



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Djillali Liabès de Sidi Bel Abbès

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Laboratoire des Matériaux et Hydrologie

THESE

Présentée pour l'obtention du Diplôme de Doctorat en Sciences

Par :

Monsieur KERBOUA Mohammed

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures & Matériaux

Intitulé de la thèse

**Contribution à la modélisation du comportement en  
rupture des fissures dans un milieu viscoélastique  
Cas des enrobés bitumineux**

Soutenue le

Composition de jury :

Pr ADDA BEDIA El abbas	Président	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbes
Pr BENGUEDIAB Mohamed	Directeur de thèse	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbes
Pr BENRAHOU Kouider Halim	Co-directeur de thèse	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbes
Pr AMROUCHE Abdelwaheb	Examineur	Université de l'Artois (France)
Dr AMEUR Mohammed	Examineur	ENP D'ORAN
Dr HOUARI Mohamed Sid Ahmed	Examineur	Université de Mascara
Pr TOUNSI Abdelouhed	Invité	Université Djilali Liabes Sidi Bel Abbe

ANNEE UNIVERSITAIRE 2014/2015

KERBOUA MOHAMMED

# Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce travail :*

*-A ma très chère femme qui a veillé sur moi durant toutes les pénibles journées et longues nuits de travail.*

*- A mes petites filles Meryem Rimasse et Nihel*

*- A Mon cher frère Oussama*

*- Kaoulala Khelifa et toute sa famille*

*-A Taifour Yamina*

*-Ma mère et Ma grande mère*

# **Remerciements**

*Tout d'abord je remercie le **bon Dieu** de m'avoir donné la force et le courage pour mener à bien ce travail.*

*Ce travail a été réalisé au sein du laboratoire de Matériaux et Hydrologie grâce à l'aide qui m'a été apportée par plusieurs personnes.*

*Je tiens à exprimer ma reconnaissance à messieurs les professeurs **Benguediab Mohamed** et **Benrahou Kouider Halim** de l'Université de Sidi Bel Abbés pour avoir accepté d'encadrer scientifiquement cette thèse, de m'avoir guidé et soutenu tout au long de cette étude.*

*Leurs qualités humaines et scientifiques, Leurs conseils ont tracé le chemin de cette thèse de l'introduction à la conclusion. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude*

*Je tiens aussi à remercier le professeur **Adda Bedia El Abbas** pour m'avoir accepté au sein du Laboratoire de Matériaux et Hydrologie et accepté de présider ce jury. Je le remercie pour son aide très précieuse qu'il m'a apportée depuis le début en me faisant intégrer au sein d'une de leurs équipes de travail et ses encouragements. Qu'il trouve ici l'expression de mes vifs remerciements.*

*Je remercie tout particulièrement,*

- *Messieurs le professeur **Amrouche Abdelwaheb** de l'université de l'Artois (France) et le Docteur **Houari Mohamed Sid Ahmed** Maitre de Conférences A , de l'université de Mascara, le docteur **Ameur Mohamed** Maitre de Conférences A à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Oran pour leurs précieux conseils et aussi pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et avoir accepté de faire partie du jury.*

*Je remercie profondément le professeur **Tounsi Abdelouhed** pour son aide précieuse et ses atouts scientifiques qu'il m'a apporté tout au long de ma formation doctorale sans quoi cette étude n'aurait pas vu le jour.*

- *Je tiens à remercier également :*

*Toutes les personnes qui de loin ou de près ont contribué à ce travail et sans qui, seul, je n'aurais sûrement pas pu terminer cette tâche aussi modeste qu'elle soit.*

# Table des matières

Remerciements.....	i
Table des matières.....	ii
Liste des figures.....	v
Liste des tableaux.....	vii
Résumé.....	viii
المخلص et Abstract.....	ix
Liste de symboles.....	x
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1: DESCRIPTION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE ET DIMENSIONNEMENT.....</b>	<b>4</b>
1.1 Introduction.....	4
1.2 Les structures de chaussées.....	5
1.3 Les différents types de structures de chaussées.....	5
1.3.1 Les chaussées souples.....	5
1.3.2 Les chaussées bitumineuses épaisses.....	6
1.3.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.....	6
1.3.4 Les chaussées à structure mixte.....	7
1.3.5 Les chaussées à structure inverse.....	7
1.3.6 Les chaussées en béton de ciment (Chaussées rigide).....	7
1.3.7 Les chaussées composites.....	8
1.3.8 Domaine d'utilisation usuel.....	8
1.4 Couches bitumineuses.....	10
1.4.1 Bitume.....	10
1.4.2 Fines.....	12
1.4.3 Agrégats.....	12
1.5 L'épreuve de formulation des enrobés bitumineux.....	12
1.6 Définition des études de dimensionnement utilisée.....	14
1.6.1 Estimation des volumes et charges de trafic.....	14
1.6.2 Etudes comparatives des variantes de structure de chaussées.....	15
1.6.2.1 Couche de surface.....	15
1.6.2.2 Couche de base.....	15
1.6.2.3 Classe du plat-forme (PF).....	16
1.6.2.4 Utilisation du bitume modifié et d'additif.....	16
1.6.3 Prédimensionnement des structures de chaussée.....	16
1.6.3.1 Objet de la conception des structures de chaussée.....	16
1.6.3.2 Données de base.....	17
1.6.3.3 Valeur ultime admissible.....	19
1.6.3.4 Contrainte réelle et calcul de déformation.....	21
1.6.3.5 Dimensionnement des structures de chaussée.....	22
1.6.3.6 Synthèses.....	23
1.7 Différentes causes des fissures dans les chaussées.....	23
1.7.1 Fatigue.....	23
1.7.2 Retrait.....	23
1.7.3 Mouvements du sol.....	23
1.7.4 Défaut de construction.....	24
1.7.5 Vieillessement et effets environnementaux.....	24

1.7.6 Dégradation des interfaces.....	24
1.7.7 Dégradation par ornierage.....	24
1.8 Les différents types de fissuration et leur origine.....	25
1.8.1 Fissure transversale.....	25
1.8.2 Fissure longitudinale dans les bandes de roulement.....	26
1.8.3 Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement.....	26
1.8.4 Fissures de joint.....	27
1.8.5 Fissures d'adaptation.....	27
1.8.6 Fissures diverses.....	27
1.8.7 Faiçage.....	28
1.8.8 Cassures d'angle.....	29
1.8.9 Fissure oblique.....	29
1.8.10 Fissures en dalles.....	29
1.9 La propagation des fissures.....	30
1.9.1 Description.....	30
1.9.2 La rupture.....	30
1.9.3 Essai de propagation des fissures.....	31
1.10 Conclusion .....	32
<b>CHAPITRE 2 : LE COMPORTEMENT VISCOELASTIQUE DES ENROBES BITUMINEUX.....</b>	<b>33</b>
2.1 Introduction.....	33
2.2 Modèle de Maxwell généralisé.....	33
2.2.1 Introduction.....	33
2.2.2 Variables internes.....	34
2.2.3 Potentiel thermodynamique.....	34
2.2.4 Second principe de la thermodynamique.....	35
2.2.5 Dissipation.....	36
2.2.6 Comportement adoucissant.....	36
2.2.7 Amortisseur linéaire.....	37
2.2.8 Comportement rigidifiant.....	37
2.2.9 Comportement sous cycle rigidifiant / assouplissant.....	39
2.2.10 Densité de puissance et d'énergie restituable.....	40
2.2.11 Densité d'énergie mécanique dissipée.....	41
2.2.12 Equilibre énergétique.....	42
2.2.13 Partition du taux de restitution d'énergie.....	43
2.2.14 Approche énergétique.....	44
2.3 Viscoélasticité linéaire (VEL) .....	46
2.3.1 Description.....	46
2.3.2 Modèle sigmoïdal.....	47
2.3.3 Modèle de la loi de puissance.....	48
2.3.4 Modèle analogique.....	48
2.3.5 Mesure du module dans le domaine temporel.....	49
2.3.6 Mesure du module dans le domaine fréquentiel.....	49
2.3.6 Principe d'équivalence temps-température.....	50
2.4 Caractérisation des propriétés à la rupture .....	51
2.4.1 Le comportement d'une couche de chaussée en fatigue.....	52
2.4.2 L'essai de flexion.....	53
2.5 Critère de rupture.....	53
2.5.1 Critère de la contrainte maximale.....	54
2.5.2 Critère de la déformation maximale.....	54
2.5.3 Les critères énergétiques.....	55
2.5.4 Caractérisation du comportement à basse température.....	55
2.6 Formulation du comportement viscoélastique.....	56
2.6.1 Sollicitation en contrainte - Fonction de fluage ou de retard.....	56
2.6.2 Sollicitation en déformation - Fonction de relaxation.....	57

2.6.3 Recouvrance.....	58
2.6.4 Effacement.....	58
2.7 Calcul des structures viscoélastiques.....	59
2.8 Conclusion .....	60
<b>CHAPITRE 3 : ETUDE EXPERIMENTALES ET MODELISATION .....</b>	<b>61</b>
3.1 Introduction .....	61
3.2 Détermination des propriétés mécaniques des matériaux bitumineux.....	61
3.3 Etudes expérimentales de caractérisation des enrobés bitumineux .....	62
3.3.1 Analyses granulométriques .....	62
3.3.2 Les essais sur les bitumes .....	65
3.3.2.1 La pénétrabilité des bitumes .....	65
3.3.2.2 Point de ramollissement Bille Anneau .....	66
3.3.2.3 Détermination de la ductilité des bitumes .....	67
3.3.3 Les essais sur les cut-backs .....	67
3.3.3.1 Distillation fractionnée d'un cut-back .....	67
3.3.3.2 Détermination de la pseudo-viscosité d'un cut-back .....	68
3.3.4 Les essais sur les émulsions de bitume .....	68
3.3.4.1 Détermination de la teneur en eau d'une émulsion (Dean Stark).....	68
3.3.4.2 Détermination de la pseudo-viscosité d'une émulsion (Engler) .....	69
3.4 Détermination du comportement en fatigue en laboratoire .....	70
3.4.1 Détermination des valeurs paramétriques de calcul d'enrobe bitumineux .....	70
3.4.2 Essai de flexion 2 points .....	71
3.4.3 Chargement cyclique .....	75
3.4.4 Etude de l'orniérage .....	78
3.4.5 Essais à la Presse à Compactage Giratoire .....	79
3.5 Simulations numériques .....	81
3.5.1 Utilisation du logiciel Alizé LCPC pour l'étude du comportement en contraintes et en déformations .....	81
3.5.2 Essai de fissuration sur les enrobés bitumineux .....	87
3.5.2.1 Essais de flexion 3 points .....	87
3.5.2.2 Calcul de $K_{Ic}$ .....	89
3.5.2.3 Calcul de $G_{Ic}$ .....	89
3.5.2.4 Application numérique .....	90
3.5.3 Analyse du comportement globale de la structure de chaussée étudié .....	99
3.5.4 Interprétation du comportement en rupture des fissures de la chaussée .....	104
3.5.5 Contrôle vibratoire à l'aide d'une couche piézoélectrique .....	105
3.6 Conclusion .....	108
<b>CONCLUSION GENERALES ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>109</b>

## Liste des figures

### CHAPITRE 1

Figure 1.1	Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches.....	5
Figure 1.2	Chaussées souples .....	6
Figure 1.3	Chaussées bitumineuses épaisses .....	6
Figure 1.4	Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques .....	7
Figure 1.5	Chaussées à structure mixte .....	7
Figure 1.6	Chaussées à structure inverse .....	7
Figure 1.7	Présentation de la démarche de détermination d'une structure de chaussées.....	9
Figure 1.8	Zonage climatique du site du projet.....	18
Figure 1.9	Remonté à la surface des fissures de fatigue.....	23
Figure 1.10	Exemple de dégradation due à un défaut de collage à l'interface.....	24
Figure 1.11	Exemple d'une chaussée atteinte d'orniérage .....	25
Figure 1.12	Orniérage à petit rayon.....	25
Figure 1.13	Fissure transversale fissure franche et perceptible et exemple d'une fissuration grave ramifié avec départ de matériau.....	25
Figure 1.14	Fissure longitudinale dans une bande de roulement et exemple d'une fissuration grave ramifiée avec départ de matériau.....	26
Figure 1.15	Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement (Pelade) et exemple d'une fissuration significative, ramifiée.....	26
Figure 1.16	Fissure d'adaptation.....	27
Figure 1.17	Fissure diverse en Y.....	27
Figure 1.18	Faïençage non spécifiques aux bandes de roulement et exemple d'une fissuration significative.....	28
Figure 1.19	Faïençage circulaire.....	28
Figure 1.20	Cassure d'angle : cassure dégradée avec départ de matériaux.....	29
Figure 1.21	Fissure oblique.....	29
Figure 1.22	Fissure en dalle.....	29
Figure 1.23	Fissure en coin de dalle.....	29
Figure 1.24	Cheminement de la fissuration.....	30

### CHAPITRE 2

Figure 2.1	Modèle de Maxwell généralisé.....	34
Figure 2.2	Structure multicouches.....	34
Figure 2.3	Amortisseur linéaire.....	37
Figure 2.4	Variations cycliques de $b_0$ sous charge constante.....	39
Figure 2.5	Domaine d'intégration de $G\theta$ .....	46
Figure 2.6	Principe d'un rhéomètre rotatif plan-plan.....	47
Figure 2.7	Algorithme de fissuration viscoélastique.....	51
Figure 2.8	Les différents types d'essais de fatigue sur enrobés.....	52
Figure 2.9	Schéma de l'essai de flexion 3 points sur éprouvette de bitume pré entaillée.....	53
Figure 2.10	Essai de fluage - comportement à contrainte constante.....	56
Figure 2.11	Essai de relaxation - comportement à déformation constante.....	57
Figure 2.12	Représentation de la fonction de recouvrance.....	58
Figure 2.13	Représentation de l'effacement des contraintes.....	59

### CHAPITRE 3

Figure 3.1	Chaussées à structure multicouche utilisé pour l'autoroute EST-OUEST.....	62
Figure 3.2-a	Courbe granulométrique d'EME2.....	64
Figure 3.2-b	Courbe granulométrique de BBME.....	64
Figure 3.2-c	Courbe granulométrique de BBMA.....	65
Figure 3.3	Essai de pénétrabilité pour le bitume .....	66
Figure 3.4	Pourcentage existant dans l'émulsion des différentes couches .....	69
Figure 3.5	Zonage climatique du site du projet .....	70
Figure 3.6	Paramètres de calcul des enrobés .....	71
Figure 3.7	Essai de flexion 2 points sur éprouvette trapézoïdale .....	72
Figure 3.8	Les courbes maitresses d'EME2 et BBME à 20°C .....	73
Figure 3.9	Les courbes maitresses d'EME 2 et BBME à 15°C .....	73
Figure 3.10	L'influence de la température sur le module complexe .....	74
Figure 3.11	Types de comportement des matériaux bitumineux .....	75

