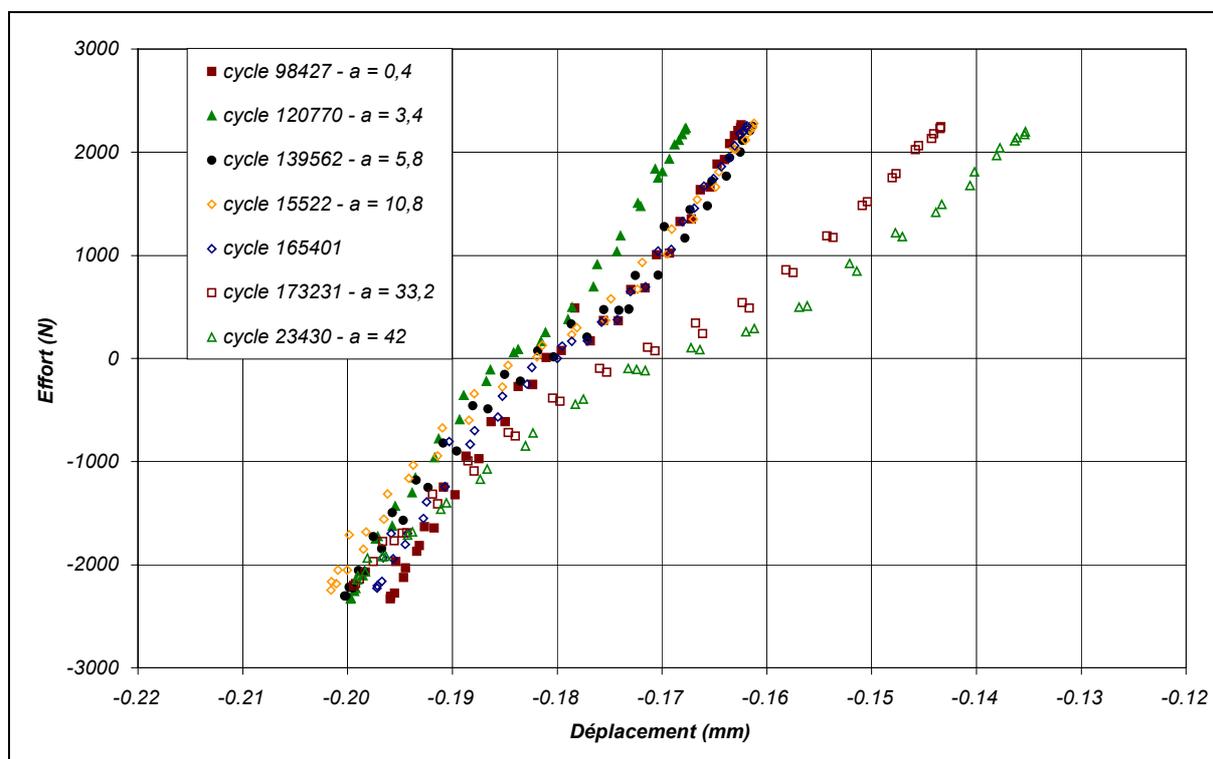


Figure B.13 – Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-5g (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 1,35 MPa)

Sur ce graphique, on note une dissipation moins importante que pour les deux essais précédents. De plus, la perte de rigidité dans le cordon résistant évolue moins rapidement que dans les essais à fort taux de contrainte de cisaillement initial.

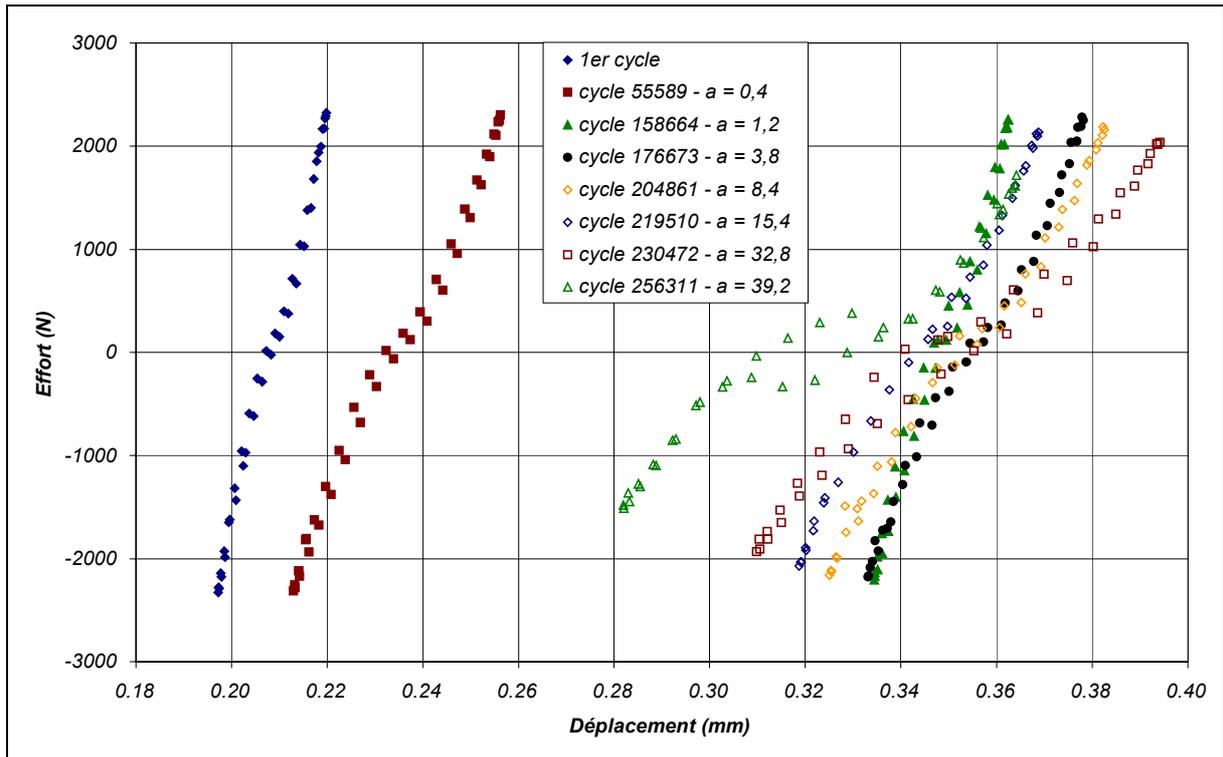


Figure B.14 – Courbes effort-déplacement relevées pour des instants précis de propagation (mentionnés par a) de l'éprouvette A3-1d (c'est à dire un niveau de sollicitation initial de 1,25 MPa)

Figure B.14, le fluage de l'éprouvette, mentionnée plus haut, est bien visible.

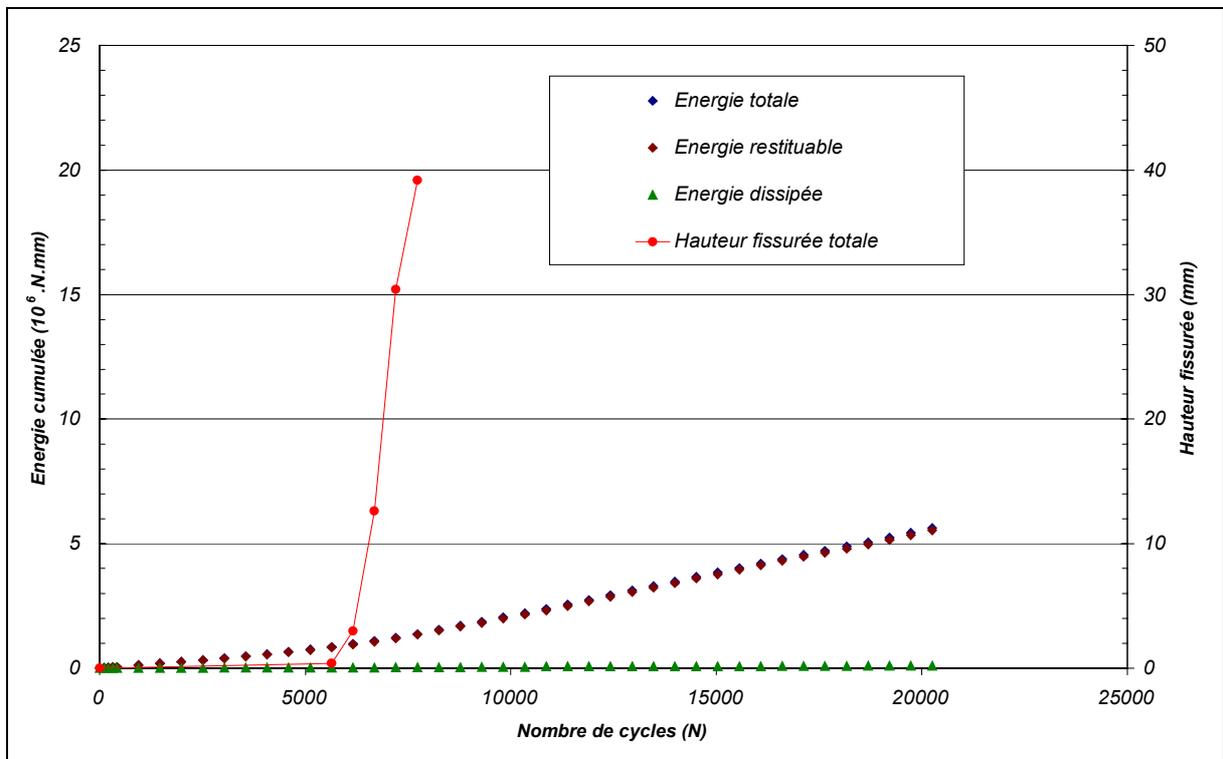


Figure B.15 – Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-9g (contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa)

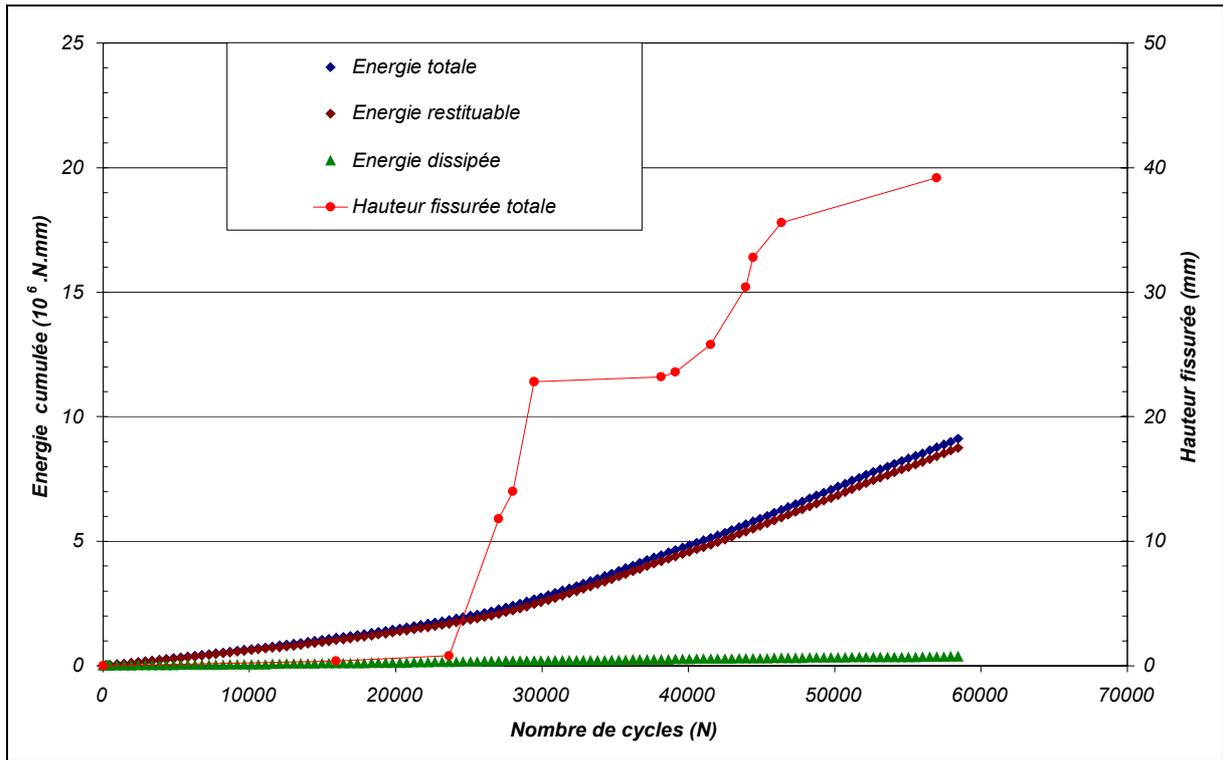


Figure B.16 – Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-8g2 (contrainte de cisaillement initiale de 1,66 MPa)

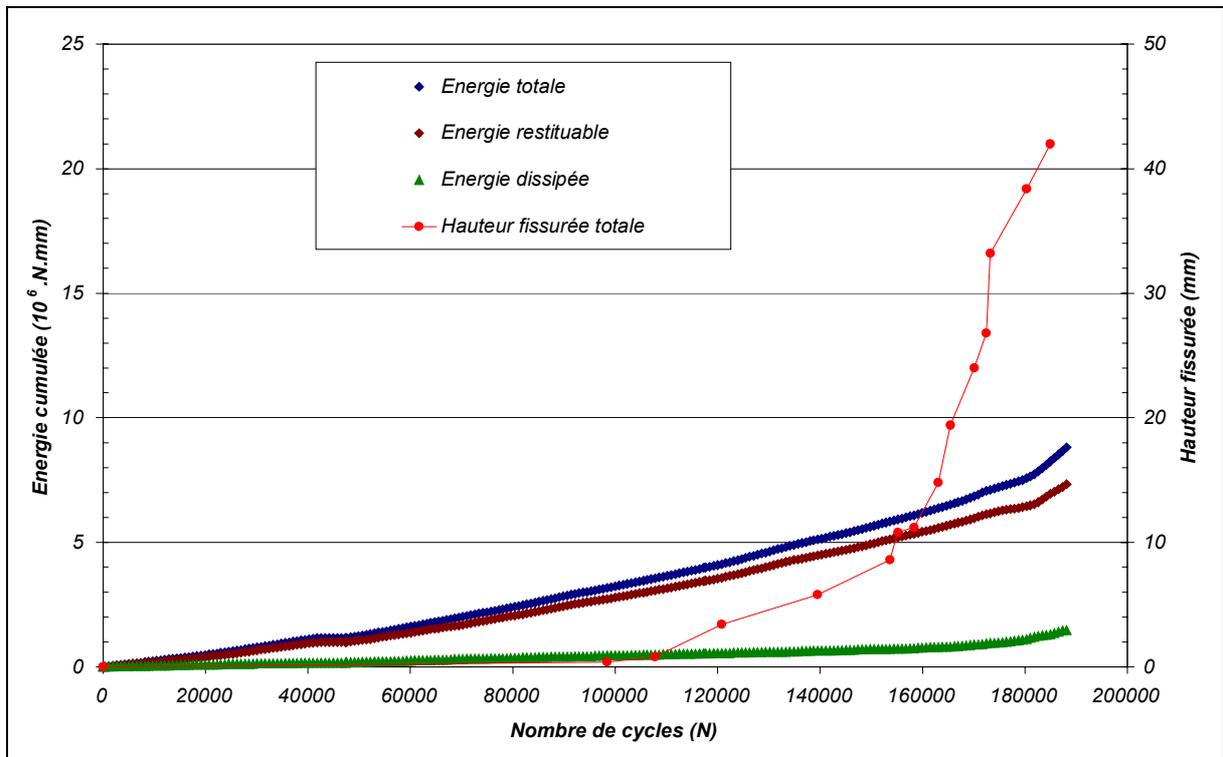


Figure B.17 – Evolution des différentes énergies mises en jeu au cours de l'essai, pour l'éprouvette A3-5g (contrainte de cisaillement initiale de 1,35 MPa)

ANNEXE C

**ETUDE EXPERIMENTALE DE
LA FATIGUE EN CISAILLEMENT**

C.1. RESULTATS DE MECANIQUE DE LA RUPTURE

En fonction du niveau de chargement initial, les résultats détaillés de l'analyse en mécanique de la rupture sont présentés.

- $\Delta\tau = 2,06 \text{ MPa}$

Les *tableaux* Erreur! Liaison incorrecte. et Erreur! Liaison incorrecte. présentent les résultats obtenus expérimentalement, pour les éprouvettes respectivement A3-9g et A3-10g, de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et d'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa.

Les niveaux de vitesse de propagation de la fissure sont du même ordre de grandeur (pour un même niveau de sollicitation), au contraire de fortes disparités existent sur la grandeur de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie. Les fortes valeurs du ΔG pour les deux premiers pas de propagation de l'éprouvette A3-9g sont dus à une chute rapide de l'effort, corrélée à une croissance rapide de l'amplitude de déplacement.

A3-9g				A3-10g			
Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG	Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG
0	0.0	7.1E-05	13.24	0	0.0	3.0E-04	0.59
5639	0.4	2.5E-03	6.83	1346	0.4	3.4E-04	0.85
6161	3.0	1.2E-02	0.28	7140	2.6	3.1E-03	0.65
6683	12.6	2.6E-02	0.15	7623	5.4	5.3E-03	0.35
7205	30.4	2.5E-02	0.21	8589	10.0	9.0E-03	0.31
7727	39.2	1.7E-02	0.26	9072	16.4	1.2E-02	0.27
				9555	21.8	1.7E-02	0.25
				10037	33.2	2.1E-02	0.08
				10520	42.0	1.3E-02	0.17
				11003	45.6	7.5E-03	0.23

Tableaux C.1 et C.2 – Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa

- $\Delta\tau = 1,66 \text{ MPa}$

A3-8g2				A3-4d			
Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG	Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG
0	0.0	2.5E-05	1.94	0	0.0	1.6E-05	4.26
15929	0.4	3.8E-05	2.68	24432	0.4	4.2E-04	2.22
23655	0.8	1.7E-03	1.78	24915	0.8	2.7E-03	0.09
27036	11.8	2.8E-03	0.32	25398	3.0	7.0E-03	0.03
28001	14.0	4.2E-03	0.30	25881	7.6	6.0E-03	0.10
29450	22.8	3.1E-03	3.59	26847	10.0	2.2E-03	0.12
38142	23.2	2.3E-04	3.61	28295	12.8	8.0E-03	0.05
39108	23.6	6.6E-04	0.26	28778	19.6	1.1E-02	0.03
41522	25.8	1.4E-03	0.31	29261	23.2	3.8E-03	0.43
43936	30.4	3.4E-03	0.26	31192	23.6	8.6E-04	0.47
44419	32.8	3.2E-03	0.16	32641	25.8	3.0E-03	0.08
46351	35.6	1.4E-03	0.03	33124	28.0	4.1E-03	0.12
				35538	36.8	7.2E-03	0.12
				36021	42.0	9.1E-03	0.03
				36504	45.6	7.5E-03	0.04

Tableaux C.3 et C.4 – Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,66 MPa

- $\Delta\tau = 1,35 \text{ MPa}$

A3-5g				A3-1g			
Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG	Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG
98427	0.4	2.3E-05	1.08	79635	0.4	9.1E-06	1.37
107823	0.8	1.2E-04	0.16	110172	0.8	2.6E-04	0.29
120770	3.4	1.6E-04	0.04	110955	1.2	3.1E-04	0.02
139562	5.8	1.6E-04	0.05	136430	3.8	7.5E-04	0.03
153656	8.6	8.0E-04	0.04	137996	6.0	8.4E-04	0.02
155222	10.8	7.7E-04	0.30	146609	8.4	3.0E-04	0.03
158354	11.2	4.5E-04	0.34	155222	11.2	4.5E-03	0.02
163052	14.8	1.4E-03	0.03	156005	18.0	5.1E-03	0.04
165401	19.4	1.5E-03	0.04	158354	21.6	1.1E-03	0.07
170099	24.0	1.1E-03	0.09	162269	24.0	3.8E-04	0.19
172448	26.8	4.7E-03	0.09	177929	26.4	6.0E-03	0.16
173231	33.2	4.5E-03	0.12	178712	35.6	7.2E-03	0.08
180278	38.4	7.5E-04	0.53	181061	42.0	3.7E-03	0.45
184976	42.0	7.7E-04	0.90	181844	45.6	4.6E-03	0.75

Tableaux C.5 et C.6 – Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,35 MPa

- $\Delta\tau = 1,25 \text{ MPa}$

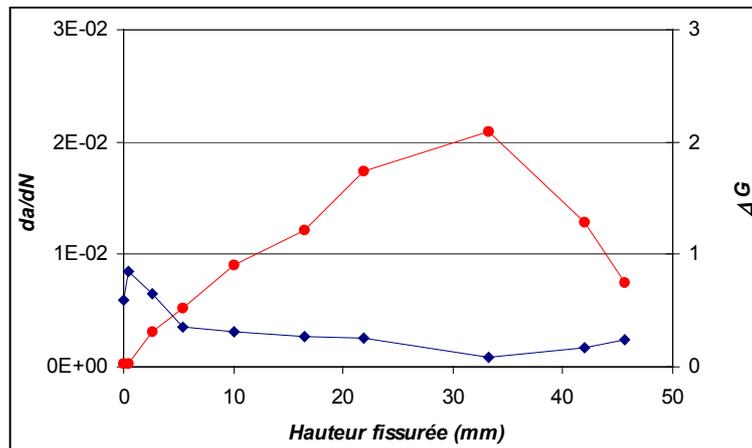
A3-3g				A3-1d			
Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG	Nombre de cycles réel	hauteur fissurée mm	da/dN	ΔG
102649	0.4	1.7E-04	0.37	55589	0.4	1.6E-05	0.59
110479	3.0	2.4E-04	0.01	71517	0.8	1.5E-05	0.17
128488	5.6	1.2E-04	0.02	158664	1.2	8.0E-05	0.36
153289	8.0	1.1E-04	0.05	172758	3.4	1.3E-04	0.10
174430	10.4	1.5E-04	0.06	176673	3.8	9.6E-05	0.04
190090	13.2	6.6E-04	0.04	203295	6.2	7.5E-04	0.03
193222	16.8	1.1E-03	0.02	204861	8.4	1.0E-03	0.04
199486	23.2	1.5E-03	0.01	208548	10.8	5.4E-04	0.04
201835	27.8	1.3E-03	0.03	219510	15.4	8.0E-04	0.03
205750	30.6	3.8E-04	0.56	223425	20.0	1.2E-03	0.03
213580	31.0	2.4E-04	0.79	228906	26.4	2.6E-03	0.02
224542	35.6	8.1E-04	0.30	230472	32.8	2.1E-03	0.07
226891	38.4	8.8E-04	0.15	243783	35.6	2.5E-04	0.14
233155	42.0	7.5E-04	0.11				

Tableaux C.7 et C.8 – Résultats expérimentaux de vitesse de propagation $\frac{da}{dN}$ et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG en fonction du nombre de cycles et de la hauteur totale fissurée pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,25 MPa

L'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie décroît en début de propagation puis augmente sur les derniers pas de propagation de la fissure jusqu'à la rupture totale.

Les figures Erreur! Liaison incorrecte. et Erreur! Liaison incorrecte. mettent en parallèle la vitesse de propagation de la fissure et l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie en fonction de la hauteur fissurée.

Sur ces deux figures, les évolutions de ΔG et $\frac{da}{dN}$ sont inversement croissantes et décroissantes.



Figures C.1 – Vitesse de propagation de la hauteur totale fissurée $\frac{da}{dN}$ (en rouge) et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG (en bleu) en fonction de la hauteur fissurée pour l'éprouvette A3-10g ($\Delta\tau = 2,06$ MPa)

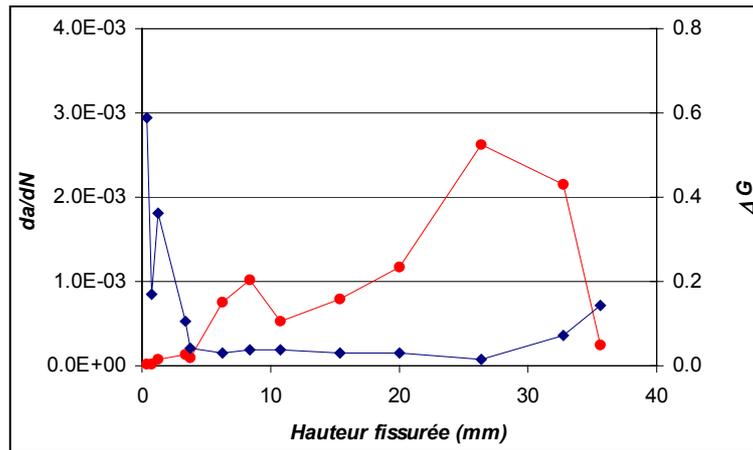


Figure C.2 – Vitesse de propagation de la hauteur totale fissurée $\frac{da}{dN}$ (en rouge) et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie ΔG (en bleu) en fonction de la hauteur fissurée pour l'éprouvette A3-10g ($\Delta\tau = 1,25$ MPa)

Le niveau d'amplitude du taux de restitution d'énergie décroît avec le niveau initial de contrainte de cisaillement.

Quelque soit la sollicitation initiale, on retrouve dans chacun des essais, les deux phases d'évolutions de ΔG , décroissance en début d'essai, puis croissance dans la partie finale de propagation. La zone de transition semble corrélée au niveau de contrainte initiale (une hauteur fissurée de 35 mm pour $\Delta\tau = 2,06$ MPa et seulement 20 mm pour $\Delta\tau = 1,25$ MPa).

Si on observe, les vitesses de propagation de chacun des essais présentés dans ce paragraphe, elles ne sont pas simplement croissantes. Indifféremment du niveau de sollicitation, il est observé que les évolutions de la vitesse de propagation et de l'amplitude de variation du taux de restitution d'énergie sont inversées en signe.

C.2. ENDOMMAGEMENT LOCALISE

Sont présentés dans les trois graphiques suivants (*figures Erreur! Liaison incorrecte. et Erreur! Liaison incorrecte.*), les évolutions, bi-linéaires, de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles et du rapport de rigidité pour différents niveaux de sollicitations.