Figure 3.12	Influence du chargement cyclique sur la déformation.....	77
Figure 3.13	Evolution de la profondeur d'ornièrè .....	78
Figure 3.14	Déformation de la structure après 10 000 cycles de sollicitation .....	79
Figure 3.15	Etude du comportement au compactage par PCG % des vides .....	80
Figure 3.16	Etude du comportement au compactage par PCG Compacité .....	80
Figure 3.17	Schématisation des états de contraintes dans une chaussée sous chargement statique .....	81
Figure 3.18	Contrainte réelle et calcul de déformation .....	82
Figure 3.19	La dissipation des contraintes normales pour les différentes couches.....	82
Figure 3.20	La dissipation des contraintes de cisaillement pour les différentes couches.....	83
Figure 3.21	Répartition des déformations normales et de cisaillements dans les différentes couches.....	83
Figure 3.22	Variation des contraintes de cisaillement fonction des déformations.....	84
Figure 3.23	Variation des contraintes normales en fonction des déformations.....	85
Figure 3.24	Modes de sollicitation de l'interface sous conditions de trafic.....	85
Figure 3.25	Sollicitation d'une chaussée par le passage d'une charge.....	86
Figure 3.26	Evolution de l'endommagement dans l'éprouvette pour une différente distribution des contraintes à la rupture a) $0,5\sigma_0 \leq \sigma \leq 3\sigma_0$ , b) $0,75\sigma_0 \leq \sigma \leq 3\sigma_0$ , c) $\sigma_0 \leq \sigma \leq 3\sigma_0$ .....	87
Figure 3.27	Schéma de l'essai de flexion 3 points sur éprouvette de bitume préentaillée.....	88
Figure 3.28	Courbe charge-déplacement pour un matériau élastique linéaire .....	89
Figure 3.29	Champs d'endommagement pour un déplacement imposé $u=6.10^{-4}$ m et pour différentes valeurs de ki. L'échelle de couleur est identique pour toutes les images .....	93
Figure 3.30	L'endommagement au voisinage du point d'application de l'effort .....	93
Figure 3.31	Variation d'énergie de déformation en fonction du coefficient a/w.....	94
Figure 3.32	Contour des contraintes équivalentes pour différentes a/w.....	95
Figure 3.33	Variation de la contrainte en fonction du rapport a/w.....	95
Figure 3.34	L'intensité des contraintes équivalentes pour a/w=0,35.....	96
Figure 3.35	L'intensité des contraintes équivalentes pour a/w=0,25.....	96
Figure 3.36	La concentration des contraintes au niveau de la couche de roulement a/w=0,15.....	97
Figure 3.37	La loi d'évolution de dommage.....	97
Figure 3.38	La relation entre l'Intégrale J et la contrainte équivalente de Von Mises.....	98
Figure 3.39	Section et distribution normale de contrainte (avec le rapport élevé de module de Young).....	100
Figure 3.40	Variation de la déformation moyenne de la couche de surface (BBME) en fonction des rapports de rigidité (par rapport à la fibre moyenne).....	101
Figure 3.41	Variation de la déformation moyenne de la couche de base (EME2) en fonction des rapports de rigidité (par rapport à la fibre moyenne).....	101
Figure 3.42	Variation de la contrainte moyenne au niveau de la couche de surface en fonction des rapports de rigidité (par rapport à la fibre moyenne).....	102
Figure 3.43	Variation de la contrainte moyenne au niveau de la couche de base en fonction des rapports de rigidité.....	103
Figure 3.44	La réponse en fréquence de déplacement transversal de la poutre mesuré à $x = L$ et $x_d = 0$ avec une couche de PZT attachée au milieu du la poutre.....	106
Figure 3.45	La réponse en fréquence de déplacement transversal de la poutre mesuré à $x = 0$ et $x_d = 0$ avec une couche de PZT attachée au milieu du la poutre.....	106



## *Liste des tableaux*

### CHAPITRE 1

Tableau 1.1	Caractéristiques techniques du bitume de base.....	11
Tableau 1.2	Caractéristiques principales du bitume modifié et norme des produits de bitume.....	11
Tableau 1.3	Caractéristiques supplémentaires du bitume modifié et norme de produits de bitume.....	12
Tableau 1.4	Caractéristiques mécaniques.....	13
Tableau 1.5	Paramètre fondamentaux de calcul de chaussé.....	17
Tableau 1.6	Calcul de risque.....	17
Tableau 1.7	Choix des températures équivalentes.....	18
Tableau 1.8	Paramètres des enrobes retenus dans le calcul.....	19
Tableau 1.9	Les variables décroissantes associées au risque r.....	20
Tableau 1.10	Valeur du coefficient $K_s$ .....	20
Tableau 1.11	Valeurs limites admissibles.....	21
Tableau 1.12	Tableau récapitulatif des valeurs limites admissibles.....	21
Tableau 1.13	Calcul de déformation de couche de base et couche de forme.....	22
Tableau 1.14	Dimensionnement des structures de chaussée.....	22
Tableau 1.15	Différents essais de propagation de fissures sur les mélanges bitumineux.....	32

### CHAPITRE 2

Tableau 2.1	Détermination de l'énergie $G$ .....	44
-------------	--------------------------------------	----

### CHAPITRE 3

Tableau 3.1	Constituants et caractéristiques des mélanges.....	63
Tableau 3.2	Densités des fractions granulométriques.....	65
Tableau 3.3	Résultats des essais de pénétrabilité sur deux bitumes.....	66
Tableau 3.4	Résultats des essais de Bille-Anneau sur deux bitumes.....	66
Tableau 3.5	Résultat l'essai de ductilité.....	67
Tableau 3.6	Résultats des essais de la distillation fractionnée sur un cut-back étudié.....	67
Tableau 3.7	Viscosité de cut-back (0/1).....	68
Tableau 3.8	Pseudo-viscosité d'une émulsion.....	69
Tableau 3.9	Choix des températures équivalentes.....	70
Tableau 3.10	Paramètres des enrobes retenus dans le calcul.....	71
Tableau 3.11	Facteurs d'étalonnage $f$ et $\Phi$ .....	90

## ***RESUME***

Les enrobés bitumineux et leurs applications dans le génie civil sont présentés. Ces matériaux sont constitués d'un liant et des charges minérales comme le gravier ou la pierre concassée. Ils présentent donc une microstructure hétérogène, par la présence de plusieurs constituants, les pores et les microfissures. L'analyse expérimentale a permis de mieux cerner l'influence de quelques paramètres sur le comportement viscoélastique à la rupture de ces matériaux soumis aux différentes sollicitations. L'analyse du comportement des chaussées nécessite une bonne description du comportement mécanique des matériaux constitutifs. Or, très souvent ce comportement est analysé à l'aide des modèles élastiques. Dans cette étude, on propose d'effectuer une analyse plus réaliste en prenant en compte le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux et sa variation avec la température. Après une présentation du modèle de comportement utilisé et la détermination des paramètres mécaniques, on présente une validation du modèle sur des essais in situ suivie par une analyse du comportement d'une chaussée type et par une étude de l'influence sur ce comportement des propriétés des matériaux constitutifs, de la température et du nombre de passages. Ensuite, l'essai de flexion 3 points a été utilisé pour identifier et localiser les mécanismes d'endommagement de ces matériaux au cours du chargement. Enfin, quelques études sur la propagation de l'endommagement utilisant des modèles numériques associés à la méthode des éléments finis sont présentées. Les résultats de ces travaux ont montré l'influence d'un certain nombre de paramètres sur l'évolution de l'endommagement et la propagation de la fissuration au cours des sollicitations.

### **Mots clefs :**

Viscoélasticité; Etude expérimental; Chaussées; Flexion 3 points; Fatigue ; Endommagement : Modélisation par Eléments Finis.

## الملخص

إن تطبيق الإسفلت في مجال الهندسة المدنية متواجد بشدة في الوقت الحاضر. ويتركب من مادة رابطة لذنة ومواد معدنية مثل الحصى أو الحجر المجروش. وبالتالي لديه بنية مجهرية غير متجانسة، من خلال وجود العديد من المكونات يخلق المسام والشقوق الصغيرة. وقد ساعد تحليل تجريبي لتوضيح تأثير بعض العوامل على سلوك كسر اللزوجة في هذه المواد تحت تأثير الضغوط المختلفة. تحليل سلوك الإسفلت يتطلب وصفا جيدا من السلوك الميكانيكي للمواد. ومع ذلك، في كثير من الأحيان يتم تحليل هذا السلوك باستخدام نماذج مرنة. في هذه الدراسة، إننا نقترح إجراء تحليل أكثر واقعية مع مراعاة السلوك اللزج للإسفلت والتغير مع درجة الحرارة. وبعد عرض لسلوك النموذج المستخدم وتحديد الثوابت الميكانيكية، نقدم إثبات لصحة النموذج عن طريق إجراء إختبارات ميدانية تعقبها تحليل لسلوك طريق إسفلتي مثالي وعن طريق دراسة تأثير درجة الحرارة وعدد مرور السيارات (خفيفة و ثقيلة) على سلوك خصائص المواد المكونة له. تم استخدام اختبار الانحناء ب3 نقط لتحديد هوية ومكان وآليات تلف هذه المواد أثناء الشحن. وأخيرا، نعرض عدد قليل من الدراسات حول انتشار الضرر باستخدام نماذج رقمية مرتبطة بطريقة العناصر المنتهية الصغر. وقد أظهرت نتائج هذا العمل تأثير عدد من الثوابت على تطور الضرر والشروخ (الشقوق) أثناء الإجهاد.

### الكلمات الرئيسية:

لزوجة مطاطية. دراسة تجريبية. الإسفلت. الانحناء ب3 نقط. الإجهاد؛ الضرر: النمذجة بطريقة العناصر المنتهية الصغر.

## ABSTRACT

The coated bituminous ones and their applications in civil engineering are presented. These materials consist of a binder and mineral loads like the gravel or the crushed stone. They thus present a heterogeneous microstructure, by the presence of several components, the pores and the microscopic cracks. The experimental analysis made it possible to better determine the influence of some parameters on the viscoelastic behavior with the rupture of these materials subjected to the various requests. The analysis of the behavior of the roadways requires a good description of the mechanical behavior of constitutive materials. However, very often this behavior is analyzed using the elastic models. In this study, one proposes to carry out a more realistic analysis by taking of account the viscoelastic behavior of the bitumen binder and his variation with the temperature. After a presentation of the model of behavior used and the determination of the mechanical parameters, one presents a validation of the model on tests followed in situ by an analysis of the behavior of a standard roadway and by a study of the influence on this behavior of the properties of constitutive materials, the temperature and the number of passages. Then, the deflection test 3 points were used to identify and locate the damage mechanisms of these materials during the loading. Lastly, some studies on the propagation of the using damage of the digital models associated with the finite element method are presented. The results of this work showed the influence of a certain number of parameters on the evolution of the damage and the propagation of cracking during the requests.

**Key words:** Viscoelasticity; Study experimental; Roadways; Inflection 3 points; Tire; Damage: Modeling by Finite elements.

## *Liste de symboles*

### SYMBOLE QUANTITÉ

$\sigma$	La contrainte associée à la déformation élastique $\varepsilon^e$
$\sigma^\infty$	La contrainte dans le ressort de raideur $k^\infty$
$\sigma^m$	La contrainte dans le $m^{\text{ième}}$ modèle de Maxwell caractérisé par sa raideur $k^m$ , et sa viscosité $\eta^m$
$\sigma_0$	Une contrainte instantanée
$\sigma$	Le tenseur des contraintes
$\sigma^r$	La contrainte à la rupture
$\sigma_c$	La contrainte en compression
$\sigma^t$	La contrainte en traction
$\Delta\sigma_j$	La discontinuité en contrainte à l'instant $t_j$
$\varepsilon$	La déformation imposée
$\varepsilon_k$	La déformation du ressort
$\varepsilon_\eta$	La déformation de l'amortisseur
$\varepsilon^{\text{an}}$	La déformation anélastique
$\varepsilon^e$	La déformation totale par décharge élastique instantanée
$\dot{\varepsilon}$	La vitesse de déformation
$(\theta)$	L'effet de l'environnement (teneur en eau, température) sur les propriétés mécaniques ou ses modifications dans le temps (vieillesse physico-chimique, micro fissuration, etc.)
$b_\theta$	Une variable interne
$\Psi$	La potentielle énergie libre spécifique de Helmholtz
$P$	La densité volumique de puissance restituable ou stockée
$E$	La densité d'énergie restituable
$\rho$	La densité de masse du milieu
$\vec{q}$	Le vecteur courant de chaleur
$S$	Entropie
$T$	La température
$T_{\text{ref}}$	La température de référence
$\emptyset$	La densité de puissance dissipée
$\eta$	La viscosité
$\eta_{\text{ref}}$	La viscosité pour un environnement de référence

R	La fonction de relaxation
$\Delta W$	Le travail fourni par le chargement extérieur
$\Delta U_e$	La variation de l'énergie de déformation restituable
$\Delta W_{vis}$	L'incrément d'énergie mécanique dissipée dans le matériau par viscosité
$\Delta W_s$	L'énergie consommée pour créer une surface supplémentaire de fissure
$\Delta K$	La variation d'énergie cinétique provoquée par le mouvement en pointe de fissure
$T_i$	Le chargement sur la frontière du corps $W_s$
t	Le temps correspondant à l'état mécanique
$U_i$	Le déplacement sur la frontière du corps $W_s$
A	La surface plane du corps fissuré
$G_{vis}$	Le taux de dissipation d'énergie par viscosité
$G_W$	Le taux de travail extérieur
$G_e$	Le taux de variation d'énergie de déformation élastique
$G_s$	Le taux de restitution d'énergie de fissuration
$G^*$	Le module de cisaillement
$K_{ijkl}^k$	Un tenseur de fluage quelconque
$J_V^k$	Le taux d'énergie restituable par chaque élément rhéologique
C	Domaine d'intégration surfacique
$\vec{\theta}$	Champ vectoriel
N	Le nombre de cycle de sollicitation
$\sigma_p$	La résistance à la traction
Kc	La ténacité
Gc	L'énergie de rupture
f(t)	La fonction de fluage
r(t)	La fonction de relaxation
$E^*$	Le module complexe
$E_1$	Le module réversible associé à la partie élastique du matériau
$E_2$	L'énergie dissipée par frottement interne sous l'effet d'une sollicitation
i	La partie imaginaire d'un nombre complexe
$\varphi$	L'angle de déphasage
$\omega$	La fréquence angulaire
$a_t$	Le facteur de translation
$\nu^*$	Le coefficient de poisson complexe
$D^*(t)$	La fonction de complaisance de l'enrobé bitumineux
$\tau$	Le temps de relaxation
$F_{ij}$	Le tenseur de résistance
$\alpha$	Le coefficient de dilatation thermique
H	La fonction d'Heaviside

# *Introduction générale*

## **Problématique**

La route est un élément essentiel à l'économie assurant le déplacement des personnes et des biens. Ces dernières années, la croissance du transport par camions des matières premières et des produits finis, a mis davantage à l'épreuve les réseaux routiers dans l'Algérie. Dans ce contexte, ce pays se voit dans l'obligation d'investir de plus en plus d'argent dans l'entretien et l'amélioration de leurs réseaux routiers. Il apparaît donc nécessaire d'approfondir les études menées sur les matériaux de chaussées et en particulier, les bitumes et les enrobés bitumineux. Ces études doivent s'appliquer à terme, au dimensionnement des chaussées. Un effort important se concentre dans la compréhension, aussi bien au laboratoire que sur la route, de la performance des enrobés bitumineux dans les chaussées tel que la résistance à l'orniérage, la résistance au retrait thermique, la résistance à la fatigue, etc. Citons par exemple, le projet de l'autoroute est-ouest.

Le besoin d'améliorer ou d'optimiser la durabilité des chaussées routières, tant lors de la conception des chaussées neuves que lors de la maintenance des chaussées routières, est un souci majeur des gestionnaires de réseaux routiers. Dans cette optique, l'évaluation des performances des enrobés bitumineux, à long terme, au travers d'essais de laboratoire pertinents s'avère indispensable. Les nouvelles configurations de charges des poids lourds ont modifié de manière significative les sollicitations des revêtements routiers, entraînant l'apparition de dégradations prématurées sur des chaussées qui se comportaient normalement jusqu'alors, et dont les matériaux répondaient aux spécifications en vigueur. En particulier, les chaussées endurent le remplacement progressif des roues jumelées des poids lourds par des pneumatiques super-larges (de 300 à 500 mm de largeur), ainsi que des pressions de gonflage généralement plus élevées. Ces constatations ont mis en évidence le fait que certains essais actuellement utilisés ne sont pas ou plus adaptés pour évaluer la performance des enrobés et méritent d'être remplacés.