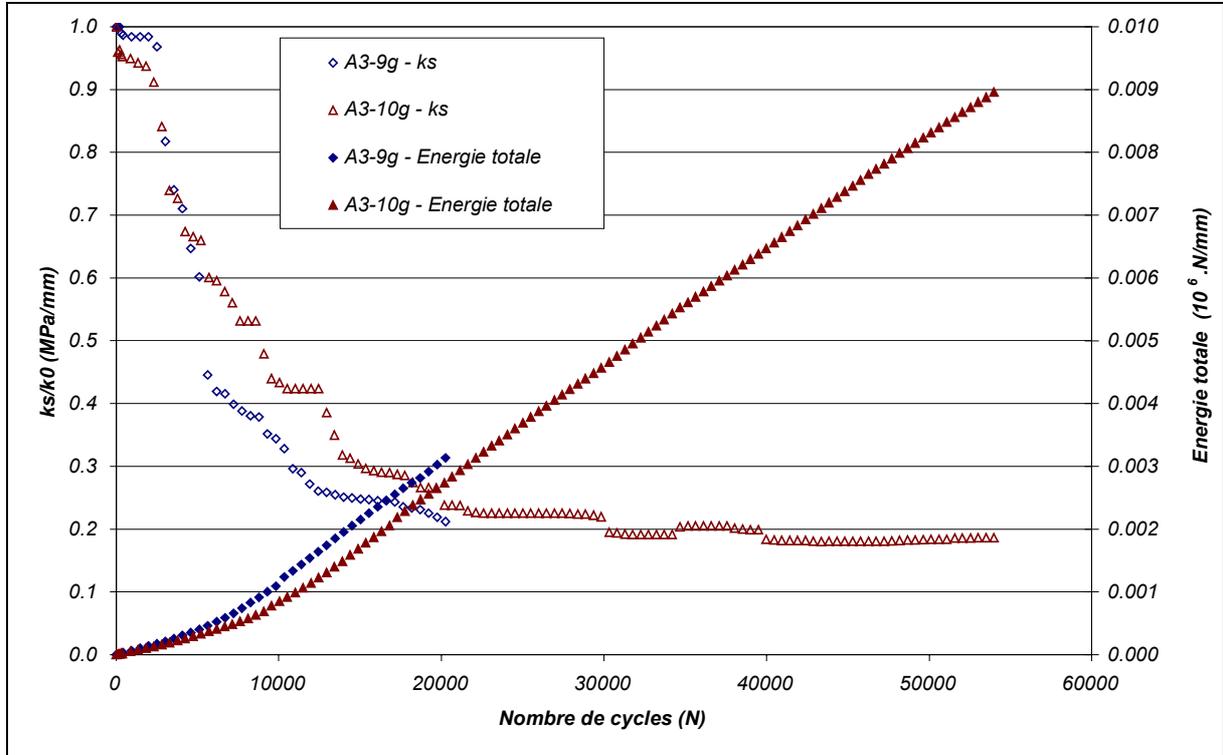


Figure C.3 – Evolution de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 2,06 MPa

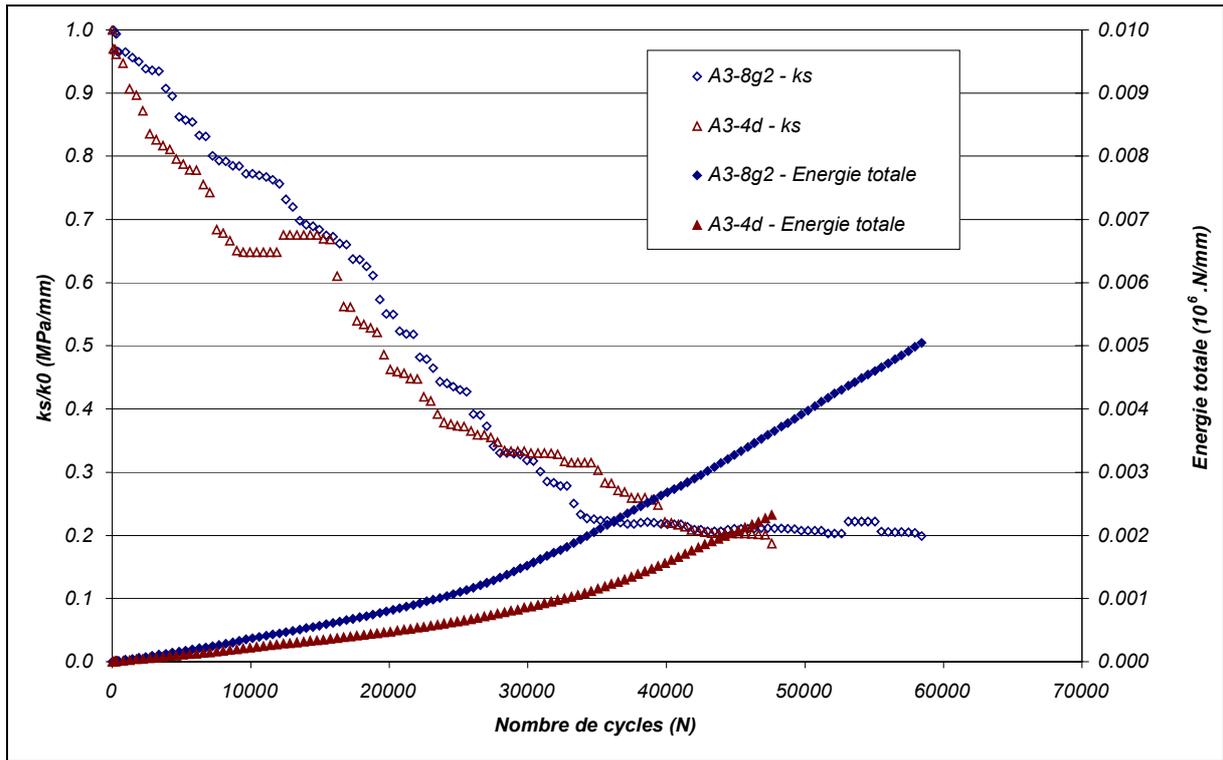


Figure C.4 – Evolution de l'énergie totale en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 1,66 MPa

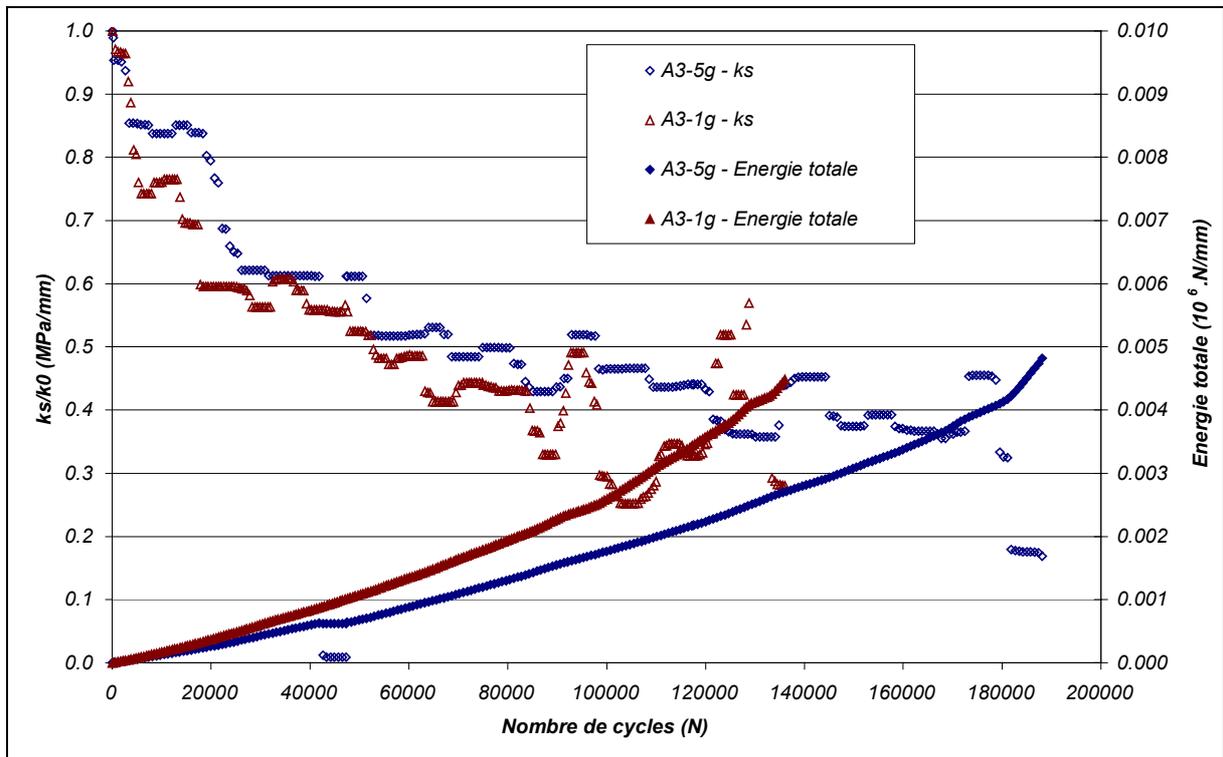


Figure C.5 – Evolution de l'énergie totale cumulée par unité de surface en fonction du nombre de cycles et de l'évolution de k_s/k_0 pour un niveau de contrainte initiale de cisaillement de 1,35 MPa

C.3. LOI D'EVOLUTION DU k_s

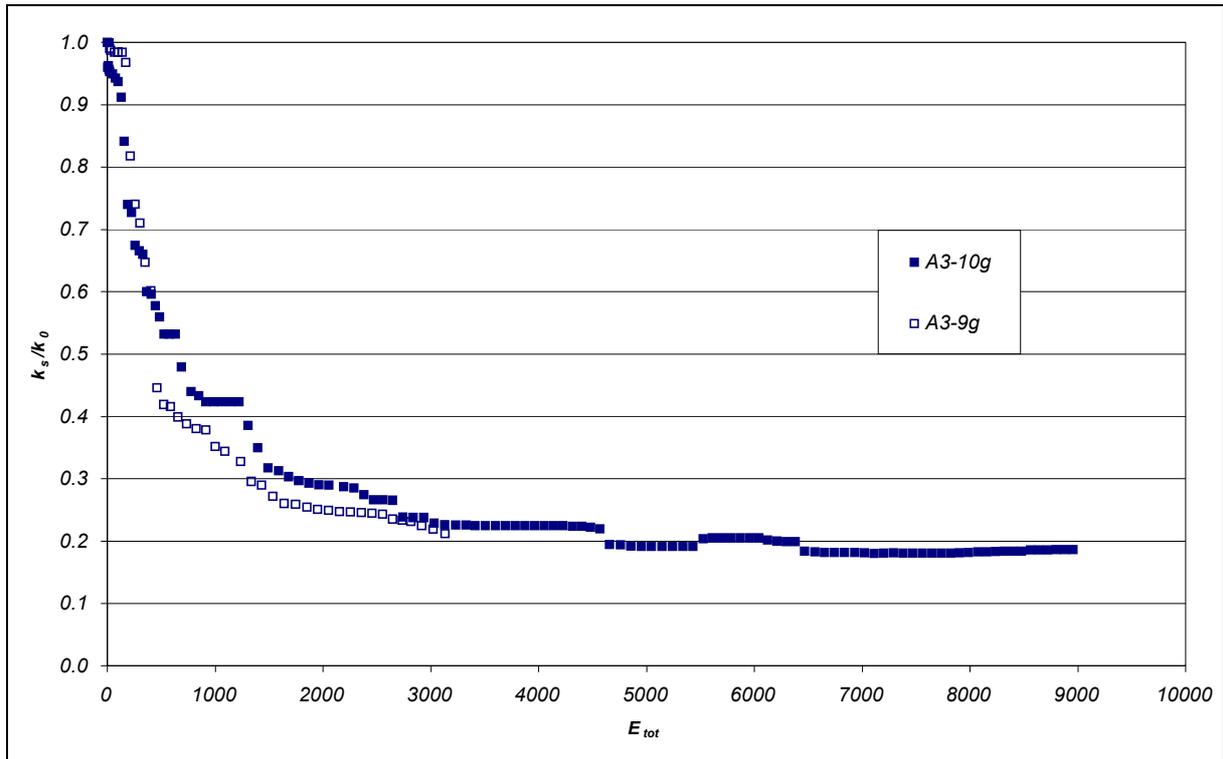


Figure C.6 – Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 2,06 MPa

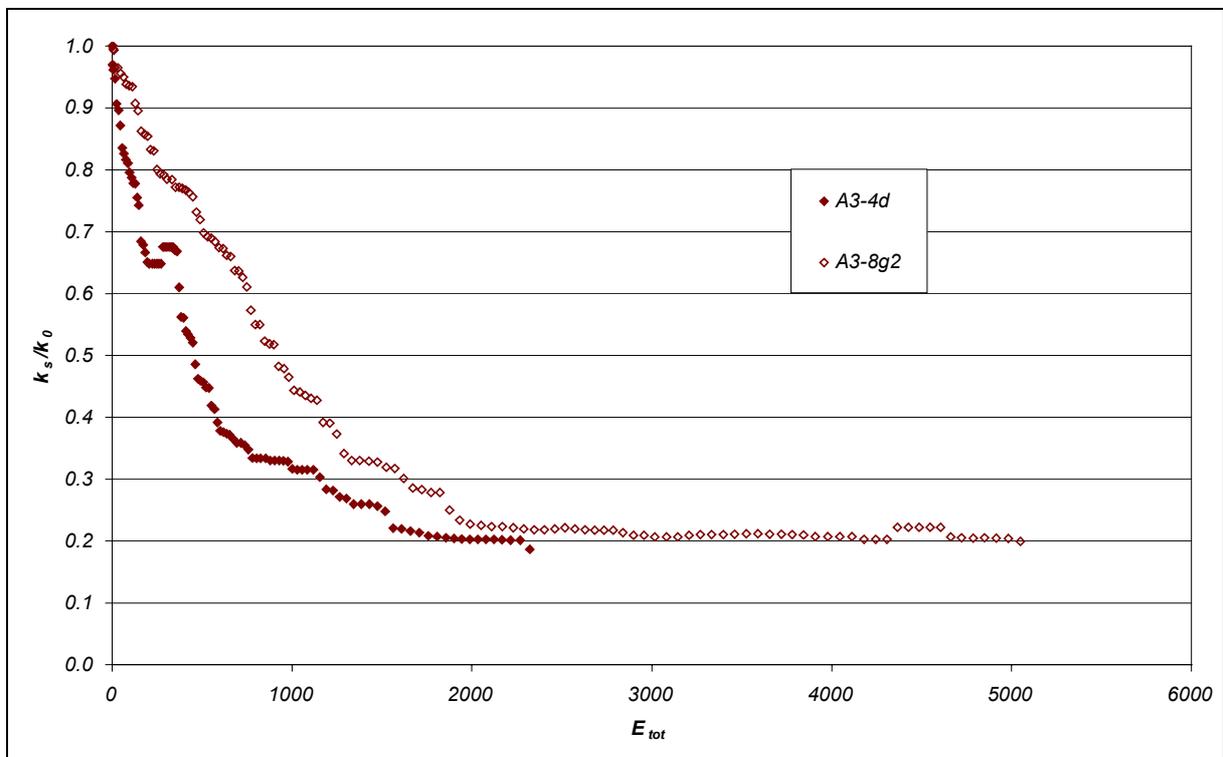


Figure C.7 – Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 1,66 MPa

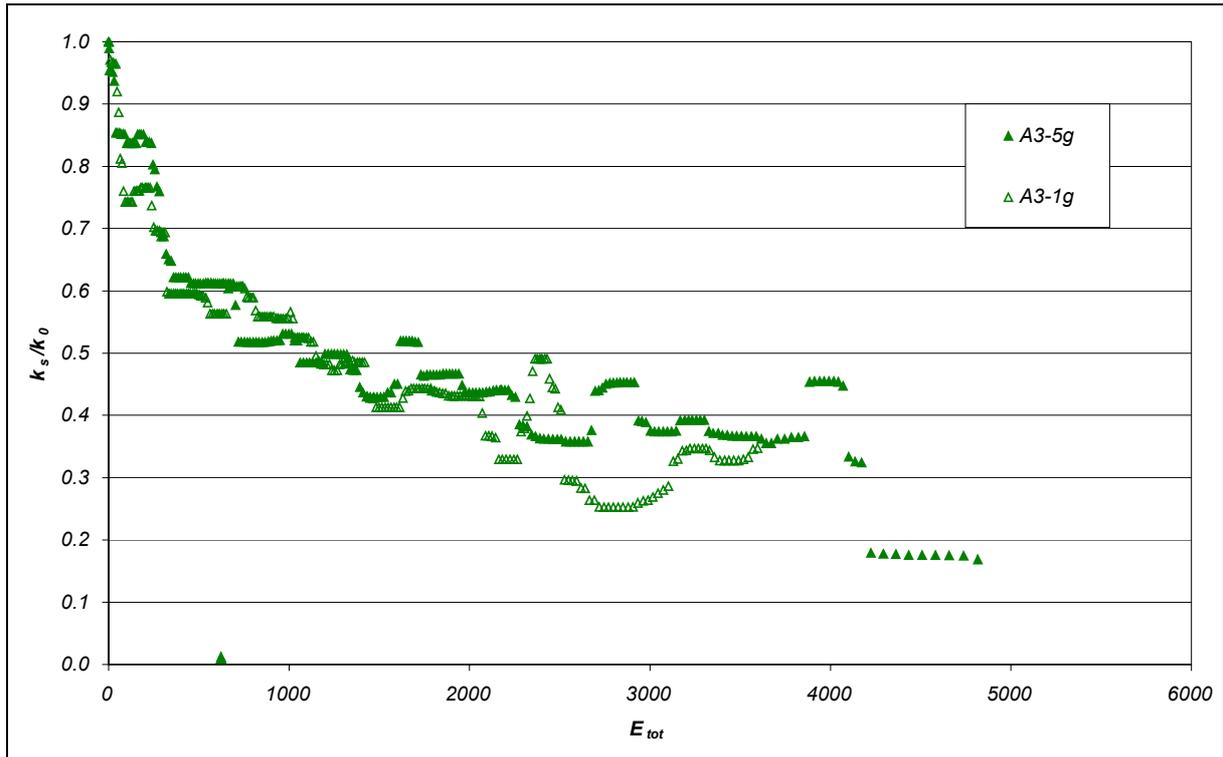


Figure C.8 – Evolution du rapport k_s/k_0 en fonction de l'énergie totale pour une contrainte initiale de 1,35 MPa

C.3.1. Calage de la loi linéaire

Pour les plus faibles niveaux de sollicitation, le calage par une forme linéaire est moins évidente.

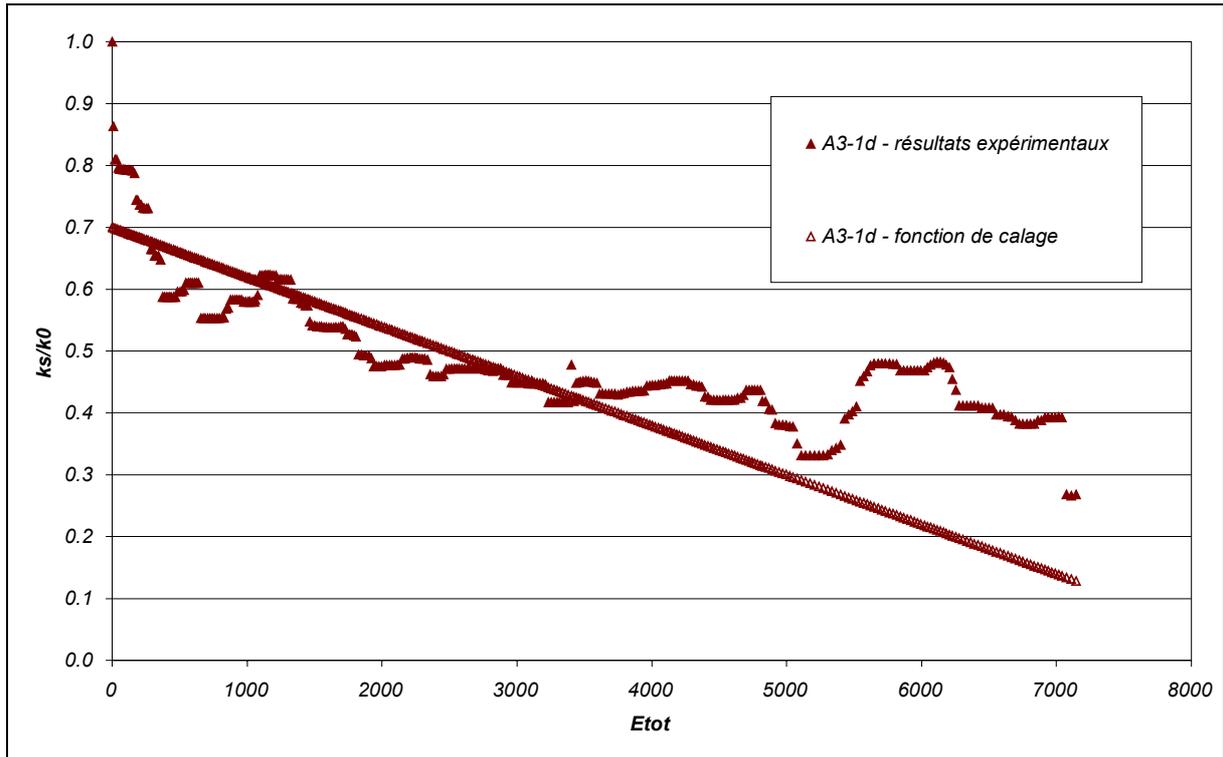


Figure C.9 – Fonction de calage linéaire pour l'éprouvette A3-4d de l'évolution de la raideur du cordon en fonction de l'énergie totale cumulée par unité de surface au cours d'un essai à taux de cisaillement initial de 1,25 MPa

C.3.2. Calage de la loi puissance

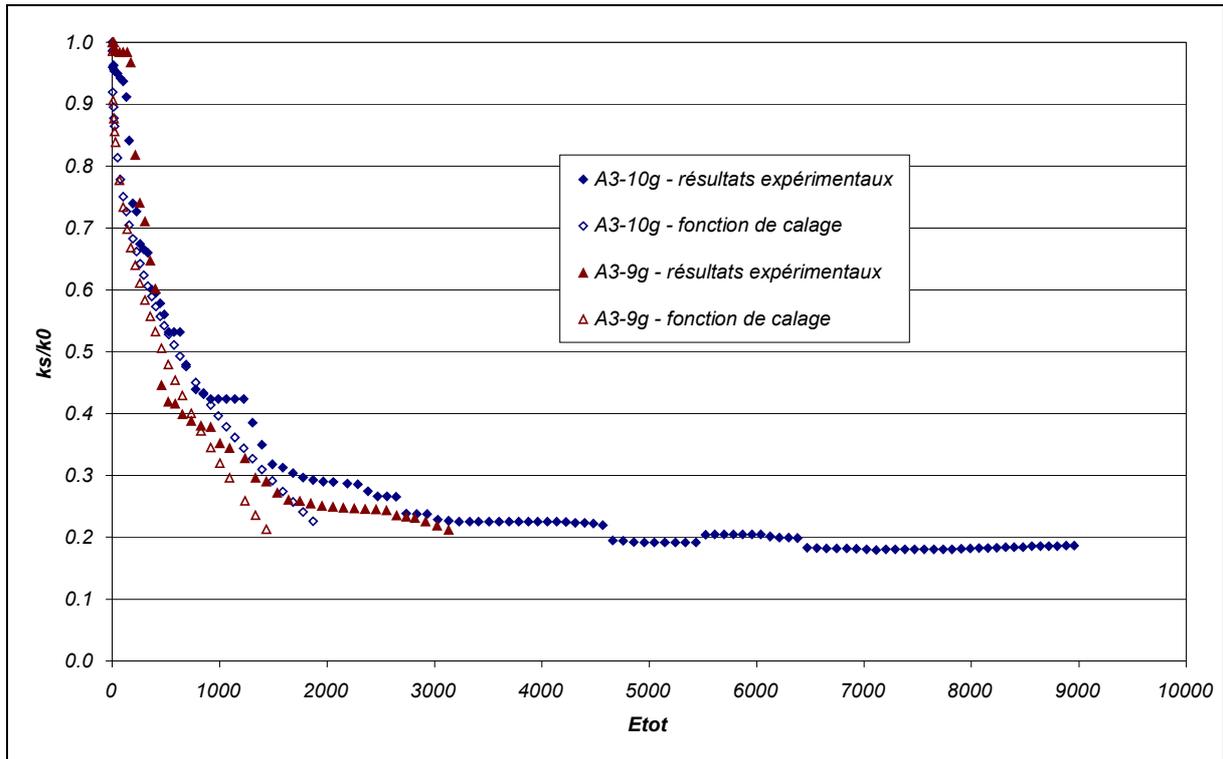


Figure C.10 – Calage de la courbe d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 2,06 MPa

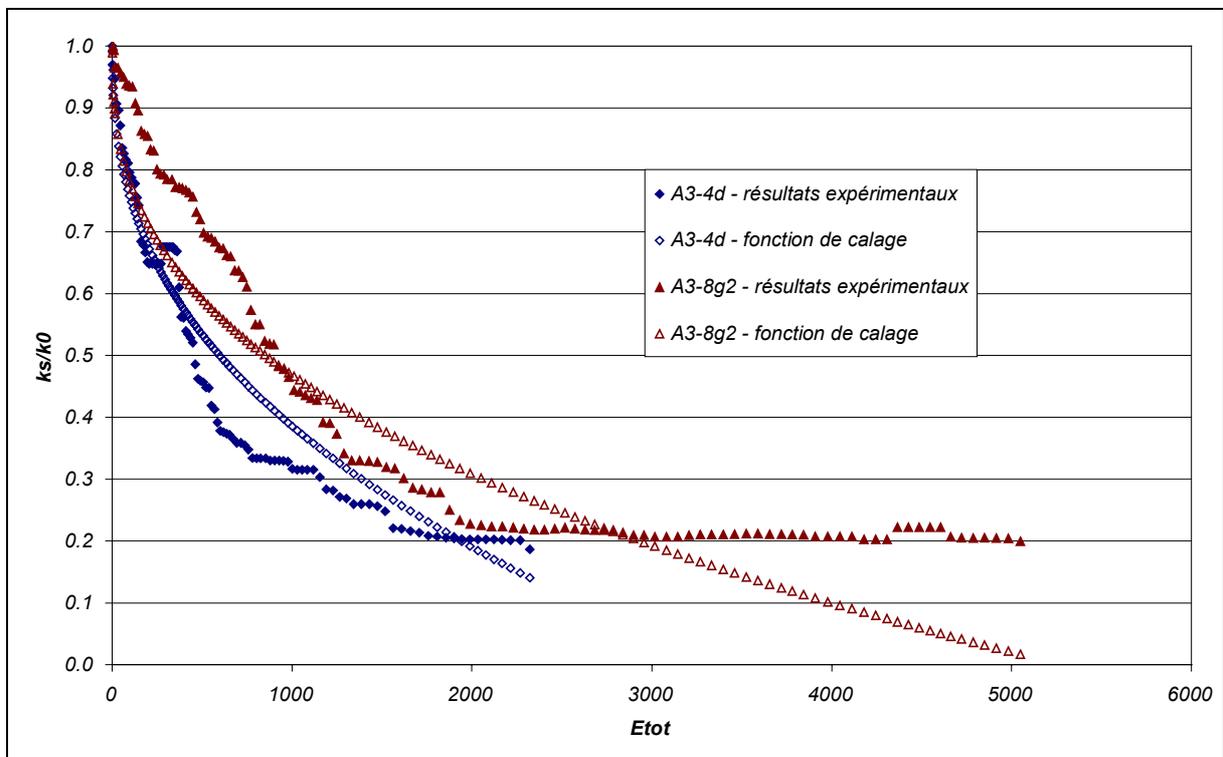


Figure C.11 - Calage des courbes d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,66 MPa

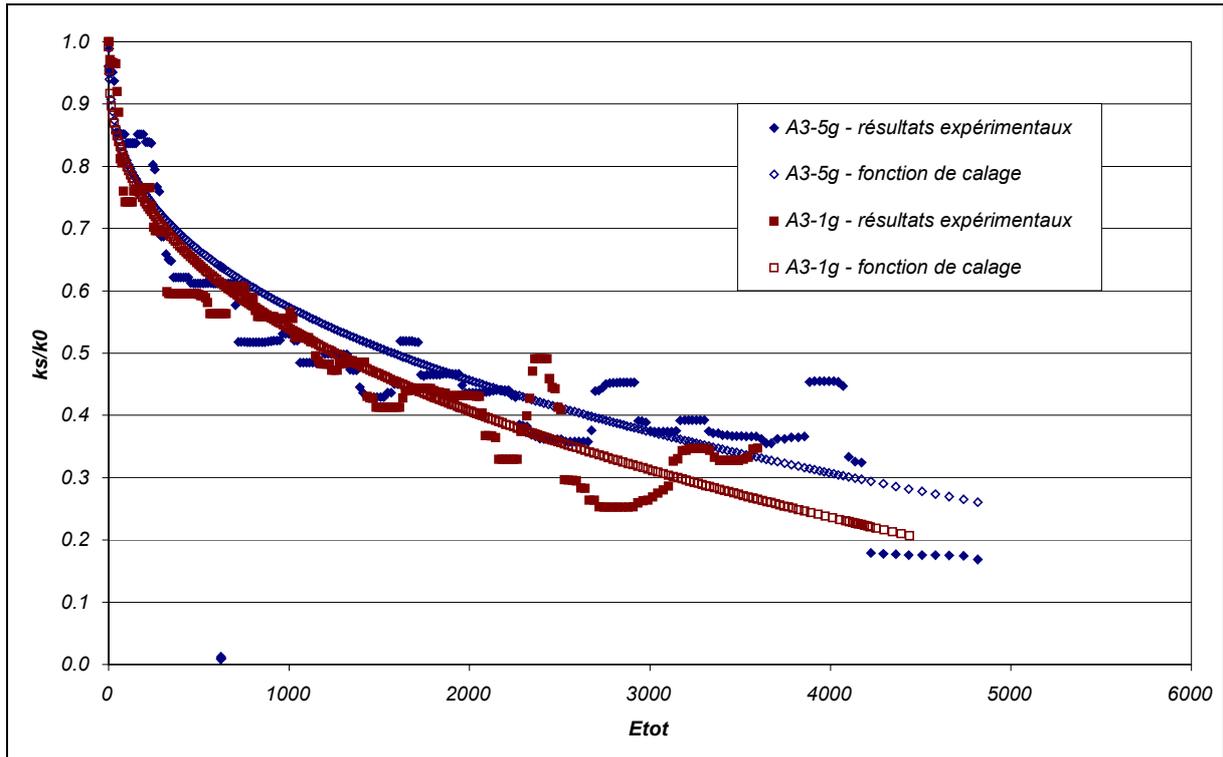


Figure C.12 - Calage de la courbe d'évolution du module en fonction de l'apport d'énergie totale pour un niveau de contrainte de cisaillement initiale de 1,35 MPa