## **Objectifs**

C'est dans la maîtrise de ces performances fondamentales et particulièrement celle de la résistance à la fatigue que l'on peut contribuer à accroître la durée de vie des couches de roulement. La fatigue est l'un des principaux modes de ruine des chaussées bitumineuses. Ce phénomène conditionne par ailleurs leur dimensionnement en Algérie et ainsi que dans tous les pays possédant une méthode

rationnelle de dimensionnement. Plusieurs types d'essais de laboratoire sont proposés afin d'obtenir les caractéristiques à la fatigue des matériaux. Ces essais sont classés en deux grandes catégories : Les essais homogènes et les essais non-homogènes. Les essais homogènes permettent d'avoir accès directement aux contraintes et aux déformations donc à la loi de comportement. Par contre pour les essais non-homogènes il faut postuler une loi de comportement et prendre en compte la structure de l'éprouvette pour obtenir après des calculs souvent complexes les paramètres de la loi de comportement. Les essais homogènes sont donc les plus pertinents pour décrire le comportement des matériaux.

Dans le cadre de cette thèse, réalisée également en collaboration avec l'entreprise responsable de la construction de l'autoroute est-ouest CITIC-CRCC et le bureau d'étude canadien DESEAU. Seize formulations différentes ont été testées afin d'étudier l'influence des paramètres de formulation sur la fatigue. Les paramètres étudiés sont les suivants :

- Le grade du bitume (trois pénétrabilités différentes).
- Le type du bitume (bitumes purs à différents teneurs en fraction cristallisables, bitumes modifiés aux polymères et niveau de modification, type des polymères).
- Teneur en liant.

Les dégradations des chaussées sont dues à l'action conjuguée du trafic de véhicules et du climat et se déclarent selon trois modes principaux d'altération : l'orniérage, la fatigue, la fissuration.

L'optimisation des structures de chaussée est obtenue à deux niveaux :

- optimisation des qualités intrinsèques de chaque matériau vis-à-vis des critères d'orniérage, de fissuration, de résistance à la fatigue, mais aussi vis-à-vis de sa mise en œuvre et de son coût ;
- optimisation de l'ensemble de la structure avec le dimensionnement des épaisseurs de couche en fonction des caractéristiques mécaniques des matériaux employés.

Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux rend complexe l'interaction charge-chaussée, car la vitesse de chargement et la température du matériau conditionnent la rigidité du revêtement, et donc la distribution des contraintes et des déformations dans la chaussée. Caractériser les propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux requière des essais en laboratoire à chargements répétés fastidieux à réaliser.

### **Plan de thèse**

La présente étude a été menée de manière à répondre aux deux objectifs suivants : i) fournir des outils pertinents de caractérisation des propriétés des enrobés bitumineux, ii) étudier le comportement en rupture des fissures des bitumes. Un large travail expérimental de laboratoire a été réalisé en vue de répondre à ces deux objectifs.

Cette thèse comporte trois chapitres :

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique sur les structures de chaussées et leur comportement mécanique pour les différents types de sollicitation a été présenté. Il décrit ensuite le dimensionnement de la structure de chaussée utilisée dans cette étude est-elle présente la structure de l'Autoroute Algérienne EST-OUEST.

Le deuxième chapitre est consacré à l'identification et la démonstration du comportement en rupture dans les enrobés bitumineux avec intégration des différents mécanismes d'endommagement au cours des essais statiques et dynamique. Il présente d'abord une démonstration détaillée du comportement viscoélastique des enrobés bitumineux les méthodes utilisées permettant une bonne analyse numérique et expérimental des enrobés afin de comprendre l'endommagement du matériau au cours des essais.

Le troisième chapitre présente l'étude expérimentale consacrée à la caractérisation des propriétés viscoélastiques linéaires (en petites déformations) des liants et des enrobés bitumineux de cette étude. Des essais de module complexe ont été effectués sur enrobés. Des études expérimentales et numériques sont développées afin d'analyser l'évolution de l'endommagement au cours des essais de fatigue. Cette modélisation utilise une procédure itérative, est basée sur les résultats des éléments finis et sur une répartition statistique de la contrainte à rupture dans le volume de l'éprouvette. Les résultats obtenus par cette modélisation ont permis de suivre l'évolution de l'endommagement en fonction du nombre de cycles.



## ***Description des structures de chaussée et dimensionnement***

### **1.1 Introduction**

Les enrobés bitumineux sont des matériaux hétérogènes aléatoires constitués d'un mélange, dans une proportion choisie, de particules solides de différentes tailles (les granulats et les fines) enrobés d'une matrice (le liant hydrocarboné). Dans ce mélange, le liant hydrocarboné (le bitume) est principalement responsable de la cohésion tandis que le squelette minéral constitué par les granulats assure la rigidité de l'ensemble.

Les granulats se répartissent suivant leur taille moyenne en plusieurs familles : fine, sable, gravillons et cailloux. Les diamètres minimaux de ces familles sont normalisés. La morphologie des granulats est caractérisée par plusieurs paramètres ayant une influence importante sur le comportement du mélange. Parmi ces paramètres, on distingue essentiellement :

- ✚ La granularité caractérisée par la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat. Elle conditionne la compacité de l'enrobé ainsi que ces caractéristiques mécaniques.

- ✚ La courbe granulométrique du mélange traduisant la distribution de la taille de différents grains. Celle-ci peut-être continue ou discontinue, selon la destination du mélange et les propriétés visées. A titre d'exemple, la courbe granulométrique des enrobés drainants est fortement discontinue, ce qui permet d'obtenir une porosité après la mise en place.

- ✚ La forme d'une particule est définie par ses trois caractéristiques dimensionnelles principales : la longueur, la largeur et l'épaisseur. Les particules de mauvaise forme se fragmentent plus facilement, ils diminuent la maniabilité et le compactage devient plus difficile.

- ✚ L'angularité des grains qui permet de caractériser la stabilité et la maniabilité du mélange. En effet, les éléments qui présentent des faces se coupant avec les angles vifs augmentent l'angle de frottement interne du matériau et diminuent sa maniabilité. Ils confèrent une stabilité plus élevée.

Les enrobés bitumineux héritent des caractéristiques viscoélastiques et thermoplastiques du liant hydrocarboné qu'ils contiennent. Leurs propriétés mécaniques dépendent de la durée de sollicitation et de la température. Sous l'effet du passage répété des charges roulantes, les enrobés bitumineux subissent une dégradation progressive de la rigidité allant jusqu'à la rupture de la structure de chaussée. La détermination du comportement effectif de ce matériau à partir de la donnée de l'ensemble des paramètres morphologiques et mécaniques constitue une tâche difficile. La plupart des modèles actuels sont empiriques ou phénoménologiques.

## 1.2 Les structures de chaussées

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini. Tout d'abord le sol terrassé ou sol-support est surmonté généralement d'une couche de forme.

L'ensemble sol-couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. La couche de forme a une double fonction. Pendant les travaux, elle assure la protection du sol-support, permet la qualité du nivellement ainsi que la circulation des engins. En service, elle permet d'homogénéiser les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le sol ou le remblai, et d'améliorer la portance à long terme.

Puis viennent la couche de base et la couche de fondation formant ainsi les couches d'assise. Les couches d'assise apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic et répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible.

Enfin, la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couches d'assise. Elle a deux fonctions. D'une part, elle assure la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau. D'autre part elle confère aux usagers un confort de conduite d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de surface sont bonnes [1].

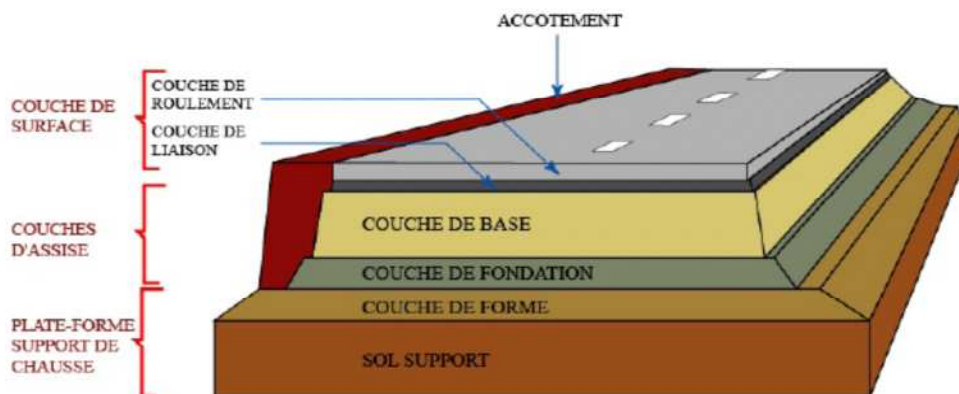


Figure 1.1 : Coupe type d'une structure de chaussée et terminologie des différentes couches

## 1.3 Les différents types de structures de chaussées

L'une des caractéristiques des réseaux routiers est l'existence d'une grande diversité de structures de chaussées, que l'on classe dans les familles ci-dessous

### 1.3.1 Les chaussées souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités (GNT) [2].

L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm. Elles sont utilisées sur les réseaux peu fréquentés par le trafic poids lourd.

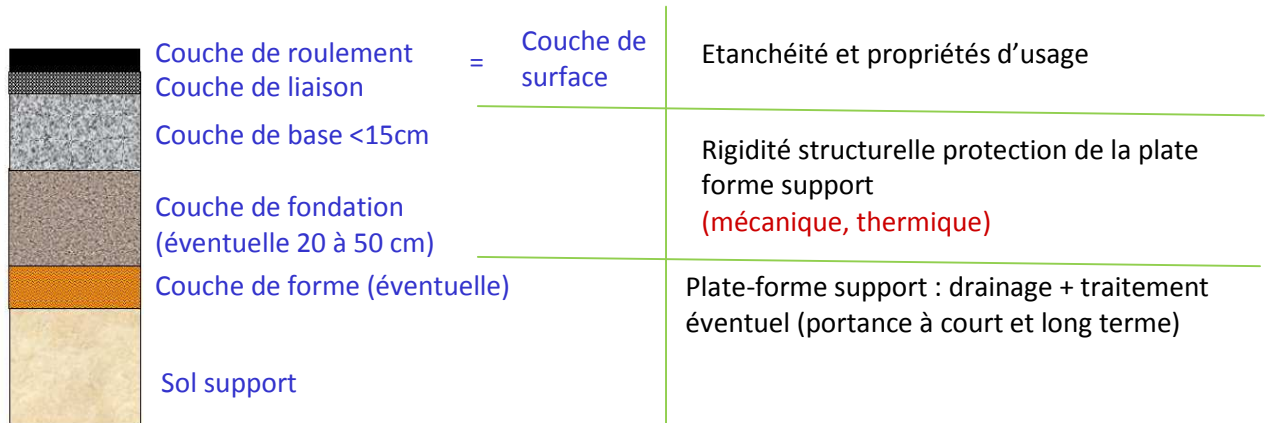


Figure 1.2 : Chaussées souples [2]

### 1.3.2 Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation).

L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

Elles supportent un trafic plus importants et son utilisées pour les itinéraires de liaison, ou certains réseaux départementaux [3].

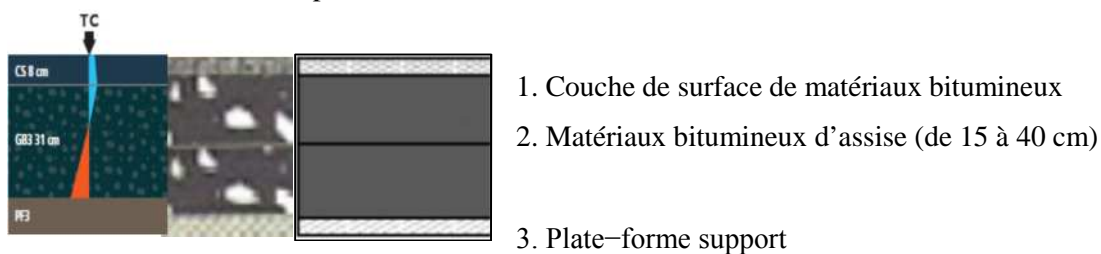


Figure 1.3 : Chaussées bitumineuses épaisses [4]

### 1.3.3 Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Ces structures sont qualifiées couramment de "semi-rigides". Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques (MTLH) disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm [5].

Elles sont utilisées sur les réseaux importants, notamment sur le réseau routier national.

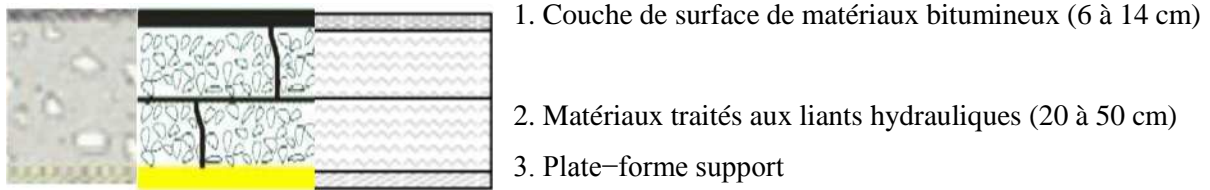


Figure 1.4 : Chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques [4]

### 1.3.4 Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de  $\frac{1}{2}$  [6].

Ces chaussées peuvent supporter un trafic conséquent, mais sont moins utilisées que les précédentes.

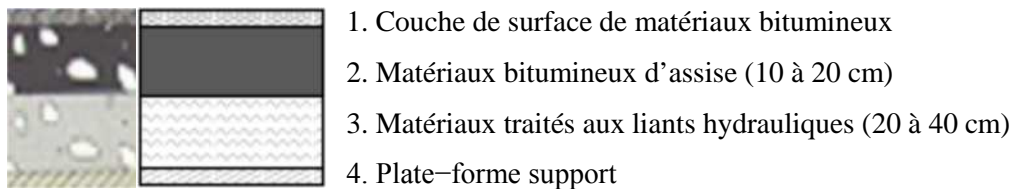


Figure 1.5 : Chaussées à structure mixte [2]

### 1.3.5 Les chaussées à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.

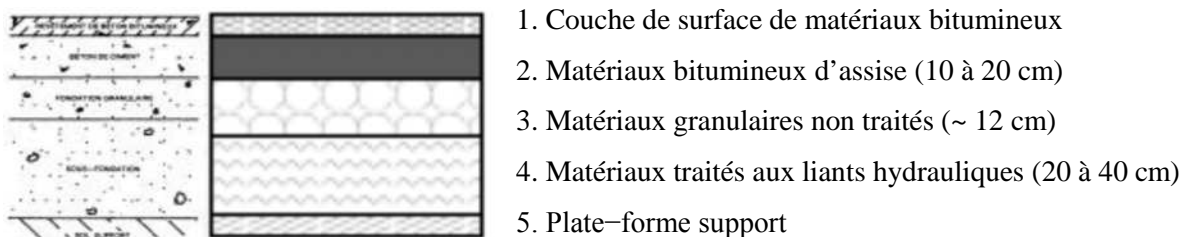


Figure 1.6 : Chaussées à structure inverse [4]

### 1.3.6 Les chaussées en béton de ciment (Chaussées rigide)

Ces structures comportent une couche de béton de ciment (BC) de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux.

La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques.

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal ("béton armé continu"), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints. Ci-dessous nous présentons les structures de chaussée en béton de ciment [7].

### 1.3.7 Les chaussées composites

Afin d'offrir une solution concurrente aux chaussées classiques, deux nouvelles structures se développent depuis les années 1990 aux états Unis et sont employées depuis moins d'une dizaine d'années en France. Ces structures combinent une couche de béton de ciment (pour leurs propriétés de durabilité et leur haut module) avec des couches en matériaux bitumineux (pour leurs bonnes propriétés d'adaptations). L'intérêt technique et économique de ces structures dépend essentiellement de la qualité et de la pérennité de l'adhérence mécanique du collage avec interface entre ces couches [8].

### 1.3.8 Domaine d'utilisation usuel

**Chaussées souple :** trafic faible à moyen;

**Chaussées rigide :**

- ♣ trafic moyen à fort ;
- ♣ trafics spéciaux et charges lourdes : aéroports, plate-forme industrielles et portuaires, tramways.