Rapportées sur un même graphique, les évolutions du module de rigidité, à partir des fonctions puissance calées, en fonction de l'apport d'énergie totale, sont les reprises dans la *figure Erreur! Liaison incorrecte.*

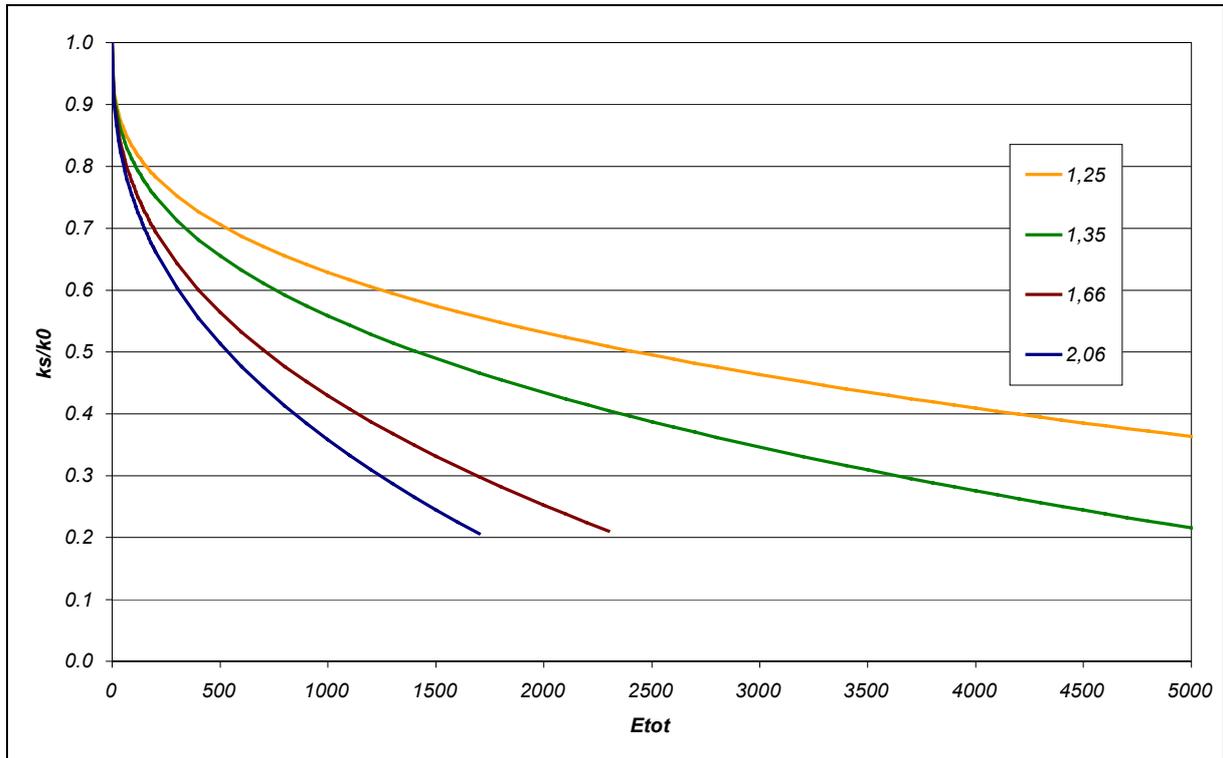


Figure C.13 – Evolution des modules de rigidité, suivant notre interprétation, en fonction du rapport d'énergie totale cumulée par unité de surface sur l'énergie totale pour les différents niveaux de chargement initiaux

Ces évolutions traduisent bien les résultats obtenus expérimentalement. Plus le niveau de chargement en contrainte de cisaillement initiale est élevée plus la chute du module est rapide. Au delà d'un certain seuil d'énergie apportée, l'évolution est plus lente.

ANNEXE D

***APPLICATION AUX STRUCTURES ROUTIERES
STRATEGIE DE DIMENSIONNEMENT***

D.1. Contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant de 1,25 MPa

D.1.1. Evolution des raideurs dans les joints

Le pas de calcul retenu pour ce niveau de sollicitation est de 2000 cycles, et nous avons pu remarquer, par une étude paramétrique, qu'un pas plus petit mène au même nombre de cycles à la rupture ce qui signifie bien que l'on a pas de souci de convergence avec ce pas choisi.

La sollicitation imposée est symétrique. Le joint n°16 est le joint central et les autres joints disposés symétriquement autour de lui ont une même contrainte et une même évolution de leur raideur tangente. En conséquence, seuls les résultats sur les joints 1 à 16 seront présentés en fonction du nombre de cycles.

Dans l'approche linéaire, la chute de la raideur tangente dans les éléments de joint de 130 MPa/mm à 117 MPa s'explique par notre approximation linéaire (*figure Erreur! Liaison incorrecte.*); compte tenu de l'hypothèse retenue pour la formulation de cette loi, une chute du dommage quasi instantanée de 10 % due aux effets d'échauffement et/ou de micro-dommage (et ce quelque soit le niveau de sollicitation) est prise en compte.

Avec l'évolution de la raideur tangente du joint en loi puissance, la chute est plus marquée en début d'essai (*figure Erreur! Liaison incorrecte.*). La courbure des évolutions des k_s est différente entre l'évolution de forme puissance et de forme linéaire.

L'endommagement du joint en pointe de fissure est plus rapide; pour un niveau de contrainte de cisaillement moyen, la redistribution des contraintes se fait sur la longueur du cordon (*figures Erreur! Liaison incorrecte. et Erreur! Liaison incorrecte.*); ce fait également observé à chaque rupture de joints.

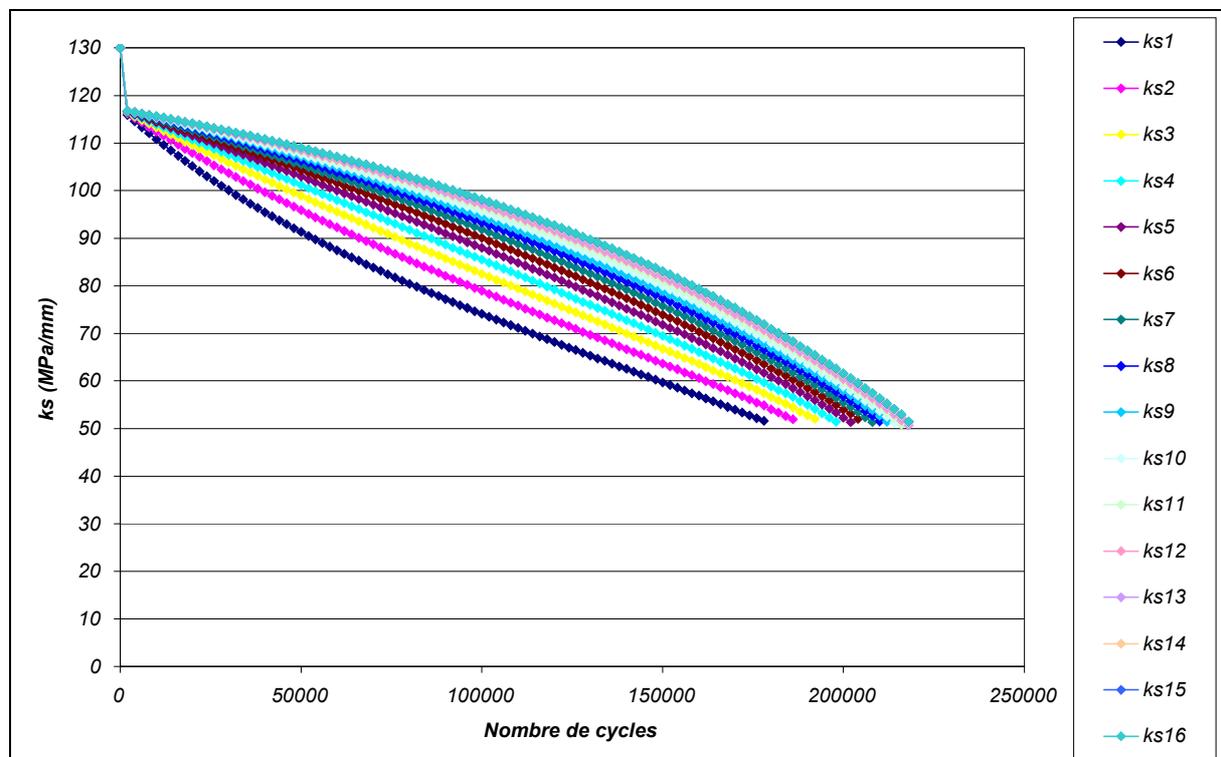


Figure D.1 – Evolution des raideurs tangentes de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi

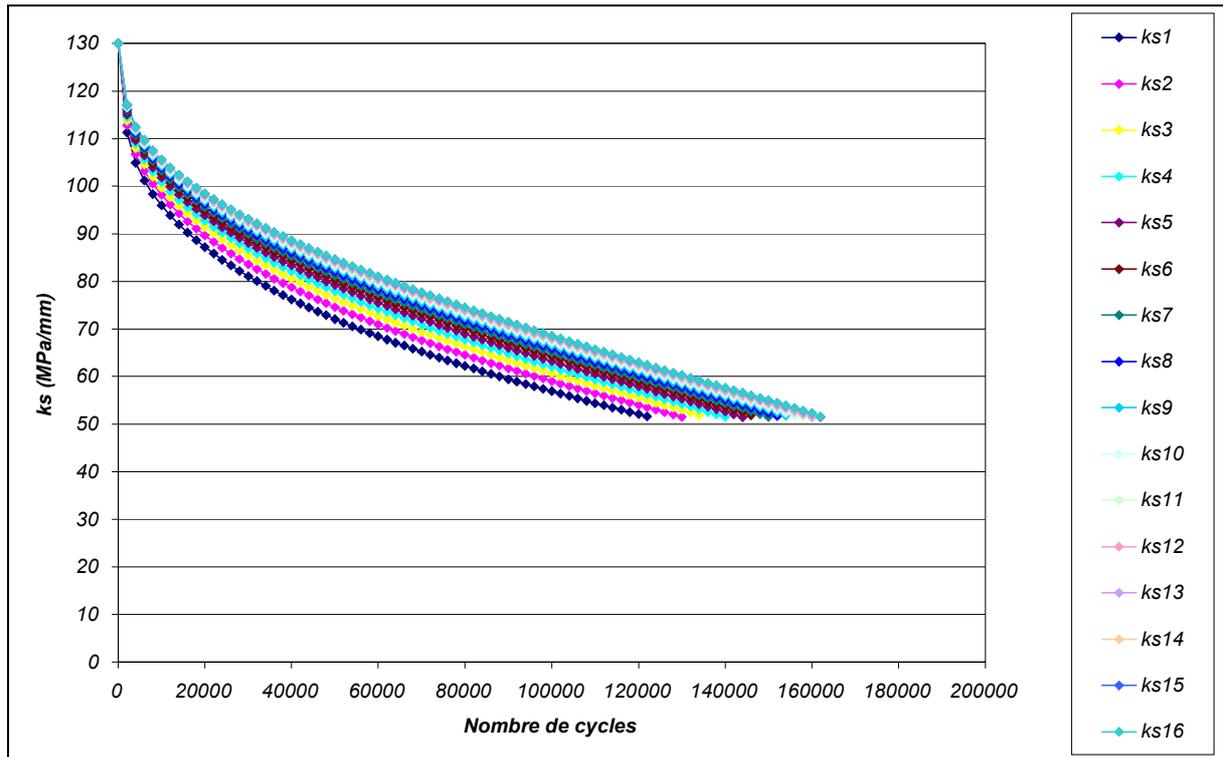


Figure D.2 – Evolution des raideurs de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi

D.1.2. Evolution des contraintes de cisaillement dans les joints

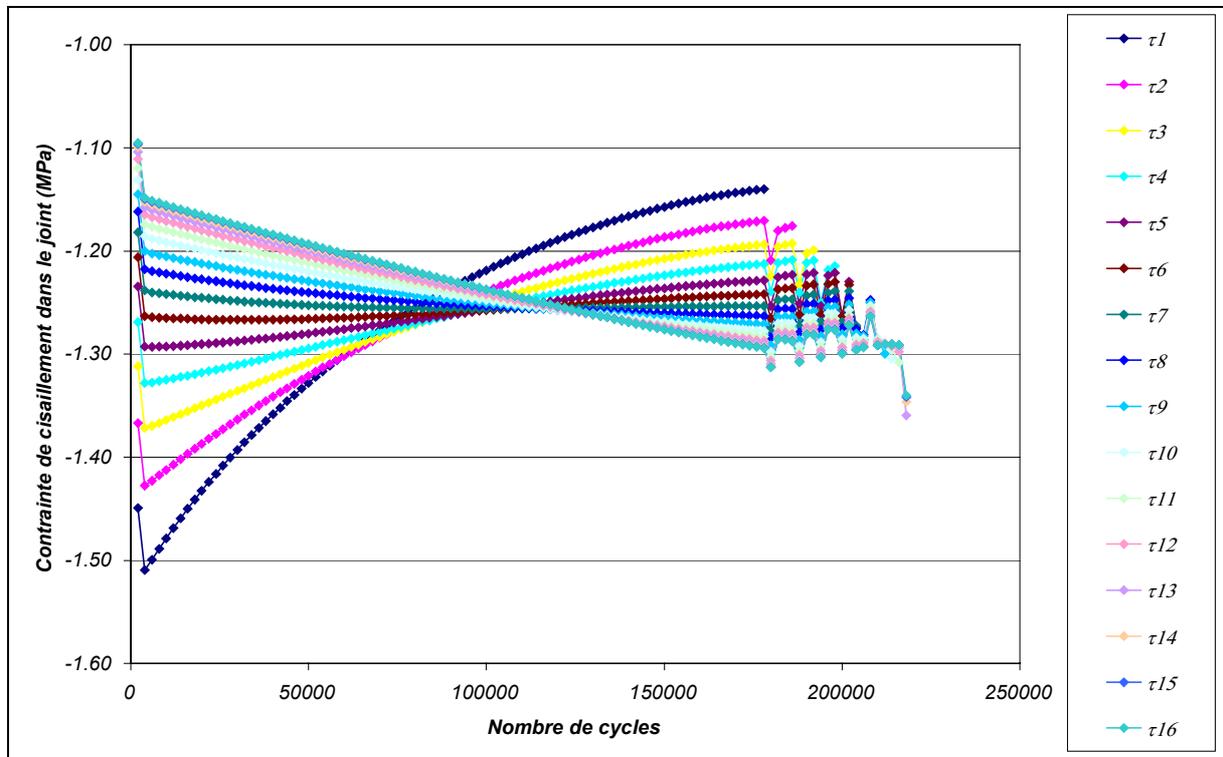


Figure D.3 – Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi

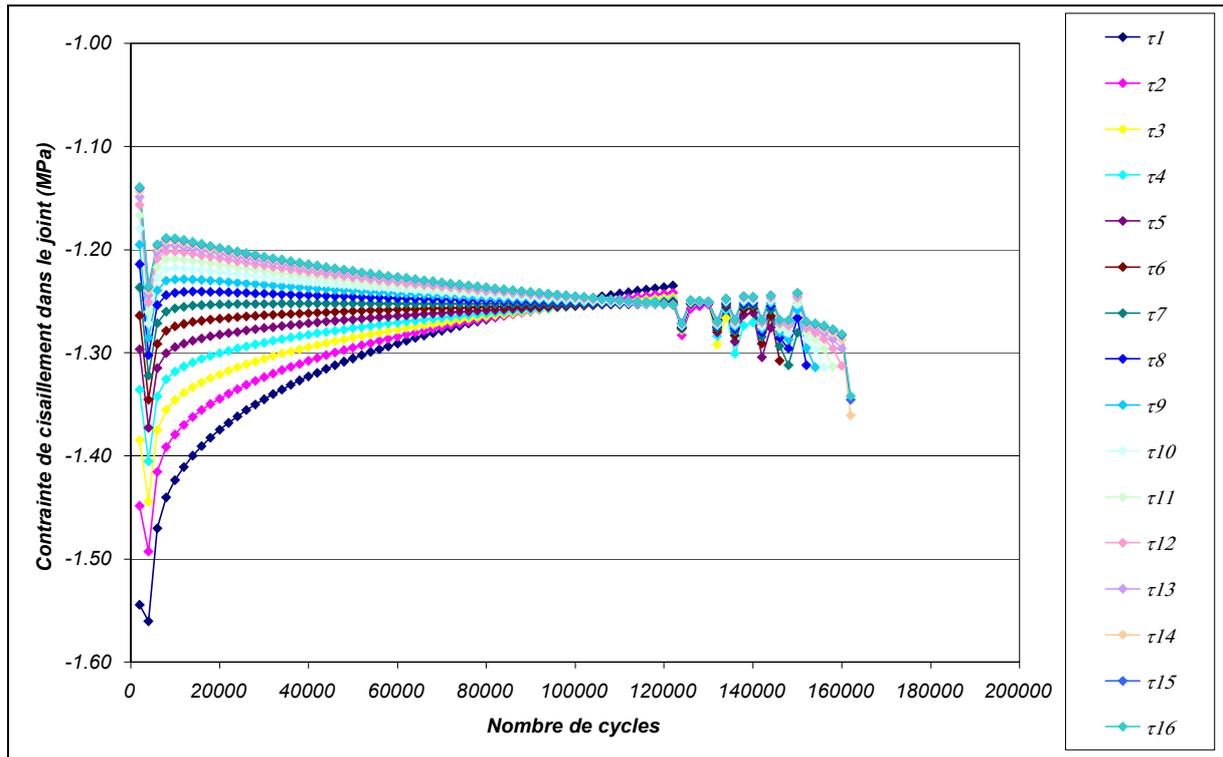


Figure D.4 – Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi

D.1.3. Evolution des profils de contraintes dans le cordon résistant

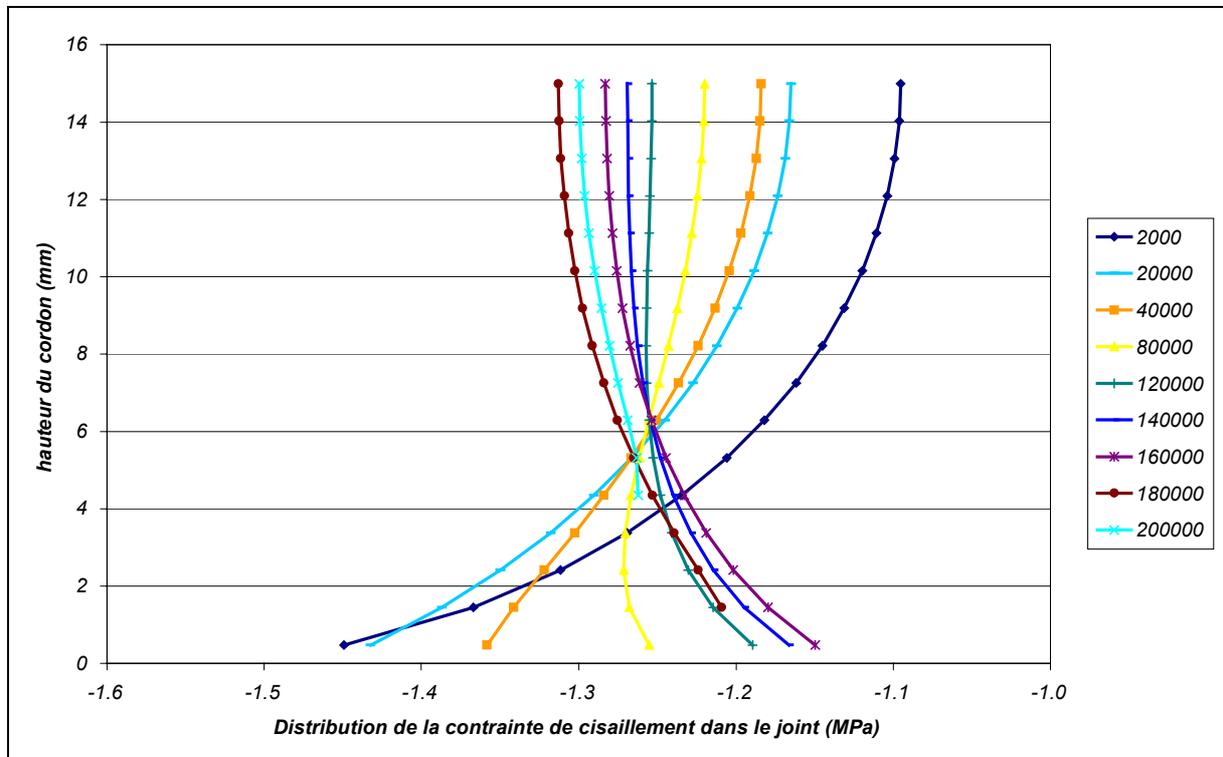


Figure D.5 – Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi

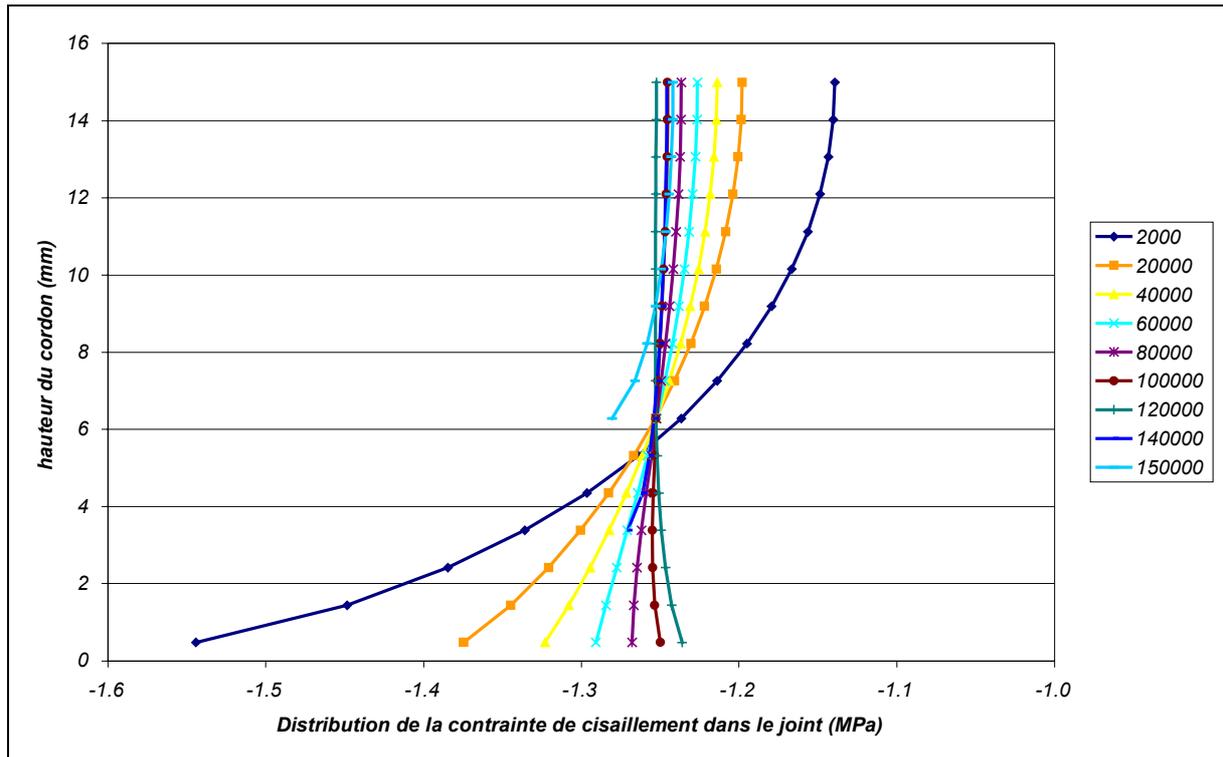


Figure D.6 – Evolution des demi-profil de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi

D.1.4. Evolution de la contrainte moyenne et du déplacement imposé

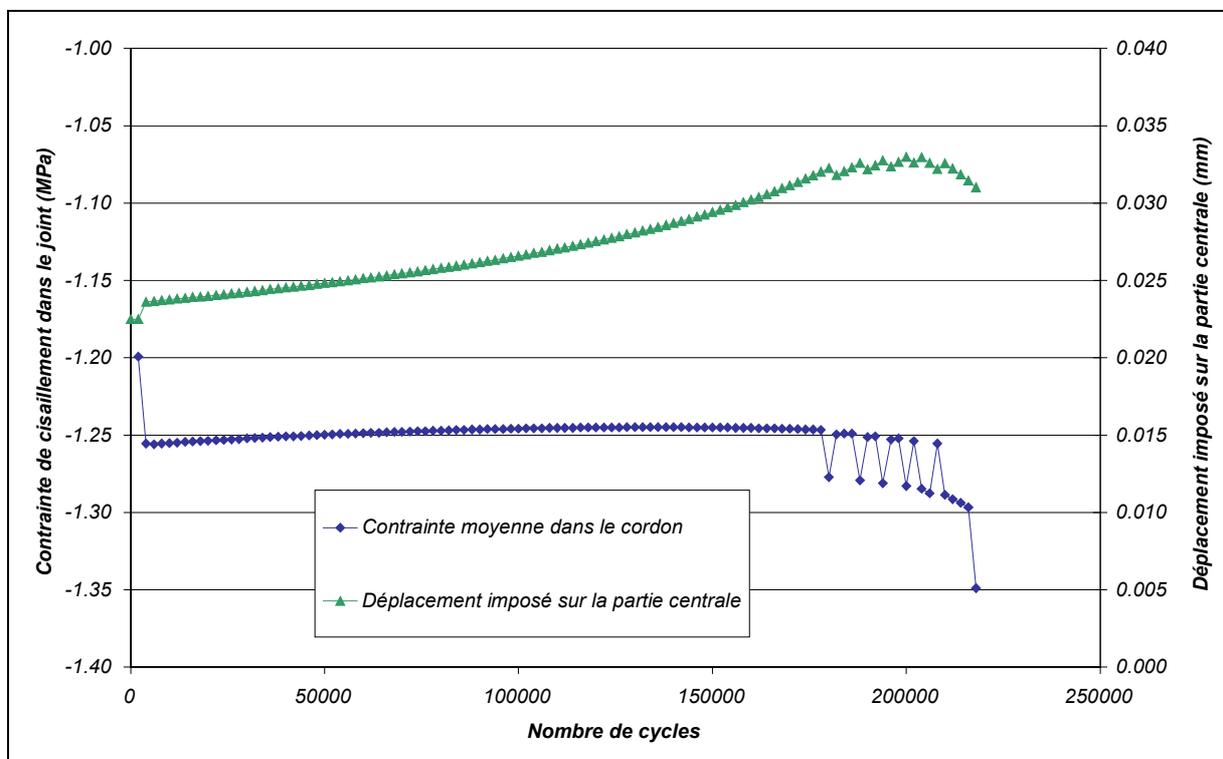


Figure D.7 – Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression linéaire de la loi