**Chaussées bitumineuses GB ou EME :** toutes catégories de trafic. Excepté:

- ♣ trafics très faibles à faibles;
- ♣ charges lourdes exceptionnelles (risques d'orniérage des couches de surface => enrobés percolés, béton,);
- ♣ contextes spécifiques : aéronautiques (produits anti-kérosène), tramways (rails sur blochets béton).

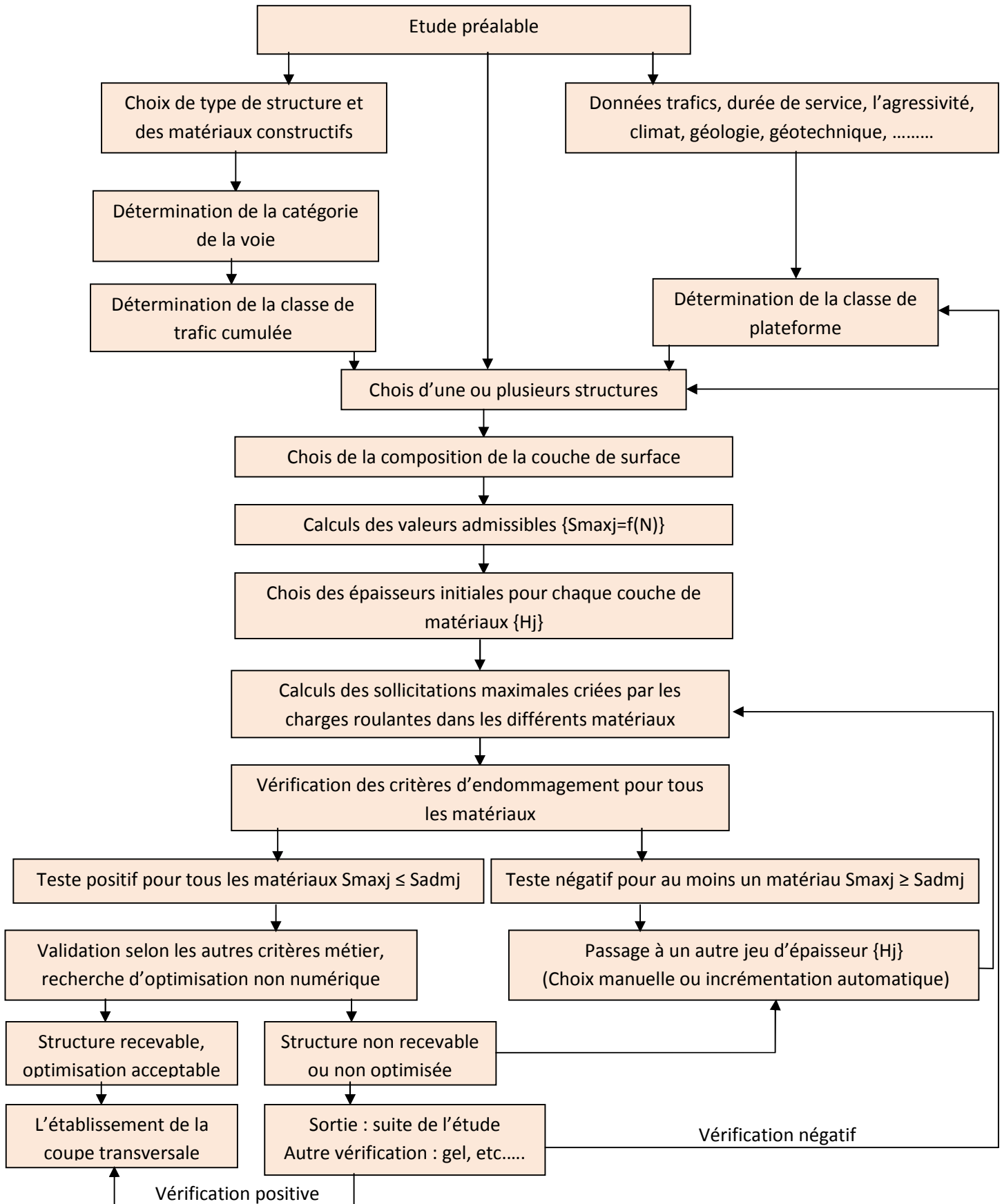


Figure 1.7 : Présentation de la démarche de détermination d'une structure de chaussées

**Autres :** tous trafics :

- ♣ Convois exceptionnels, porte-chars, porte-containers, chaussées aéronautiques...
- ♣ Transports en commun de surface en site propre : Tramways guidés sur pneus ...
- ♣ chaussée «flexible» aéronautique ≡ chaussée routière bitumineuse épaisse

## 1.4 Couches bitumineuses

### 1.4.1 Bitume

En ce qui concerne ce projet, les matériaux suivants ont été choisis pour le corps de chaussée :

- Le Béton Bitumineux Mince de type A (BBMA 3) en couche de roulement ;
- Le Béton Bitumineux à Module Elevé (BBME 1) en couche de liaison ;
- L'Enrobe à Module Elevé (EME 2) pour les couches de base et de fondation.

L'utilisation des BBME 1 et EME 2 respectivement pour les couches de liaisons et les couches d'assises a pour objectif l'amélioration de la résistance à l'orniérage de la couche de liaison en ce qui concerne le BBME et la résistance à la fatigue de la couche de base et de fondation en ce qui concerne l'EME. D'après les normes françaises et avec l'expérience connue en France et ailleurs, ce genre de matériau est utilisé, un enrobe bitumineux d'une grande rigidité à module élevée ne peut être obtenu que par l'emploi d'un bitume dur, l'emploi d'un bitume modifié, ou par le rajout d'additif et ce dans le but d'augmenter le module. L'emploi de bitume modifié ou de bitume pure avec additifs, et bien que cela augmente le coût initial de construction de la chaussée, servira à réduire sensiblement les coûts d'entretien et de maintenance de la chaussée à long terme, car la durée de service de la chaussée est augmentée.

L'enrobe dur est généralement constitué de bitume 10/30 ayant des performances prouvées en Europe. Cependant la fourniture du bitume 10/30 est déficitaire dans la zone du projet, donc, c'est irréaliste d'utiliser le bitume 10/30. Néanmoins, on peut atteindre les performances du 10/30 avec des bitumes 35/50 en y ajoutant un additif adéquat. Dans le cadre de ce projet, selon les exigences de CCTP, il est prévu d'adopter le bitume 35/50, en y ajoutant un polymère, et afin d'assurer ainsi que le bitume 35/50 peut atteindre les performances de celles du bitume 10/30 après la modification [9].

- **Bitume de base**

Le bitume utilisé est N 035/50 conformément à la norme T 65-001 du CCTP, voir le tableau 1.1 pour ses caractéristiques techniques.

<b>Bitume 35/50</b>	<b>Unité</b>	<b>Méthode</b>	<b>Norme</b>
Pénétrabilité à 25 °C	*0,1 mm	EN 1426	35-50
Point de ramollissement	°C	EN1427	50-58
Résistance au durcissement RTFOT à 163 °C		EN12607-1	
Variation de densité	%	EN12607-1	0,5
Pénétrabilité résiduelle après durcissement	%	EN12607-1	53
Point de ramollissement après durcissement	°C	EN1427	52
Augmentation du Point de ramollissement	°C	EN1427	8
Point d'éclair	°C	EN22592	240
Solubilité	% (m/m)	EN12592	99
Teneur en paraffines	% (m/m)	EN12606-2	4,5

**Tableau 1.1 : Caractéristiques techniques du bitume de base**

- **Bitume modifié et additif**

Les bitumes modifiés avec des polymères doivent atteindre le niveau de classe 2 décrite dans les caractéristiques principales (Tableau 1.1) et supplémentaires (Tableau 1.2) requises pour les bitume modifiés. La vérification de ces produits sont acceptables si le résultat de leur contrôle est conforme à la norme de classe 2 des caractéristiques principales requises (Tableau 1.2) [10]. Pour le polymère, le fabricant doit fournir un produit conforme à celui destiné aux exécutions et entretien de routes.

<b>Essai</b>	<b>Performance</b>	<b>Méthode d'essai</b>	<b>Unité</b>	<b>Classement de bitumes améliorés</b>	
				<b>2</b>	<b>3</b>
Viscosité sous température de travail moyenne	Pénétrabilité à 25 °C	EN 1426	0.1 mm	10-40	25-55
Viscosité sous température de travail élevée	Température de ramollissement	EN 1427	°C	80	75
	Ductilité	EN 13702	J/cm <sup>2</sup>	3	2
Adhérence	Traction rapide	EN 13702	J/cm <sup>2</sup>	3	2
	Essai vibration	EN 13588	J/cm <sup>2</sup>	0.7	
Stabilité (résistance au durcissement EN 12607-1 ou-3)	Vibration de masse volumique	EN 12607-1	%	0.3	0.5
	Pénétrabilité retenue	EN 12607-3	%	35	40
	Augmentation du Point de ramollissement	EN 1426	°C	8	10
Autres	Point d'éclair	EN ISO 2592	°C	250	235

**Tableau 1.2 : Caractéristiques principales du bitume modifié et norme des produits de bitume**



### 1.4.2 Fines

Les fines doivent être ceux de catégories F1, F2 ou F3 telles que définies par la norme XP P 18-540, généralement c'est le filler d'apport qu'on utilise.

Type de structure	BBM A 0/6	BBME 0/10	EME2 0/14
Indice des vides RIGDEN	IVR ≤ 40%	IVR ≤ 40%	IVR ≤ 40%
Pouvoir rigidifiant différence entre la température de ramollissement bille et anneau d'un mastic composé (NF-EN 1427),	10 °C ≤ TBA ≤ 20 °C	10 °C ≤ TBA ≤ 20 °C	10 °C ≤ TBA ≤ 20 °C
Essai au bleu (quantité de bleu adsorbée, en grammes, pour 1000g de fines) (NF EN 933-9)	MBF ≤ 10	MBF ≤ 10	MBF ≤ 10

**Tableau 1.3 : Caractéristiques techniques du filler**

Les fines peuvent comporter la chaux vive en quantité limitée en remplacement du filler, mais la teneur en chaux vive de la masse totale de BBMA 3, BBME 1 et EME 2 ne doit pas excéder 1 %.

### 1.4.3 Agrégats

Une quantité donnée d'agrégats est à définir au laboratoire et rajoutée dans l'enrobe bitumineux [11]. Le pourcentage d'agrégats est défini en fonction des objectifs recherches et du contexte propre au chantier. A titre indicatif, il faut une quantité ≤ 20% d'agrégats pour le BBME1 (0/10) sur la couche de liaison de l'autoroute; ≤ 10% d'agrégats pour le BBME 1 (0/10) sur la couche de roulement des routes nationales et chemins de wilaya; ≤ 40% d'agrégats pour le EME 2 (0/14); et aucun agrégat pour le BBMA3 (0/10).

## 1.5 L'épreuve de formulation des enrobés bitumineux

L'épreuve de formulation a pour objet d'établir, pour une composition donnée du mélange, les caractéristiques du béton bitumineux : pourcentage de vides

- Teneur en eau
- Performances mécaniques si nécessaire : orniérage, fatigue et module.

Quatre niveaux d'épreuve de formulation sont définis :

- **Niveau 1** : essai PCG (NF P 98-252) ; essai Duriez a 18 °C (NF P 98-251-1) ;
- **Niveau 2** : essai PCG (NF P 98-252) ; essai Duriez a 18 °C (NF P 98-251-1) ; essai d'orniérage (NF P 98-253-1) ;

- **Niveau 3** : essai PCG (NF P 98-252) ; essai Duriez a 18 °C (NF P 98-251-1) ; essai d'orniérage (NF P 98-253-1) ; essai de caractérisation des performances mécaniques par essai de module complexe (NF P 98-260-2), ou par essai de traction directe (NF P 98-260-1) ;
- **Niveau 4** : essai PCG (NF P 98-252) ; essai Duriez a 18 °C (NF P 98-251-1) ; essai d'orniérage (NF P 98-253-1) ; essai de caractérisation des performances mécaniques par essai de module complexe (NF P 98-260-2), ou par essai de traction directe (NF P 98-260-1) ; essai de fatigue (NF P 98-261-1).

Structures type	BBM A 0/10	BBME 0/10	EME2 0/14
Essai d'orniérage (NF P 98-253-1) Profondeur d'ornière en pourcentage de l'épaisseur de la dalle pour une dalle de 10 cm d'épaisseur à 30 000 cycles et à 60 °C, à un pourcentage de vides compris : entre 5 % et 8 % , à entre 3 % et 6 %		≤ 10%	≤ 7.5%
Essai de module complexe (NF P 98-260-2) Module, en méga pascals, à 15 °C, 10 Hz, à un pourcentage de vides compris : entre 5 % et 8 % entre 3 % et 6 %		≥ 9000	≥ 14000
Essai de traction directe (NF P 98-260-1) Module, en méga pascals, à 15 °C, 0,02 s Détermination du module et de la perte de linéarité à un pourcentage de vides compris : entre 5 % et 8 % entre 3 % et 6 %		≥ 9000	≥ 14000
Essai de fatigue (NF P 98-261-1) Déformation relative à 10 <sup>6</sup> cycles, 10 °C et 25 Hz et pour un pourcentage de vides compris : entre 5 % et 8 %, ε <sub>6</sub> , entre 3 % et 6 %, ε <sub>6</sub>		≥ 110 def	≥ 130 def

**Tableau 1.4 : Caractéristiques mécaniques**

Pour chaque niveau d'épreuve de formulation, dans le cadre d'exigences particulières, d'autres essais appropriés pour ce niveau que ceux prévus peuvent être demandés.

La production des résultats des essais de l'épreuve de niveau 1 est obligatoire dans tous les cas. Le niveau d'épreuve de formulation est spécifique en fonction des objectifs recherches, de l'enjeu du chantier, de son volume et de l'importance des diverses sollicitations auxquelles sera soumis l'enrobe [12].

Il s'agit, pour le présent projet, d'une autoroute très importante en Algérie, qui présente un niveau de construction élevé. Par conséquent, la solution innovante de structures de chaussées (BBMA 3, BBME 1 et EME 2), bien que n'étant pas encore généralisée en Algérie, s'y adaptent parfaitement. La formulation de BBMA 3 qui sera élaborée dans le projet répondra aux exigences des essais de niveau 2, la formulation de BBME 1 répondra aux exigences de niveau 3 et pour l'EME 2, c'est le niveau 4 d'essais qui est spécifique. Entre autre les caractéristiques physiques des matériaux BBMA 3 doivent atteindre la classe 3 demandée par la NF P 98-132, celles de des matériaux BBME 1 la classe 1 demandée par la norme NF P 98-141, et celles des matériaux EME 2 la classe 2. Voir le tableau 1.4 pour les détails de ces exigences.

### **1.6 Définition des études de dimensionnement utilisées**

Les études de formulation des couches d'assises et de roulement, traitées aux liants hydrocarbonés, sont destinées, soit à fixer, soit à optimiser, à partir de la granularité des différentes classes granulaires :

- le pourcentage de chacune de ces classes granulaires,
- la teneur en liant,
- la teneur en eau,
- la teneur en adjuvant.

L'entreprise établira des notes de calcul pour définir la nature, l'épaisseur, et le module d'élasticité de chacune des couches de chaussée de l'Autoroute et des rétablissements de circulation selon deux à trois méthodes de calcul dont une doit être mécanistique (théorie des couches multiples). Les calculs de dimensionnement seront basés sur les données de charge de trafic et poids d'essieux, mise à la disposition de l'Entreprise par le Maître d'Ouvrage.

#### **1.6.1 Estimation des volumes et charges de trafic**

L'estimation des volumes et charges de trafic s'est faite avec la méthode est prescrite dans le "Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves -1998" du SETRA/LCPC. Les données de trafic fournie par la DPN en Aout 2007, La configuration du réseau routier existant et la disposition des échangeurs on servie de base pour le sectionnement du tronçon en sections homogènes de trafic.

Les résultats d'évaluation du trafic en 2010-2030 sont synthétisés ci-après :

(1) Les charges cumulées dans la période de 2010~2030 pour le tronçon Tlemcen:

Nombre cumulé des PL :  $N=2.93 \times 10^6$

Coefficient d'agressivité structurelle moyen des PL :  $CAM = 0.5$

Nombre d'essieux équivalents des PL :  $NE = N \times CAM = 1.47 \times 10^6$

(2) Classification du trafic

En se référant au « Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves (1998) » du SETRA/LCPC, on peut classer le trafic en  $TC5_{20}$ .

## 1.6.2 Etudes comparatives des variantes de structure de chaussées

### 1.6.2.1 Couche de surface

L'APS a prévu une seule couche de surface en BBSG (Béton Bitumineux Semi Grenu) qui a été largement utilisé en France dans les années 70 comme couche de roulement et couche de surface à la fois. Ce matériau présente une texture peu profonde (de 0.4 à 0.5 mm), une faible résistance à l'orniérage et une durabilité d'adhérence ou de résistance au glissement très courte.

Le BBSG à granulométrie continue n'est pas très approprié pour utilisation en couche de roulement d'autoroute avec des niveaux de fort trafic.

Par conséquent, le groupement CITIC-CRCC propose pour la couche de roulement un Béton Bitumineux Mince de type à (BBM A), NF P 98-132, de 3.5 cm d'épaisseur présentant une meilleure adhérence avec une profondeur de texture variant de 0.7 à 0.9 mm et une meilleure durabilité en raison de sa granulométrie non continue. En ce qui concerne la couche de liaison il est proposé la mise en œuvre d'un Béton Bitumineux à Module Elevé (BBME) qui possède une meilleure résistance à l'orniérage par rapport au BBSG.

### 1.6.2.2 Couche de base

La Grave Bitume de classe 3 (GB3) est un matériau conventionnel en Algérie, qui de tout temps été utilisé en assise de chaussées routières et autoroutières. La GB de classe 3 présente une meilleure tenue à la fatigue que les autres classes de grave bitume. Cette caractéristique est importante dans le cadre des projets autoroutiers avec des sollicitations de trafic élevées et des conditions climatiques de la région Ouest d'Algérie. Les Enrobes à Module Elevé (EME), NF P 98-140, sont par contre nouveau en Algérie. Ils sont introduit comme alternative dans cette évaluation des différentes variantes de structures de chaussées et ce conformément au CCTP qui encourage l'emploi de solutions innovantes. Les objectifs principaux pour l'utilisation des EME de classe 2 est de réduire les épaisseurs du corps de chaussées et par conséquent les délais de réalisation du projet mais aussi pour augmenter la performance (résistance à la déformation et à la fatigue) et la tenue des chaussées aux sollicitations du trafic dans le long terme.

### 1.6.2.3 Classe du plat -forme (PF)

Etant donné que la rareté des matériaux de le long du tracé et à des distances économiquement viable, quelquefois avec une qualité médiocre qui ne peut assurer qu'une PF2+, on respecte le principe suivant pour alléger la pression d'approvisionnement de matériaux : PF3 pour un trafic très fort ( $\geq TC_{70}$  selon les normes françaises) exigeant cette classe, PF2+ dans les autres cas. Le trafic du présent tronçon est classé en  $TC_{50}$ , donc la classe PF2+ est retenue.

### 1.6.2.4 Utilisation du bitume modifié et d'additif

Le groupement CITIC-CRCC propose de réaliser les couches du corps de chaussées en utilisant les bitumes modifiés. Une note détaillée justifiant l'introduction de cette nouvelle technologie en Algérie a été déjà soumise à la DPN le mois d'Aout 2007. La proposition de l'utilisation du bitume modifié ou amélioré pour le présent projet est justifiée par les 3 raisons principales suivantes:

✚ Les bitumes modifiés sont largement utilisés dans le monde entier avec des résultats excellents et très bien documentés.

✚ Les bitumes modifiés sont préconisés pour les autoroutes à fort trafic et avec charges d'essieux importants car ils permettent d'augmenter la résistance à l'orniérage et à la fissuration tout en présentant une meilleure tenue à l'agressivité des conditions climatiques (précipitation et températures).

✚ L'utilisation des bitumes modifiés permet de réduire les coûts d'entretien et d'exploitation sur le long terme en raison des hautes performances et du prolongement de la durée de vie qu'ils confèrent aux chaussées. Ce dernier point est extrêmement important pour l'administration puisque les coûts de gestion de l'autoroute dans le long terme peuvent s'avérer extrêmement exorbitants si les techniques appropriées ne sont pas utilisées.

L'introduction de matériaux innovants (BBM, BBME, et les EME2, Bitumes Modifiés), tel qu'il est d'ailleurs écrit dans le CCTP, a un intérêt évident au plan des performances et permettra d'élever encore plus le niveau de qualité de cette infrastructure autoroutière en Algérie appelée à supporter des trafic dépassant les 50 000 véhicule par jour dans sa partie ouest à l'année de mise en service .

## 1.6.3 Prédimensionnement des structures de chaussée

### 1.6.3.1 Objet de la conception des structures de chaussée

Le dimensionnement de chaussés bitumineuses épaisses est fonction de la vérification de la tenue de la structure de chaussée confirmée par le calcul de la:

Rupture de couche de base de chaussée en EME2 due à sa fatigue ;

Résistance de la couche de forme à la déformation.

Pour satisfaire ces deux conditions suscitées, le dimensionnement de chaussée doit donner un résultat atteignant les deux critères suivants :

La valeur de déformation horizontale  $\epsilon_{ad}$  doit être inférieur à la valeur ultime admissible ;

La valeur de déformation verticale  $\epsilon_{z,ad}$  doit être inférieure à la valeur ultime admissible.

### 1.6.3.2 Données de base

#### i) Donnée de trafic

A partir des données citées ci-dessus, on peut obtenir :

Nombre cumulé de PL:  $N=2.93 \times 10^6$

Coefficient d'agressivité structurelle moyen de PL:  $CAM = 0.5$

Nombre d'essieux équivalents:  $NE = N \times CAM = 1.47 \times 10^6$

Selon le « Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves (1998 SETRA/LCPC) » [13] le trafic est classé en  $TC_{5_{20}}$ .

CAM	0,5
Trafic	$N=2,93*10^6$
	$NE=1,47*10^6$
Classe de trafic	$TC_{5_{20}}$
Risque de calcul	$r=5\%$

**Tableau 1.5 : Paramètre fondamentaux de calcul de chaussée**

#### ii) Calcul de risque

VRNS	$TC_{2_{20}}$	$TC_{3_{20}}$	$TC_{4_{20}}$	$TC_{5_{20}}$	$TC_{6_{20}}$	$TC_{7_{20}}$	$TC_{8_{20}}$
Risquer (%)	30	18	10	5	2	1	1

**Tableau 1.6 : Calcul de risque**

Selon le « Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves (1998 SETRA/LCPC) » [13], on obtient par le (tableau 1.6) le risque de la section  $r = 5\%$

#### iii) Couche de chaussée

Suivant l'avis de la DPN et en se référant aux conditions prescrites du CCTP et du « Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves (1998 SETRA/LCPC) », on procède à un calcul préliminaire qui permet de déterminer la couche de surface d'une épaisseur de 8.5cm composée d'une couche de BBM A de 3.5cm et une couche de liaison en BBME de 5cm. La couche de base sera réalisée en EME2 et la couche de fondation en GNT (Type B) de 20cm d'épaisseur. Une couche de Base GB3 a été aussi conçue à titre comparatif.

**iv) Classe de plate-forme support de chaussée**

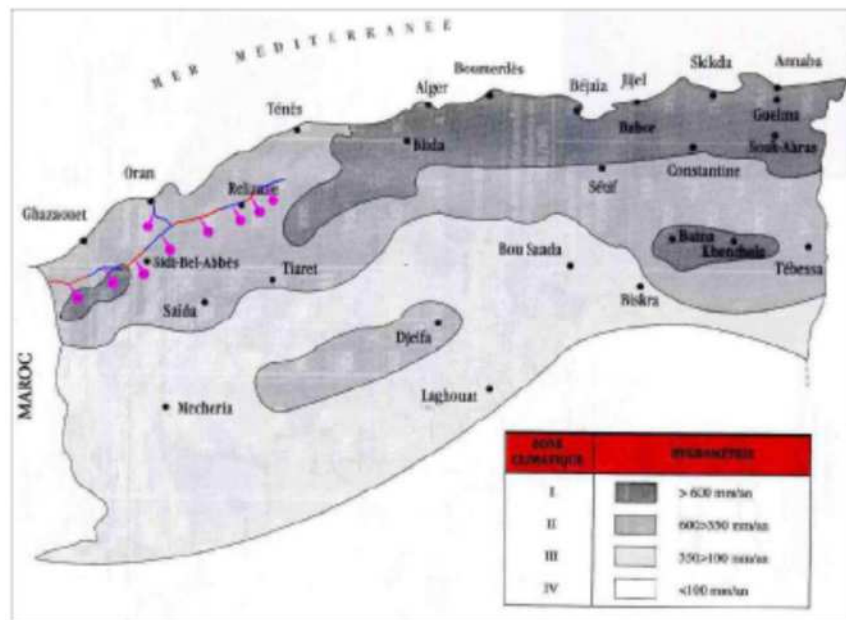
Conformément aux prescriptions du CCTP, la plate-forme de chaussée doit être au moins de classe PF2+. Dans l'étude de la plate-forme, les deux classes de PF2+ et PF3 retenues sont mises en concurrence.

Lors la classe de portance de plate-forme : PF2+, E= 80MPa v=0.35

Lors la classe de portance de plate-forme : PF3, E= 120MPa v=0.35

**v) Détermination des valeurs paramétriques de calcul d'enrobe bitumineux**

Le dimensionnement des structures de chaussée s'effectue avec une température consistante, c'est à dire température équivalente  $\theta_{eq}$ , en tenant compte de cycle de variation de température de chaque année. La température équivalente est généralement déterminée selon le zonage climatique du site. D'après le « Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves (2001 CCTP) », le site du projet est classé en Zone I ou Zone II [14].



**Figure 1.8 : Zonage climatique du site du projet**

Donc on prend une température équivalente égale à 20°C comme montré dans le tableau 1.13.

Température équivalent °C	Zone climatique		
	I et II	III	IV
	20	25	30

**Tableau 1.7 : Choix des températures équivalentes**

Par intermédiaire de Logiciel Alizé de LCPC, on obtient les valeurs paramétriques de calcul pour l'enrobé bitumineux, qui figurent dans le tableau 1.8.

Type de matériaux	E(10°C,10Hz)(MPa)	E(20°C,10Hz)(MPa)	$\epsilon_6(10^\circ\text{C},25\text{Hz})$	b	SN	kc
BBMa	7200	3600	$100 \times 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.1
BBME	12000	6000	$110 \times 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.1
GB3	12300	6300	$90 \times 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.3
EME2	17000	11000	$130 \times 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.0

**Tableau 1.8 : Paramètres des enrobes retenus dans le calcul**

### 1.6.3.3 Valeur ultime admissible

Si la classe de portance de plate-forme de chaussée est PF3, la couche de base est GB3.

- Déformation verticale  $\epsilon_{z,ad}$

- Déformation verticale  $\epsilon_{z,ad}$  (équation 1.1) de la couche de fondation CDF=  $\epsilon_{z,ad}$  de la couche de forme CF

Coefficient d'agressivité structurelle moyen de PL: CAM = 1.0

$$\epsilon_{z,ad} = 0.012 (NE)^{-0.222} \quad (1.1)$$

$$\epsilon_{z,ad} = 440.1 \times 10^{-6}$$

- Déformation horizontale à la traction  $\epsilon_{t,ad}$

- Déformation horizontale à la traction de la couche de base(CB)  $\epsilon_{t,ad}$  (équation 1.2)

$$\epsilon_{t,ad} = \epsilon(NE, \theta_{eq}, f) k_r k_c k_s \quad (1.2)$$

Selon le tableau 1.8,  $\epsilon(NE, \theta_{eq}, f)$  (équation 1.3) s'exprime sous la forme :

$$\epsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \left[ \frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})} \right]^{0.5} \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (1.3)$$

$$\epsilon_{t,ad} = 90 \times 10^{-6} \left( \frac{12300}{6300} \right)^{0.5} \left( 1.47 \times \frac{10^6}{10^6} \right)^{-0.2} = 116.4 \times 10^{-6} \quad (1.4)$$

$$\epsilon_{t,ad} = 116.4 \times 10^{-6}$$

$k_r$  est un coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type Sh) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type SN).

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad (1.5)$$



u : variable décroissante associée au risque r (distribution normale), voir le tableau suivant pour détails (tableau 1.9):

<b>Valeur à décimales (u)</b>	-0.84	-1.04	-1.28	-1.65	-2.05	-2.326
<b>Risque (r) (%)</b>	20	15	10	5	2	1

**Tableau 1.9 Les variable décroissante associée au risque r**

b : pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi-logarithmique), voir le tableau 1.9 pour détails

$$\delta = [SN^2 + \left(\frac{C^2}{b^2}\right)Sh^2]^{0.5} \quad (1.6)$$

Où : Sh représente la dispersion sur les épaisseurs des couches. Les couches de structures sont collées par des interfaces adhésives, donc la valeur Sh est choisie comme suit en fonction de l'épaisseur h :

$$\begin{aligned} Sh &= 1 \text{ cm} && \text{si } h < 10\text{cm} \\ Sh &= 1 + 0.3 \times (h-10) && \text{si } 10\text{cm} \leq h \leq 15\text{cm} \\ Sh &= 2.5 \text{ cm} && \text{si } h > 15\text{cm} \end{aligned}$$

c : coefficient reliant la variation de déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée,  $\Delta h(\log \epsilon = \log \epsilon_0 - c \Delta h)$ . Pour les structures courantes, c'est de l'ordre de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$ .

SN et b sont des paramètres de calcul des enrobés, voir le tableau 1.15 pour détails.

$$u = -1.65$$

$$b = -0.2$$

$$SN = 0.25, \quad c = 0.02, \quad Sh = 2.5 \text{ cm}, \quad b = -0.2$$

$$\delta = [SN^2 + \left(\frac{C^2}{b^2}\right)Sh^2]^{0.5} = (0.0725)^{0.5} = 0.391$$

$$k_r = 10^{-u\delta} = 10^{-0.08877} = 0.743$$

Kc est un coefficient de calage destiné à ajuster les résultats du modèle de calcul au comportement observé de chaussées du même type. Pour les chaussées bitumineuses, cette valeur est définie suivant les caractéristiques des matériaux bitumineux appliqués. Selon le tableau 1.9.

$$k_c = 1.3$$

Ks est un coefficient minorateur tenant compte de l'effet d'hétérogénéités locales de portance d'une couche de faible rigidité supportant les couches liées. Selon le « Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves (1977 SETRA/LCPC) » [13], la valeur Ks est définie comme montré dans le tableau 1.10.