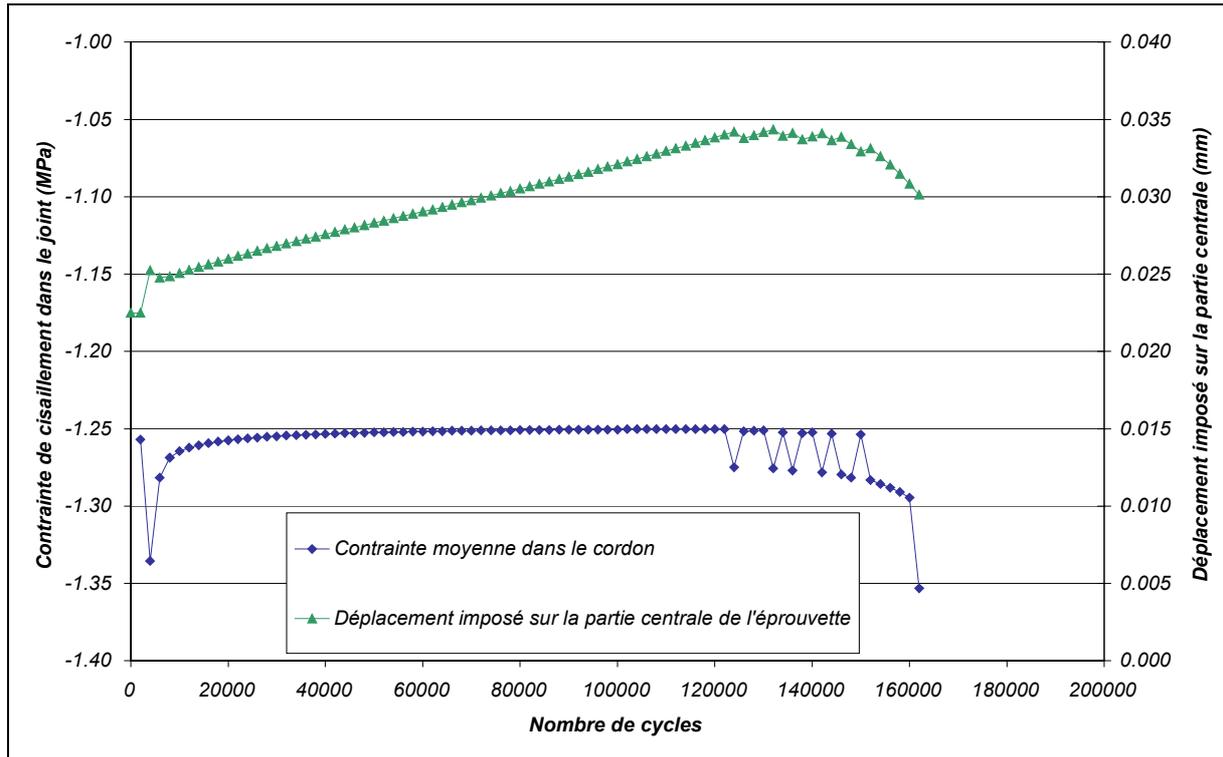


Figure D.8 – Evolution de la contraite moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression puissance de la loi

D.2. Contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon résistant de 1,6 MPa

D.2.1. Evolution des raideurs dans les joints

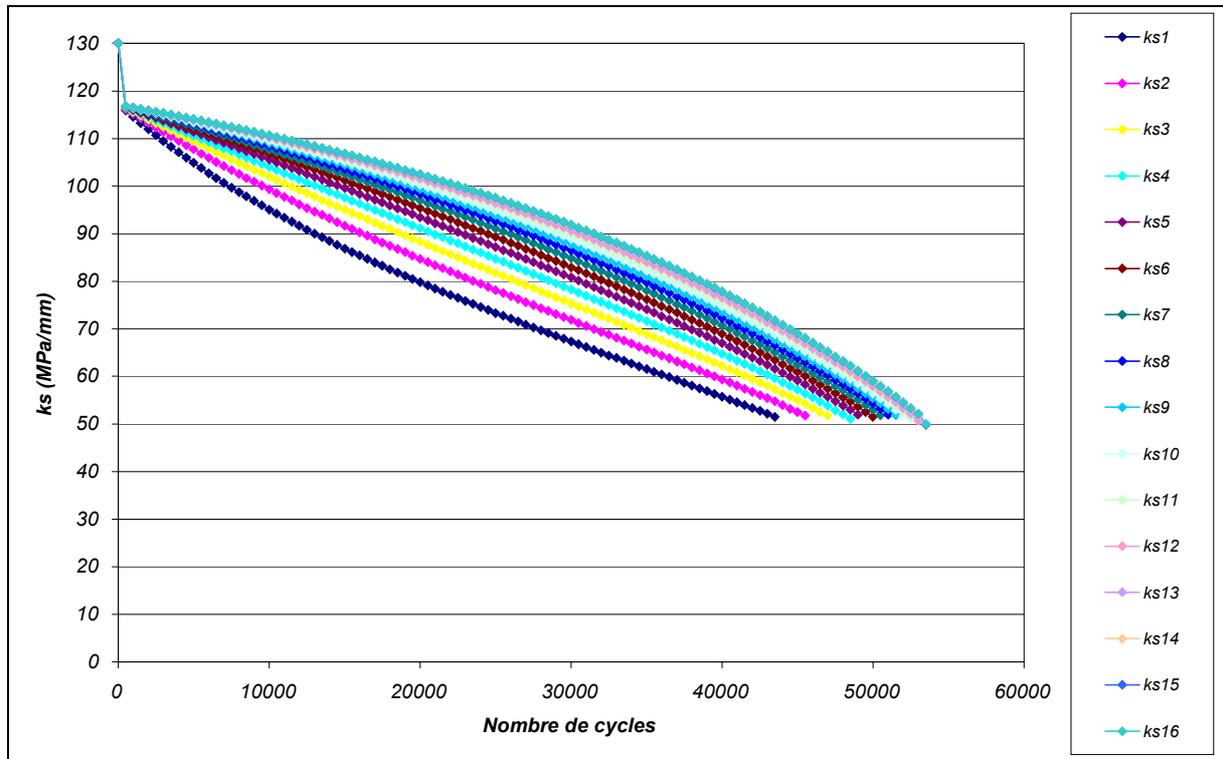


Figure D.9 – Evolution des rigidités de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi

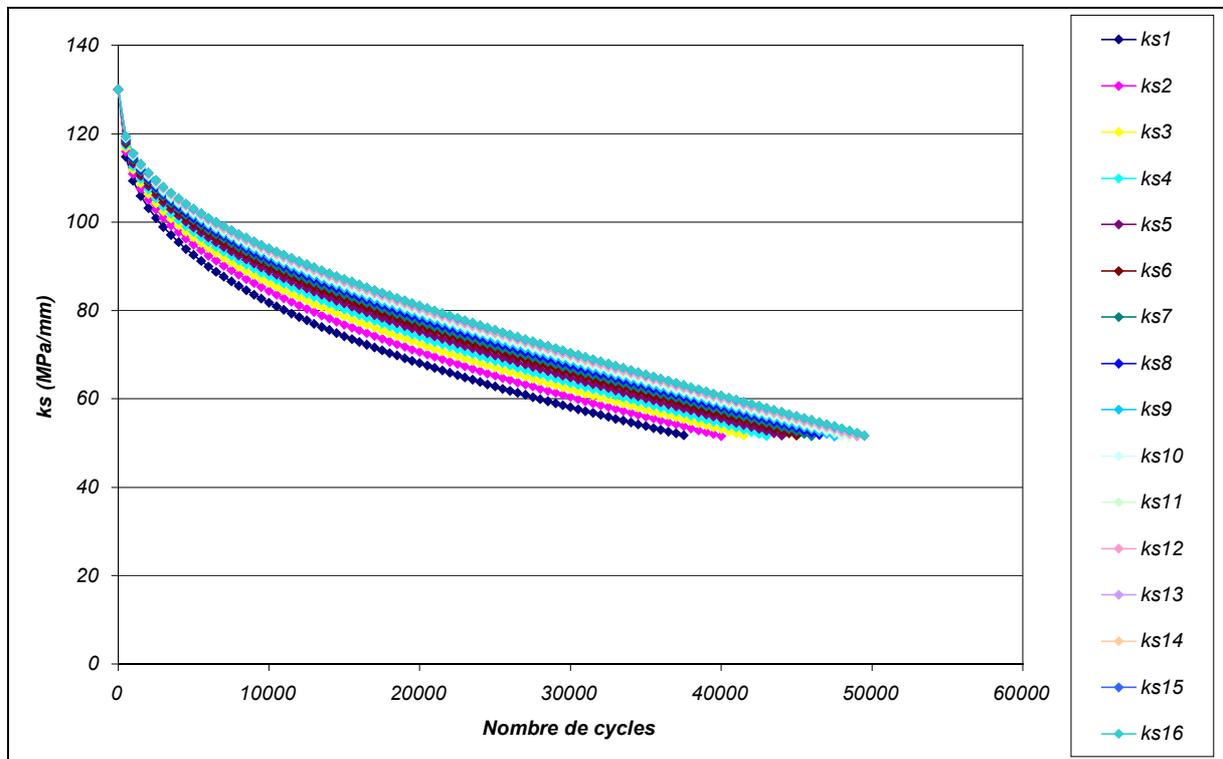


Figure D.10 – Evolution des rigidités de chacun des éléments de joint en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi

D.2.2. Evolution des contraintes de cisaillement dans les joints

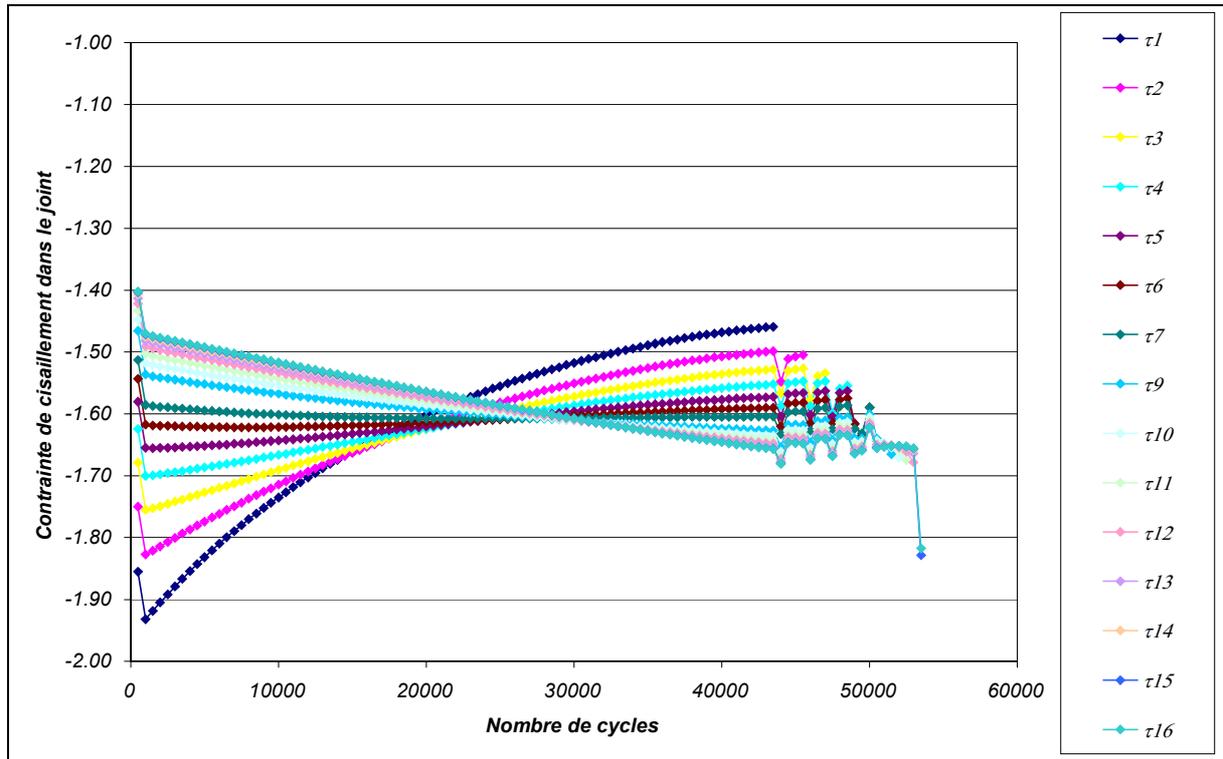


Figure D.11 – Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi

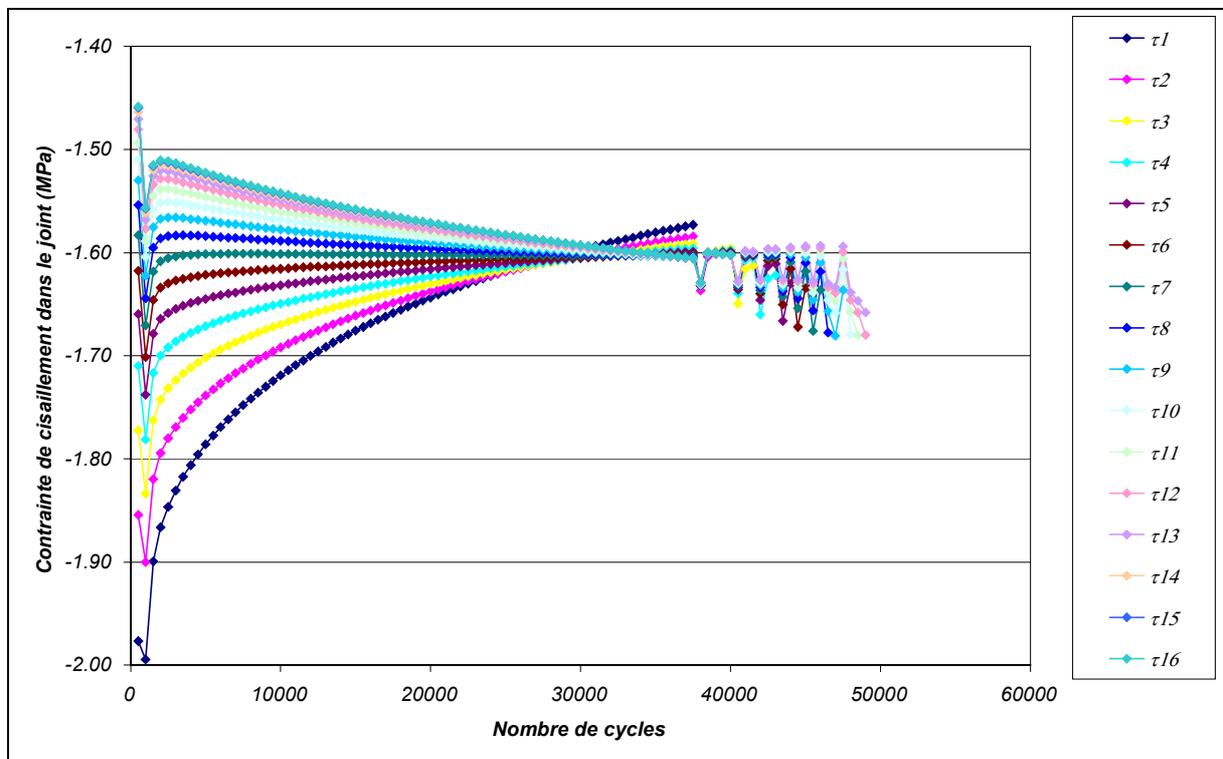


Figure D.12 – Evolution des contraintes de cisaillement dans chaque élément de joint du cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi

D.2.3. Evolution des profils de contraintes dans le cordon résistant

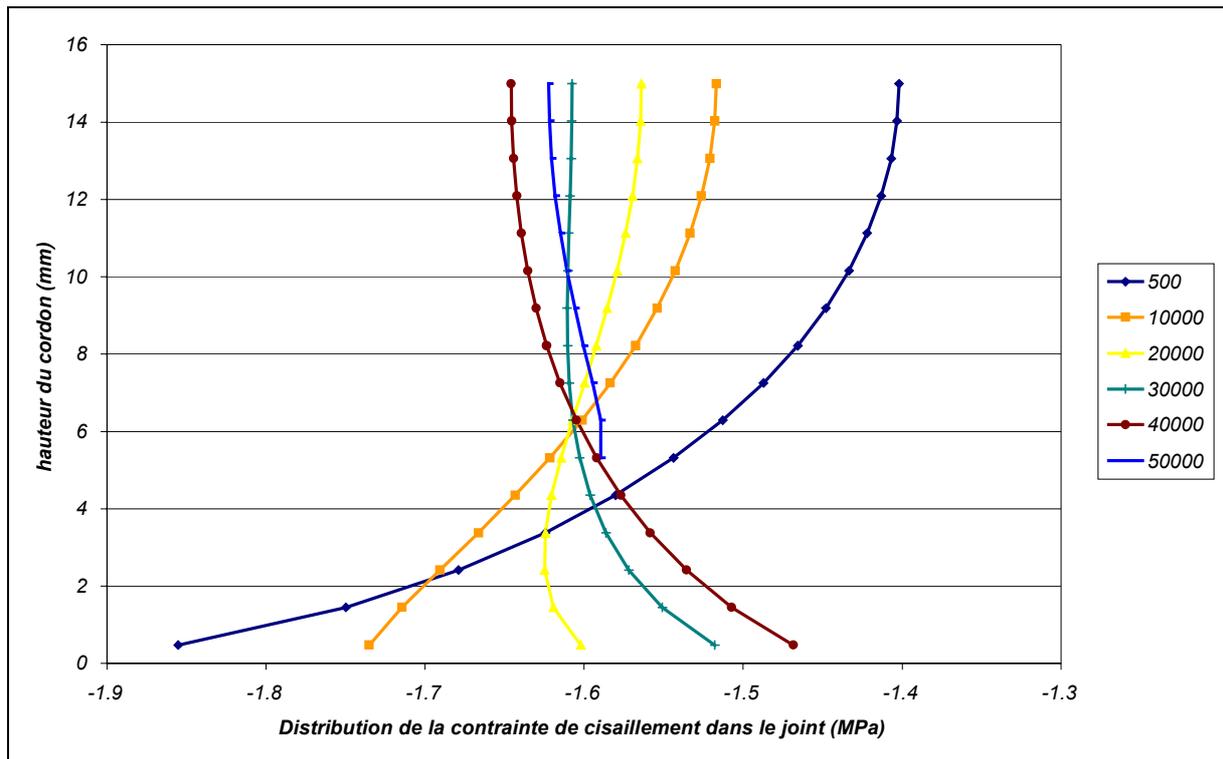


Figure D.13 – Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression linéaire de la loi

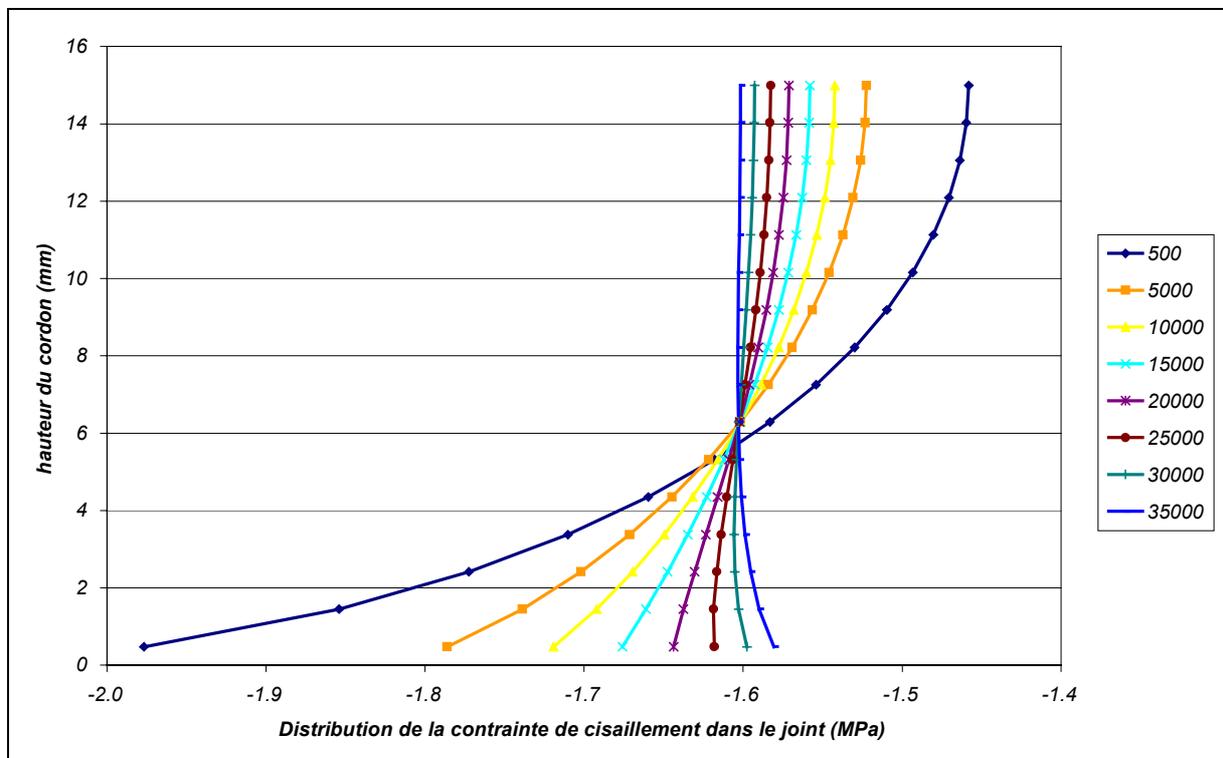


Figure D.14 – Evolution des demi-profils de contraintes de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles pour l'expression puissance de la loi

D.2.4. Evolution de la contrainte moyenne et du déplacement imposé

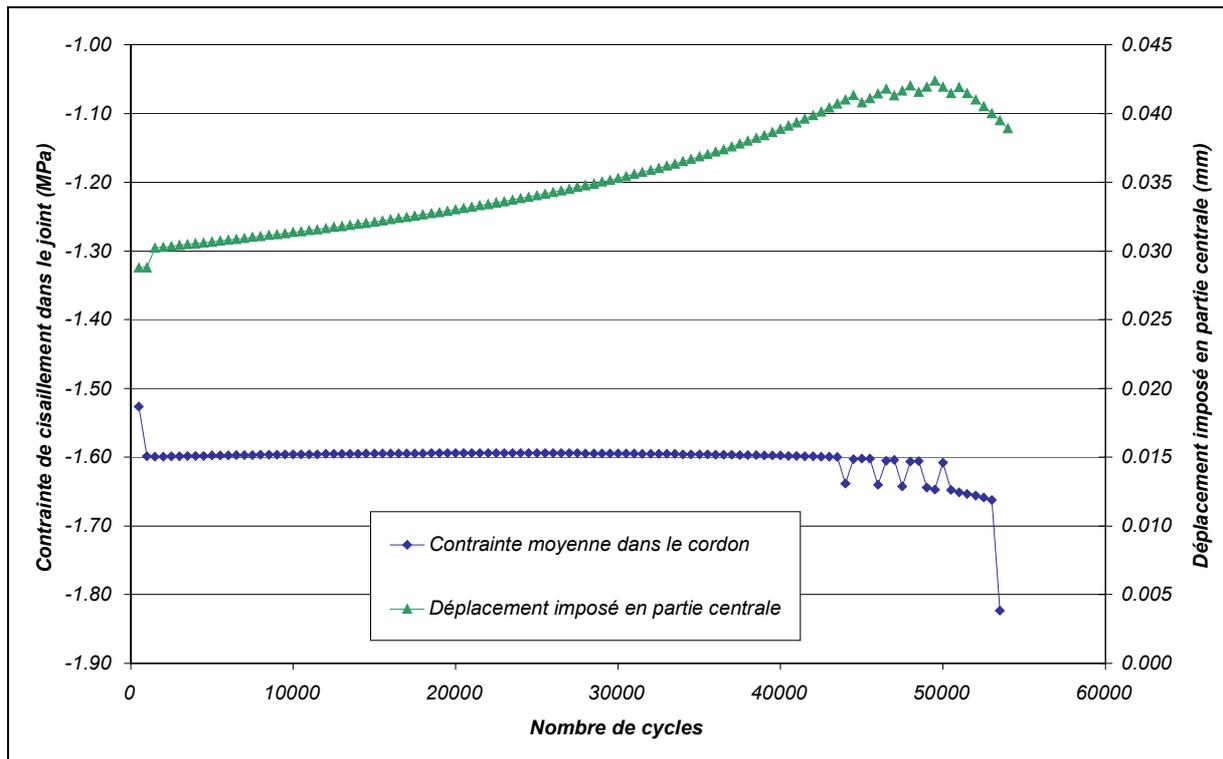


Figure D.15 – Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression linéaire de la loi

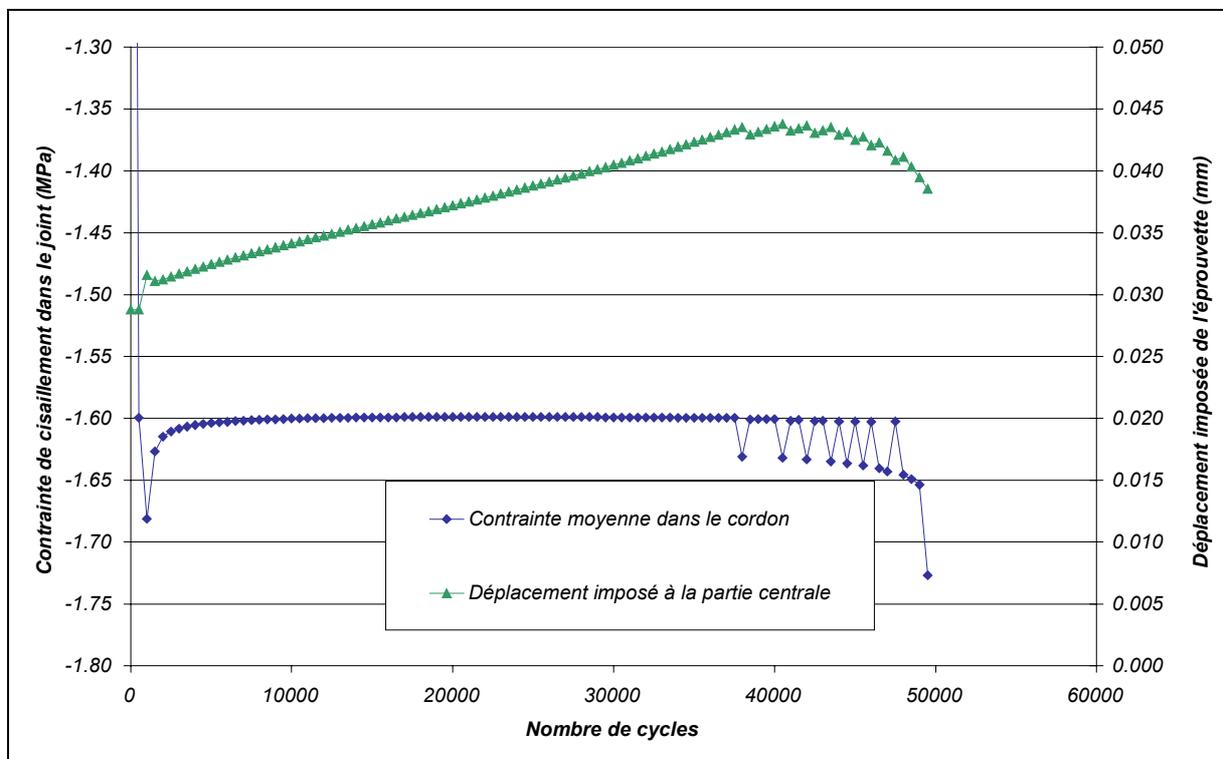


Figure D.16 – Evolution de la contrainte moyenne de cisaillement dans le cordon en fonction du nombre de cycles ainsi que le déplacement imposé au cours des cycles pour l'expression puissance de la loi