Type	E < 50MPa	50 MPa ≤ E < 120 MPa	120 MPa ≤ E
ks	1/1.2	1/1.1	1

**Tableau 1.10 Valeur du coefficient Ks**

La portance de plate-forme de chaussée est de PF2+, mais celle au-dessus de la couche de fondation peut atteindre PF3 en raison de disposition d'une couche de fondation (GNTB) d'une épaisseur de 20cm, selon le tableau 1.17:  $k_s = 1$

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)k_r k_c k_s = 112.5 \times 10^{-6} \quad (1.7)$$

→ Déformation horizontale à la traction de la couche de roulement(CR)  $\varepsilon_{t,ad}$

Avec la même méthode, on obtient :  $\varepsilon_{t,ad} = 110.1 \times 10^{-6}$

→ Déformation horizontale à la traction de la couche de liaison(CL)  $\varepsilon_{t,ad}$

Avec la même méthode, on obtient :  $\varepsilon_{t,ad} = 121.1 \times 10^{-6}$

• Pour une PF2+ et une couche de base en GB3, les valeurs limites admissibles sont données dans le tableau 1.11 suivant :

CR $\varepsilon_{t,ad}$	CL $\varepsilon_{t,ad}$	CB $\varepsilon_{t,ad}$	CF $\varepsilon_{z,ad}$	CDF $\varepsilon_{z,ad}$
$110.1 \times 10^{-6}$	$121.1 \times 10^{-6}$	$112.5 \times 10^{-6}$	$440.1 \times 10^{-6}$	$440.1 \times 10^{-6}$

**Tableau 1.11 : Valeurs limites admissibles**

Les valeurs limites admissibles sont calculées avec la même méthode pour les trois autres configurations:

PF2+, couche de base en EME2

PF3, couche de base en GB3

PF3, couche de base en EME2

N°	Classe de la PF	Couche de base	CR $\varepsilon_{t,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )	CL $\varepsilon_{t,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )	CB $\varepsilon_{t,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )	CF $\varepsilon_{z,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )	CDF $\varepsilon_{z,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )
1	PF2+	GB3	110.1	121.1	112.5	440.1	440.1
2	PF2+	EME2	110.1	121.1	114.4	440.1	440.1
3	PF3	GB3	110.1	121.1	112.5	440.1	440.1
4	PF3	EME2	110.1	121.1	114.4	440.1	440.1

**Tableau 1.12 : Tableau récapitulatif des valeurs limites admissibles**

#### 1.6.3.4 Contrainte réelle et calcul de déformation

Il existe une interface collant entre la couche de roulement et la couche de base, aussi entre la couche de base et la couche de fondation. Donc il faut calculer la déformation horizontale de la couche de fondation et de la couche de base, ainsi que la déformation verticale de la couche de forme. En se reportant aux indications de « Catalogue des Structures Type Chaussées Neuves (1998 SETRA/LCPC)

» [15] et à l'aide de Logiciel professionnel Alizé du LCPC, il donne une épaisseur de 8.5cm pour la couche de roulement en BB, et une épaisseur de 20cm pour la couche de fondation en GNT. Seule l'épaisseur de matériaux de couche de base reste à définir. Le résultat de calcul est indiqué dans le tableau 1.13.

N°	Classe de la PF	Couche de base	Ep. de CB (cm)	CB $\epsilon_{t,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )	CDF $\epsilon_{z,ad}$ ( $\times 10^{-6}$ )
1	PF2+	GB3	12	118.4	400.7
			13	112.3	376.3
			14	106.5	354.0
2	PF2+	EME2	9	108.4	446.0
			10	102.1	413.0
			11	96.2	383.1
3	PF3	GB3	11	116.8	345.6
			12	110.7	324.7
			13	104.9	305.5
4	PF3	EME2	7	114.6	419.1
			8	107.4	387.8
			9	101.1	358.3

**Tableau 1.13 : Calcul de déformation de couche de base et couche de forme**

#### 1.6.4 Dimensionnement des structures de chaussée

Sur la base de comparative des variantes de structure de chaussées, on décide : La couche de surface de chaussée est en BBM A de 3.5cm + BBME de 5cm avec une épaisseur totale de 8.5cm. Vu le résultat de calcul de déformation admissible et réelle [15], la déformation de couche de forme ne sera pas envisagé comme condition de contrôle, seulement la déformation de couche de base constitue un facteur principale déterminant l'épaisseur de chaussée. Le calcul d'épaisseur des couches des structures de chaussée s'effectue à partir de différentes couples de matériaux de couche de base (GB3 ou EME2) et de classe de portance de plate-forme support de chaussée (PF2+ ou PF3). Considère la réserve sécuritaire, Le résultat de calcul est détaillé dans le tableau 1.14.

N°	Classe PF	Couche de base	Ep. couche de surface (cm)	Ep. Couche de base (cm)
1	PF2+	GB3	8.5 (3.5+5)	13
2	PF2+	EME2	8.5 (3.5+5)	11
3	PF3	GB3	8.5 (3.5+5)	12
4	PF3	EME2	8.5 (3.5+5)	8

**Tableau 1.14 : Dimensionnement des structures de chaussée**

### 1.6.5 Synthèses

La structure de chaussée autoroutière retenue sur le tronçon Tlemcen est la suivante :

Couche de surface : 3.5cm BBM A 0/10

Couche de liaison : 5cm BBME 0/10

Couche de base : 11cm EME2 0/14

Couche de fondation : 20cm GNT (Type B) 0/31.5

Epaisseur totale : 39.5cm

## 1.7 Différentes causes des fissures dans les chaussées

### 1.7.1 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 [16].



Figure 1.9 : Remonté à la surface des fissures de fatigue

### 1.7.2 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.

### 1.7.3 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...

#### 1.7.4 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.

#### 1.7.5 Vieillissement 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 véhicules. Ces effets sont accentués avec l'âge de la chaussée du fait de l'exposition de béton bitumineux aux effets environnementaux.

#### 1.7.6 Dégradation des interfaces

D'après cette note d'information, depuis les années 1970, l'auscultation de certaines chaussées dont la surface se dégradait prématurément, mettait en évidence des défauts de liaison notamment entre la couche de roulement et la couche de base. Ces défauts de liaison se traduisent par un décollement de la couche de roulement [17].



Figure 1.10 : Exemple de dégradation due à un défaut de collage à l'interface

#### 1.7.7 Dégradation par orniéage

La croissance du trafic lourd accélère l'apparition de la dégradation prématurée notamment l'orniéage. L'orniéage constitue la cause principale de dégradation des chaussées souples. L'orniéage c'est une dépression longitudinale dans les traces du pneu. Elles s'intensifient à température élevée [18].



**Figure 1.11 : Exemple d'une chaussée atteinte d'orniérage**



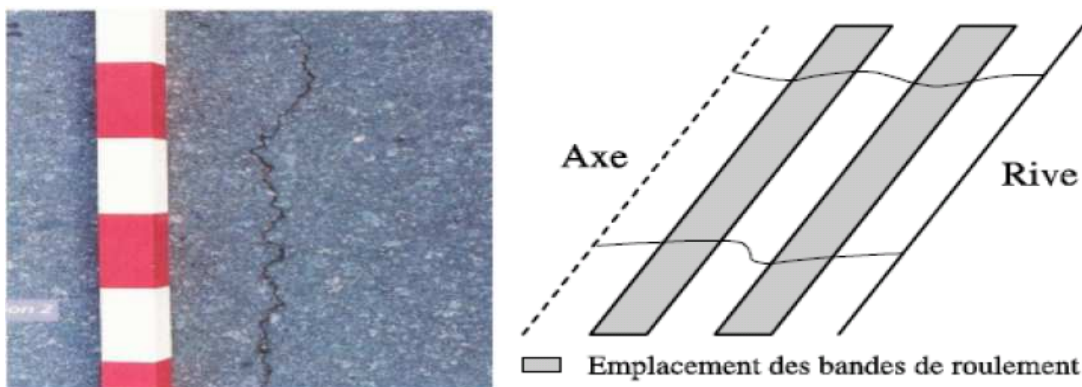
**Figure 1.12 : orniérage à petit rayon**

### 1.8 Les différents types de fissuration et leur origine

Dans cette partie, nous allons présenter quelques types de fissures principales. Selon le catalogue des dégradations de chaussées, nous pouvons classer les fissures dans la chaussée en neuf classes comme suit.

#### 1.8.1 Fissure transversale

Les fissures transversales sont des fissures qui sont quasi-perpendiculaires à l'axe de roulement des charges sur la chaussée. Elles peuvent être isolées ou périodiques d'espacement variable, traversant tout ou en partie la largeur de la chaussée (cf. figure 1.13).



**Figure 1.13 : Fissure transversale fissure franche et perceptible et exemple d'une fissuration grave ramifié avec départ de matériau**

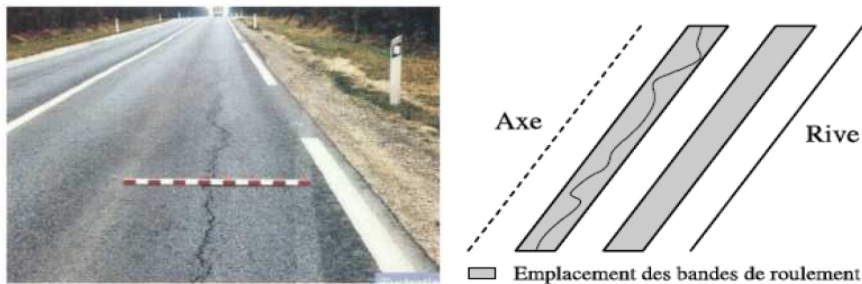
### 1.8.2 Fissure longitudinale dans les bandes de roulement

Deux types de fissures longitudinales sont possibles :

Les fissures longitudinales dans les bandes de roulement

Ce sont des fissures quasi-parallèles à l'axe de la chaussée apparaissant exclusivement dans l'empreinte des roues de la charge, appelée bande de roulement (cf. figure 1.15).

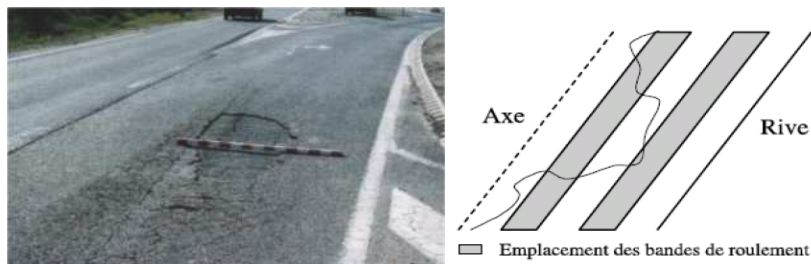
Les fissures longitudinales dans les bandes de roulement sont probablement causées par la fatigue de la structure par excès de contrainte à la base de la ou des couches traitées ayant pour origine un sous-dimensionnement ou un décollement entre des couches [19].



**Figure 1.14 : Fissure longitudinale dans une bande de roulement et exemple d'une fissuration grave ramifiée avec départ de matériau**

### 1.8.3 Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement

Ce sont des fissures quasi-parallèles à l'axe de la chaussée et non limitées aux bandes de roulement. Ces types de fissures concernent seulement les chaussées en dalle de béton. Elles sont probablement causées par le retrait thermique du béton en cas de sciage tardif, par le retrait hydrique, par le gel ou par un mauvais drainage [20].



**Figure 1.15 : Fissures longitudinales non spécifiques aux bandes de roulement (Pelade) et exemple d'une fissuration significative, ramifiée**

#### 1.8.4 Fissures de joint

Les fissures de joint sont des ouvertures qui apparaissent sous forme de fissures rectilignes aux raccordements de deux bandes d'enrobés (joint longitudinal) ou à une reprise d'une bande d'enrobé (joint transversal).

#### 1.8.5 Fissures d'adaptation

Les fissures d'adaptation sont des fissures qui proviennent de mouvements de sol (cf. figure 1.16). Chaussées souples traditionnelles, chaussées bitumineuses épaisses, chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, chaussées mixtes, chaussées inverses [21].

Elles sont généralement causées par un glissement de terrain ou par un tassement de remblai (instabilité) ou par un tassement d'élargissement (support sous compacté ou structure sous dimensionnée) ou enfin par le retrait hydrique du sol support (argiles, limons, marnes).



Figure 1.16 : Fissure d'adaptation

#### 1.8.6 Fissures diverses

Ce sont des fissures qui apparaissent de façon anarchique à la surface de la chaussée. On rencontre généralement des fissures paraboliques, en étoile ou en Y (cf. figure 1.17) [22]. Elles concernent les chaussées en béton et sont causées par le dédoublement d'une fissure transversale.



Figure 1.17 : Fissure diverse en Y



### 1.8.7 Faïençage

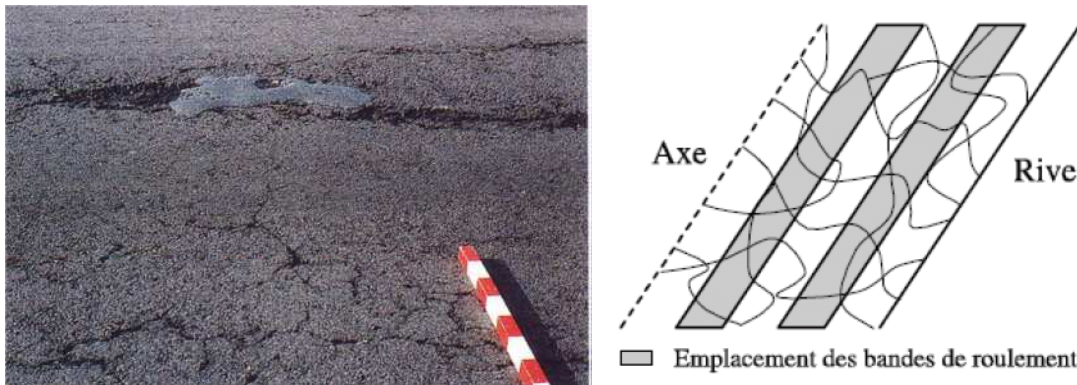
Trois types de faïençage existent.

#### ✚ Faïençage dans les bandes de roulement

Le faïençage dans les bandes de roulement est un ensemble de fissures entrelacées ou maillées (mailles fines inférieures à 30 cm) formant une série de polygones.

#### ✚ Faïençage non spécifiques aux bandes de roulement (fissures liées à des dégradations superficielles)

C'est un ensemble de fissures entrelacées ou maillées soit avec des mailles fines (inférieures à 30cm) soit avec des mailles larges (supérieures à 30 cm) [23].



**Figure 1.18 : Faïençage non spécifiques aux bandes de roulement et exemple d'une fissuration significative**

#### ✚ Faïençage circulaire

C'est un ensemble de fissures entrelacées ou maillées (mailles fines inférieures à 30 cm) formant une série de polygones apparaissant ponctuellement et affectant une zone de forme sensiblement circulaire dont le diamètre est généralement inférieur à 1m (cf. figure 1.19).

Ces types de fissures concernent les chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques, ou les chaussées mixtes [24].



**Figure 1.19 : Faïençage circulaire**

### 1.8.8 Cassures d'angle

Les cassures d'angle sont des ruptures de dalle joignant deux côtés adjacents et situées à moins de 50 cm du coin de la dalle (cf. figure 1.20) [25].

Ce type de fissures concernent les chaussées en béton et composite.



Figure 1.20 : Cassure d'angle \*cassure dégradée avec départ de matériaux\*

### 1.8.9 Fissure oblique

Les fissures obliques sont des cassures de dalle joignant deux côtés adjacents et situées à plus de 50 cm du coin de la dalle (cf. figure 1.21). Ces types de fissures concernent les chaussées en béton.



Figure 1.21 : Fissure oblique

### 1.8.10 Fissures en dalles

Les fissures en dalles sont un ensemble de fissures longitudinales et transversales se rejoignant pour former un réseau ou un maillage quasi rectangulaire de mailles inférieures ou égales à 2m (cf. figures 1.22 et 1.23) [26].



Figure 1.22 : Fissure en dalle



Figure 1.23 : Fissure en coin de dalle

## 1.9 La propagation des fissures

### 1.9.1 Description

La phase de propagation des fissures au sein des structures de chaussée présente des faibles changements de rigidité des matériaux mais des concentrations de contraintes à leur voisinage.

Trois types de propagation sont rencontrés : la propagation d'une fissure des couches du bas vers la surface, la propagation des fissures des couches du haut vers le bas, la propagation des fissures d'interface (décollement d'interface). Les possibilités du cheminement de la fissuration vers la couche de roulement et aux interfaces est schématisé par (figure 1.24) [27].

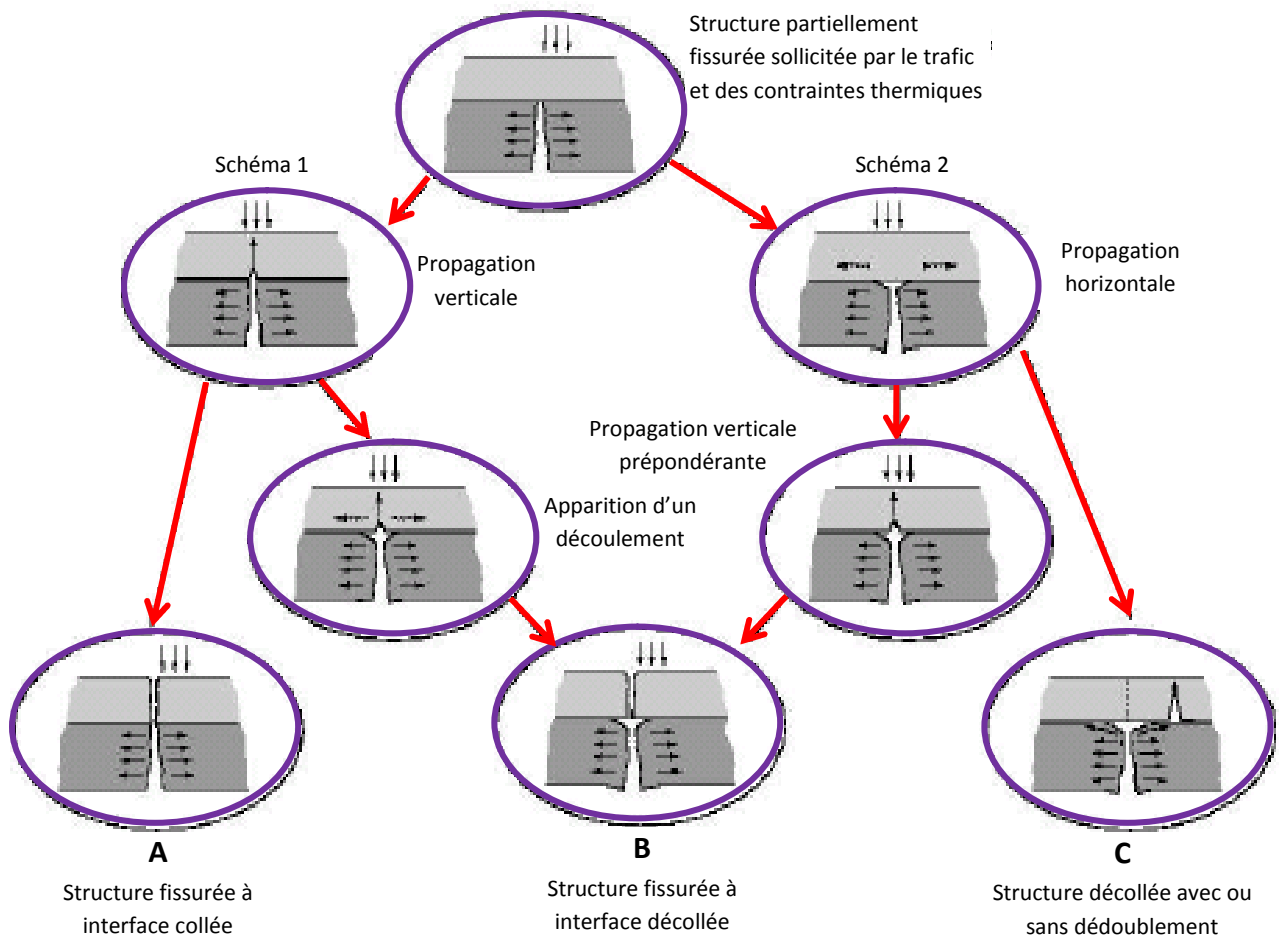


Figure 1.24 : Cheminement de la fissuration

### 1.9.2 La rupture

La rupture de la chaussée intervient à l'apparition des fissures sur la surface (remontée de fissure vers la couche de roulement), ou la rupture totale des couches de chaussée. Elle présente une décroissance accélérée de rigidité de matériau, un développement rapide des fissures et macro fissuration, une perturbation thermique et un endommagement jusqu'à la rupture.


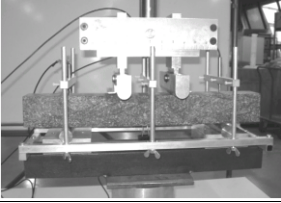
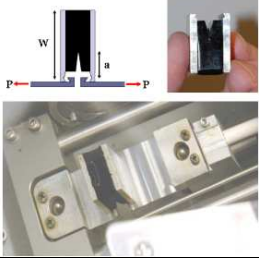
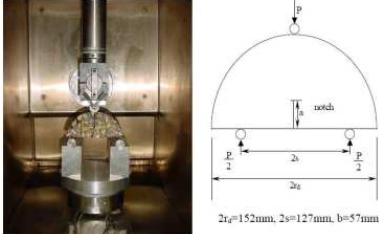
### 1.9.3 Essai de propagation des fissures

Les études et observation montrent qu'il n'y a pas de propagation régulière des fissures dans un plan. En fait, le processus de propagation dans les mélanges bitumineux peut être dû à trois phénomènes :

- ♣ Propagation dans le mastic (appelé parfois décohésion);
- ♣ Propagation à l'interface entre les granulats et le liant (appelé désadhésion);
- ♣ Retard d'évolution due au blocage sur un granulat et contournement de ce dernier.

Enfin, il faut prendre en compte les caractéristiques suivantes des enrobés bitumineux :

- ♣ La taille des hétérogénéités est grande par rapport aux dimensions de la fissure. La fissure ne se développe donc pas de manière régulière dans un milieu continu;
- ♣ Le comportement du matériau est non linéaire à partir d'un niveau de déformation (ou de contrainte) qui est largement atteint dans la zone située en pointe de fissure;
- ♣ Le comportement possède une composante visqueuse très marquée sauf à très basse température.

Type d'essai	Principe de l'essai	Liant (L) Enrobé (E) Monotone (N) Cycle (C)	Mode
Essai de flexion 3 points (SENB) « Single Edge Notched Beam »		L – M E – C ou M	I
Essai de flexion 4 points (FBNFT) "Four Points Bending Notched Fracture Test"		L – M E – C ou M	I
Essai de traction compacte (CT) "Compact Tension"		E – C et M	I
Essai SCB « Semi-Circular Bending »		E - M	I ( $\alpha = 0$ ) I et II ( $\alpha \neq 0$ )

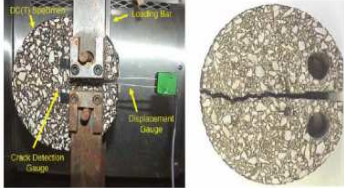
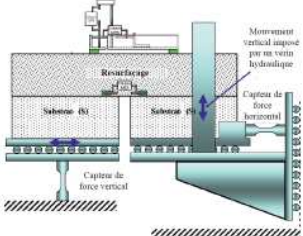
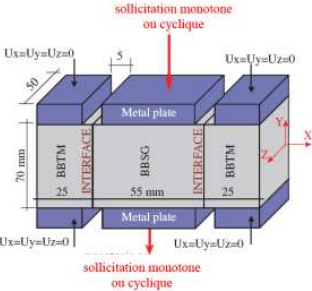
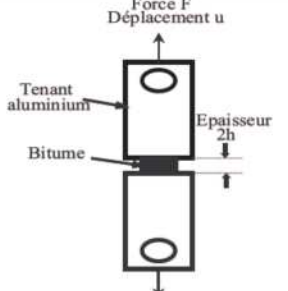
<p>Essai DC (T) « Disk-Shaped Compact Tension »</p>		<p>L – M ou C</p>	<p>I</p>
<p>Essai ETS « Ecole de Technologie Supérieure, Université de Québec »</p>		<p>E - C</p>	<p>I et/ou II</p>
<p>Essai de double cisaillement (DST) « Double Shear Test »</p>		<p>E - C</p>	<p>II</p>
<p>Essai « butt joint »</p>		<p>E - C</p>	<p>I</p>

Tableau 1.15 : Différents essais de propagation de fissures sur les mélanges bitumineux

### 1.10 Conclusion

Dans cette première partie, nous avons présenté une introduction générale des chaussées et une étude bibliographique de la fissuration de chaussée. Ces différentes structures supportent différents types de dégradations que l'on classe en quatre familles : les dégradations d'arrachement, les mouvements des matériaux, les dégradations de déformations et les fissures. Cette dernière famille est considérée comme un des plus grands modes de dégradations de chaussées, elle est le but de plusieurs recherches actuelles, même aussi de notre thèse où nous étudions le comportement en rupture des fissures dans un milieu viscoélastique. La chaussée fissurée a été présentée, avec ses différents types de fissurations. L'évolution d'une fissure comprend trois étapes : l'initiation de fissure, la propagation de fissure et enfin la rupture qui représente une fissure totale.

Pour le dimensionnement des chaussées, la rapidité, la simplification et surtout l'exactitude des calculs sont exigées. L'utilisation de la méthode des éléments finis donne une bonne approximation des champs mais reste un outil très lourd pour un calcul de chaussée fissurée. De plus pour des calculs de fatigue avec au moins une centaine de cycles, le temps de calcul peut devenir prohibitif.

# *Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux*

## **2.1 Introduction**

Devant l'insuffisance des tests empiriques traditionnellement utilisés pour évaluer les bitumes routiers, la rhéologie s'est imposée comme l'outil principal d'étude de leurs performances. Les essais ne sont cependant pas pertinents dès lors que l'on cherche à mettre en regard la composition des bitumes et le phénomène de rupture. Ainsi, l'énergie nécessaire à la création de surface et la présence d'hétérogénéités sont des paramètres qui influent sur la propagation de la fissure dans le bitume, et qui ne sont pas directement pris en compte par leur seule caractérisation rhéologique. Dans ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement à la rupture des fissures des enrobés bitumineux. L'enrobé bitumineux est un matériau doué d'un caractère visqueux et ses propriétés rhéologiques changent avec la température et la vitesse de chargement. Pour décrire adéquatement sa rhéologie, il convient d'élaborer les courbes maîtresses. L'étude des propriétés rhéologiques de l'enrobé conduit à définir le module complexe qui se traduit par la norme du module complexe (le module de rigidité) et l'angle de phase. Ces deux paramètres, évolutifs sous l'effet de la température et de la fréquence de chargement, sont des éléments clés pouvant permettre de faire le lien entre les résistances à la fissuration, à l'orniérage et à la fatigue de l'enrobé. Une mesure représentative des propriétés rhéologiques d'un enrobé bitumineux exige de se conformer aux hypothèses sous-jacentes aux lois auxquelles on se réfère. Ainsi dans la chaussée, l'enrobé bitumineux est soumis à des températures et des fréquences de sollicitation variables dans le temps. Les conditions de sollicitation vont également varier en fonction de la structure de la chaussée mise en œuvre et de l'emplacement considéré. Le comportement d'un enrobé bitumineux au sein d'une chaussée est donc fort complexe puisqu'il dépend à la fois de la température (thermoplastique), du temps (visqueux) et de d'autres paramètres. Sa performance peut être évaluée à partir de la mesure de ses propriétés rhéologiques, notamment son module complexe. Les modèles à spectres continus, pouvant être représentés par une infinité d'éléments de Kelvin-Voigt en série ou d'éléments de Maxwell en parallèle (le modèle utilisé dans notre travail), ont une signification et une représentation physique.

## **2.2 Modèle de Maxwell généralisé**

### **2.2.1 Introduction**

Le modèle de Maxwell généralisé est composé de  $M$  modèles de Maxwell associés à un ressort en parallèle qui permet la recouvrance à l'état relâché, figure 2.1. Le comportement de ce modèle est un assemblage des comportements basiques des ressorts et des amortisseurs (figure 2.2) [28].

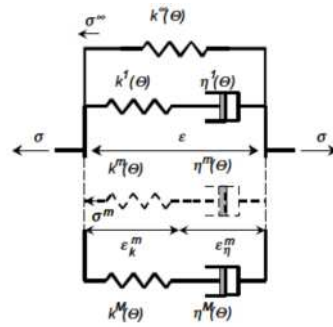


Figure 2.1 : Modèle de Maxwell généralisé

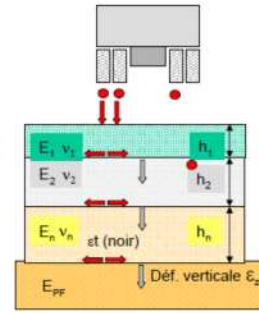


Figure 2.2 : Structure multicouche

Pour simplifier les développements à suivre, nous proposons les partitions des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma = \sigma^\infty + \sum_{m=1}^M \sigma^m \text{ et } \varepsilon = \varepsilon_k^m + \varepsilon_\eta^m \quad (2.1)$$

Où  $\sigma^\infty$  désigne la contrainte dans le ressort de raideur  $k^\infty(\theta)$ ,  $\sigma^m$  la contrainte dans le  $m^{\text{ème}}$  modèle de Maxwell caractérisé par sa raideur  $k^m(\theta)$ , et sa viscosité  $\eta^m(\theta)$ . Dans cette branche, la déformation du ressort est notée  $\varepsilon_k^m$  et celle de l'amortisseur  $\varepsilon_\eta^m$ .

### 2.2.2 Variables internes

Le comportement viscoélastique génère des phénomènes dissipatifs caractérisés par l'évolution d'une déformation anélastique  $\varepsilon^{\text{an}}$ . Dans l'hypothèse des petites déformations, la déformation anélastique est une déformation partiellement recouvrable, à plus ou moins long terme, à la configuration relâchée (lors d'un essai de fluage / recouvrance par exemple). Elle résulte de la déformation totale par décharge élastique instantanée  $\varepsilon^e$ . Conduisant à la partition des déformations suivantes :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{\text{an}} \quad (2.2)$$

La déformation anélastique  $\varepsilon^{\text{an}}$  peut être due à des propriétés de viscosité du matériau et à des propriétés de dissipation par modification des propriétés mécaniques et physiques. Pour prendre en compte l'effet de l'environnement (teneur en eau, température) sur les propriétés mécaniques ou ses modifications dans le temps (vieillesse physico-chimique, micro fissuration, etc.), phénomènes que nous noterons  $(\theta)$ , on introduit une variable interne  $b_\theta$ . [29]

### 2.2.3 Potentiel thermodynamique

Les variables d'état observables et internes obéissent à des lois d'état qui dérivent d'une potentielle thermodynamique. Nous optons pour la potentielle énergie libre spécifique d'Helmoltz  $\Psi$ . Ce potentiel est concave par rapport à la température et convexe par rapport aux autres variables. Dans la définition de  $\Psi$ , seule la déformation élastique représente l'état de déformation telle que :

$$\Psi = \Psi(\varepsilon^e, T, b_\theta) \quad (2.3)$$

Dans ce cas, la densité volumique de puissance restituable ou stockée  $P$  admet la forme suivante :

$$P = \sigma : \dot{\varepsilon}^e \quad (2.4)$$

Où  $\sigma$  : désigne le tenseur des contraintes, on peut en déduire la densité d'énergie restituable  $E$  de la façon suivante :

$$E = \int_0^t P d\tau = \int_0^t \sigma : \frac{\partial \varepsilon^e}{\partial \tau} d\tau \quad (2.5)$$

### 2.2.4 Second principe de la thermodynamique

Dans l'hypothèse des petites perturbations, l'inégalité de Clausius Duhem, en notation tensorielle, s'écrit : [30]

$$\sigma : \dot{\varepsilon} - \rho \cdot (\dot{\Psi} + s \cdot \dot{T}) - \vec{q} \cdot \frac{\overrightarrow{\text{grad}T}}{T} \geq 0 \quad (2.6)$$

Où  $\rho$  représentent la densité de masse du milieu,  $\vec{q}$  le vecteur courant de chaleur et  $s$  l'entropie.

D'après la relation (2.3), nous avons :

$$\Psi = \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \varepsilon^e + \frac{\partial \Psi}{\partial T} \dot{T} + \frac{\partial \Psi}{\partial b_\theta} \dot{b}_\theta \quad (2.7)$$

Ainsi, en regroupant la partition des déformations (2.2) et l'expression (2.7) dans l'inégalité (2.6), nous obtenons :

$$\sigma : (\dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{an}) - \rho \cdot \left( \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} : \dot{\varepsilon}^e + \frac{\partial \Psi}{\partial T} \dot{T} + \frac{\partial \Psi}{\partial b_\theta} \dot{b}_\theta + s \cdot \dot{T} \right) - \vec{q} \cdot \frac{\overrightarrow{\text{grad}T}}{T} \geq 0 \quad (2.8)$$

Une factorisation de (2.8) donne l'inégalité de Clausius Duhem sous la forme générale suivante :

$$\left( \sigma - \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \right) : \dot{\varepsilon}^e + \sigma : \dot{\varepsilon}^{an} - \rho \cdot \left( s + \frac{\partial \Psi}{\partial T} \dot{T} \right) - \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial b_\theta} \dot{b}_\theta - \vec{q} \cdot \frac{\overrightarrow{\text{grad}T}}{T} \geq 0 \quad (2.9)$$

En supposant une transformation à température et teneur en eau constante et uniforme sans génération de déformation anélastique, nous avons :

$$\dot{T} = 0 \quad \dot{b}_\theta = 0 \quad \overrightarrow{\text{grad}T} = \vec{0} \quad \dot{\varepsilon}^{an} = 0 \quad (2.10)$$

En considérant les égalités (2.10), l'inégalité (2.9) est vérifiée, quel que soit  $\sigma$ , si et seulement si :

$$\sigma = \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} \quad (2.11)$$

Une transformation, pour laquelle la température évolue d'une façon homogène avec une teneur en eau variant de telle sorte que les propriétés mécaniques sont inchangées, se traduit, en l'absence d'évolution des déformations anélastiques, par :

$$\dot{b}_\theta = 0 \quad \overrightarrow{\text{grad}T} = \vec{0} \quad \dot{\varepsilon}^{an} = 0 \quad (2.12)$$

L'inégalité (2.9) est vérifiée, selon (2.12), à condition d'avoir :

$$s = - \frac{\partial \Psi}{\partial T} \quad (2.13)$$



La contrainte  $\sigma$  est associée à la déformation élastique  $\varepsilon^e$  tandis que l'entropie  $s$  est associée à la température  $T$ . Par analogie, nous sommes en droit de définir une variable  $A_\theta$  associée à  $b_\theta$  telle que

$$A_\theta = \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial b_\theta} \quad (2.14)$$

### 2.2.5 Dissipation

En introduisant les lois d'état (2.11), (2.13) et la définition (2.14) dans l'inégalité (2.9), cette dernière devient : [31]

$$\phi = \sigma : \dot{\varepsilon}^{an} - A_\theta \cdot \dot{b}_\theta - \vec{q} \cdot \frac{\overrightarrow{\text{grad}}T}{T} \geq 0 \quad (2.15)$$

$\phi$  Désigne la densité de puissance dissipée qui doit être positive ou nulle. Elle est généralement décomposée en une dissipation mécanique  $\phi_1$ , dissipée dans l'élément de volume sous la forme de chaleur, et une dissipation thermique  $\phi_2$  par conduction telle que :

$$\phi_1 = \sigma : \dot{\varepsilon}^{an} - A_\theta \cdot \dot{b}_\theta \geq 0 \quad (2.16)$$

$$\phi_2 = -\vec{q} \cdot \frac{\overrightarrow{\text{grad}}T}{T} \geq 0 \quad (2.17)$$

### 2.2.6 Comportement adoucissant

La dissipation mécanique  $\phi_1$  se définit, via la relation (2.16), par : [32]

$$\phi_1 = \sigma : \dot{\varepsilon}^{an} - A_\theta \cdot \dot{b}_\theta = -\frac{k_{ref}}{2} \cdot (\varepsilon^e)^2 \cdot \dot{b}_\theta \geq 0 \quad (2.18)$$

Le comportement adoucissant s'exprime via la loi de Hooke usuelle :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{an} = \frac{\sigma}{b_\theta \cdot k_{ref}} \quad (2.19)$$

Par définition, la déformation élastique  $\varepsilon^e$  est définie comme étant l'incrément de déformation observé lors d'un déchargement instantané sans changement de propriétés mécaniques. Dans ce cas,  $\varepsilon^e$  est défini par

$$\varepsilon^e = \frac{\sigma}{b_\theta \cdot k_{ref}} \text{ et } \dot{\varepsilon}^{an} = 0 \quad (2.20)$$

Afin d'être conforme aux lois d'état définies dans le paragraphe précédent, nous choisissons la potentielle énergie libre sous la forme suivante :

$$\Psi = \frac{1}{2\rho} \cdot b_\theta \cdot k_{ref} \cdot (\varepsilon^e)^2 \quad (2.21)$$

D'où, d'après (2.11) et (2.14) :

$$\sigma = \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial \varepsilon^e} = b_\theta \cdot k_{ref} \cdot \varepsilon^e \text{ et } A_\theta = \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial b_\theta} = \frac{k_{ref}}{2} \cdot (\varepsilon^e)^2 \quad (2.22)$$

La densité volumique de puissance stockée  $P$  est égale, d'après (2.4) et (2.20), à :

$$P = \frac{\dot{\sigma} \cdot \sigma}{b_\theta \cdot k_{ref}} - \frac{\dot{b}_\theta \cdot \sigma^2}{(b_\theta)^2 \cdot k_{ref}} \quad (2.23)$$

### 2.2.7 Amortisseur linéaire

La viscosité de l'amortisseur dépend de l'environnement de la façon suivante :

$$\eta(\Theta) = b_{\Theta} \cdot \eta_{\text{ref}} \quad (2.24)$$

Où  $\eta_{\text{ref}}$  représente la viscosité déterminée pour un environnement de référence correspondant aux conditions environnementales durant l'identification des propriétés du matériau. Sa représentation rhéologique est précisée dans la figure 2.3. [33]

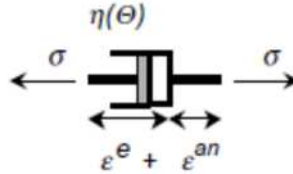


Figure 2.3 : Amortisseur linéaire [67]

Nous retenons une loi de comportement de type newtonienne telle que :

$$\dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{\text{an}} = \frac{\sigma}{b_{\Theta} \cdot \eta_{\text{ref}}} \quad (2.25)$$

Lors d'un déchargement instantané, la relation (2.25) met en évidence une variation nulle de la déformation. Ainsi, par définition de la déformation élastique, celle-ci est nulle :

$$\varepsilon^e = 0 \quad (2.26)$$

La potentielle énergie libre ne dépend donc pas de la déformation élastique. Dans la suite, nous le prendrons constant. Dans ce cas, nous écrivons :

$$A_{\Theta} = \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial b_{\Theta}} \quad (2.27)$$

La déformation élastique étant nulle, la densité volumique de puissance restituable l'est également :

$$P = \sigma \cdot \dot{\varepsilon}^e = 0 \quad (2.28)$$

D'après les relations (2.16), (2.25) et (2.27), la dissipation mécanique est égale à :

$$\phi_1 = \frac{\sigma^2}{b_{\Theta} \cdot \eta_{\text{ref}}} \geq 0 \text{ ou } \phi_1 = b_{\Theta} \cdot \eta_{\text{ref}} \cdot (\dot{\varepsilon}^{\text{an}})^2 \geq 0 \quad (2.29)$$

### 2.2.8 Comportement rigidifiant

Vis à vis des conclusions précédentes, il est nécessaire de définir une loi appropriée pour modéliser une augmentation de rigidité. Le comportement du ressort rigidifiant a été largement étudié par Bazant et a été employé dans l'étude mécanique de la maturation des enrobés bitumineux (comportement élastique et viscoélastique) [34]. Le comportement du ressort rigidifiant est donc emprunté à ces travaux. Il se traduit par

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{\text{an}} = \frac{\dot{\sigma}}{b_{\Theta} \cdot k_{\text{ref}}} \quad (2.30)$$

La déformation élastique  $\varepsilon^e$  s'exprime, comme pour le comportement adoucissant, en considérant un déchargement instantané. D'après (2.20), nous notons :

$$\varepsilon^e = \frac{\sigma}{b_{\Theta} \cdot k_{\text{ref}}} \quad (2.31)$$

En dérivant (2.31) par rapport au temps et par différence dans l'égalité (2.30), le taux de déformation anélastique est donné par :

$$\dot{\varepsilon}^{\text{an}} = \frac{\sigma \cdot \dot{b}_\theta}{(b_\theta)^2 \cdot k_{\text{ref}}} \quad (2.32)$$

D'après l'expression (2.31), le potentiel énergie libre prend la forme similaire à (2.21), soit :

$$\Psi = \frac{1}{2\rho} \cdot b_\theta \cdot k_{\text{ref}} \cdot (\varepsilon^e)^2 \quad (2.33)$$

Par conséquent, la forme de  $A_\theta$  (2.22) est reconduite :

$$A_\theta = \rho \cdot \frac{\partial \Psi}{\partial b_\theta} = \frac{k_{\text{ref}}}{2} (\varepsilon^e)^2 \quad (2.34)$$

La forme dérivée de la déformation élastique (2.31), permet de reprendre la forme (2.23) de la densité de puissance restituable :

$$P = \frac{\dot{\sigma} \cdot \sigma}{b_\theta \cdot k_{\text{ref}}} - \frac{\dot{b}_\theta \cdot \sigma^2}{(b_\theta)^2 \cdot k_{\text{ref}}} = 0 \quad (2.35)$$

En introduisant la forme de  $A_\theta$  (2.34) et la définition de  $\dot{\varepsilon}^{\text{an}}$  (2.32) dans la dissipation mécanique (2.16), nous avons :

$$\phi_1 = \frac{\sigma^2 \cdot \dot{b}_\theta}{(b_\theta)^2 \cdot k_{\text{ref}}} - \frac{k_{\text{ref}}}{2} \cdot \dot{b}_\theta \cdot (\varepsilon^e)^2 \quad (2.36)$$

Or, en considérant l'expression (2.31), la forme (2.36) se simplifie ainsi :

$$\phi_1 = \frac{k_{\text{ref}}}{2} \cdot \dot{b}_\theta \cdot (\varepsilon^e)^2 \geq 0 \quad (2.37)$$

Le cas rigidifiant prend en compte les comportements des ressorts et des amortisseurs précisés dans les relations (2.30) et (2.25) tout en introduisant les partitions (2.1) ; c'est à dire :

$$\dot{\sigma}^\infty = b_\theta^\infty \cdot k_{\text{ref}}^\infty \cdot \dot{\varepsilon} \quad (2.38)$$

$$\dot{\sigma}^m = b_\theta^m \cdot k_{\text{ref}}^m \cdot \dot{\varepsilon}_k^m \quad (2.39)$$

$$\sigma^m = a_\theta^m \cdot \eta_{\text{ref}}^m \cdot \varepsilon_\eta^m \quad (2.40)$$

Par intégration de (2.38), nous obtenons directement :

$$\sigma^\infty(t) = \int_0^t k_{\text{ref}}^\infty b_\theta^\infty \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau \quad (2.41)$$

En associant les égalités (2.39) et (2.40) à la forme dérivée de la partition des déformations (2.1), nous construisons le système d'équations différentielles suivant :

$$\dot{\sigma}^m(t) + \lambda_{\text{ref}}^m \frac{b_\theta^m(t)}{a_\theta^m(t)} \cdot \sigma^m(t) = k_{\text{ref}}^m \cdot b_\theta^m(t) \cdot \dot{\varepsilon}(t) \quad (2.42)$$

La résolution du système (2.42) permet de définir la forme de  $\sigma^m$  en fonction de la déformation totale

$$\sigma^m(t) = \int_0^t k_{\text{ref}}^m \cdot b_\theta^m(\tau) \cdot \exp^{-\lambda_{\text{ref}}^m \int_\tau^t \frac{b_\theta^m(\omega)}{a_\theta^m(\omega)} d\alpha} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau \quad (2.43)$$

Les comportements respectifs (2.30) et (2.25) pour chaque élément sont définis par :

$$\dot{\sigma} = b_{\Theta}^0 \cdot k_{\text{ref}}^0 \cdot \dot{\varepsilon}^0 \quad (2.44)$$

$$\dot{\sigma}_k^m = b_{\Theta}^m \cdot k_{\text{ref}}^m \cdot \dot{\varepsilon}^m \quad (2.45)$$

$$\sigma_{\eta}^m = a_{\Theta}^m \cdot \eta_{\text{ref}}^m \cdot \dot{\varepsilon}^m \quad (2.46)$$

### 2.2.9 Comportement sous cycle rigidifiant / assouplissant

Dans le cas général du vieillissement des matériaux, nous sommes en présence de processus de rigidification ou d'assouplissement apparent (modification de compositions physicochimiques, endommagement) qui sont irréversibles. Cependant, il est courant d'avoir des réversibilités de processus notamment lorsque les propriétés mécaniques dépendent de conditions extérieures (variation de température et d'humidité par exemple) pour lesquelles le matériau va avoir des phases de rigidification suivies de phases d'assouplissement. Dans ce cas, la principale difficulté de la modélisation et de 'jongler' entre deux lois de comportement (2.19) et (2.30).

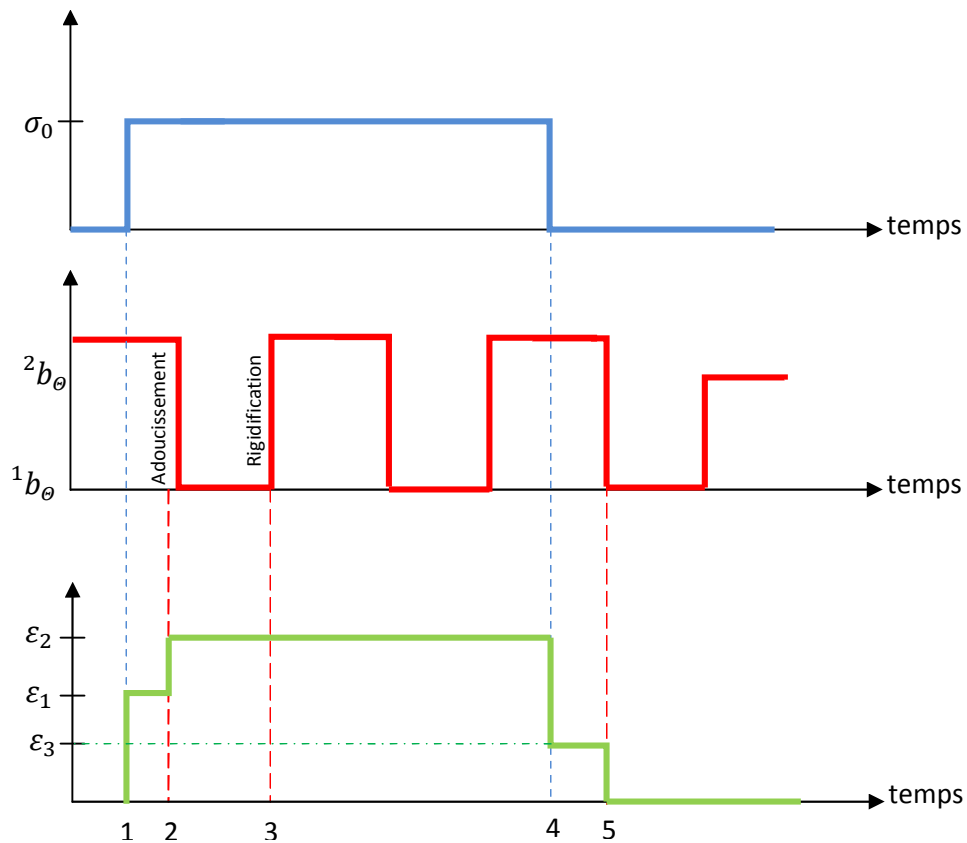


Figure 2.4 : Variations cycliques de  $b_{\Theta}$  sous charge constante

Prenons un exemple simple d'une sollicitation uniaxiale pour comprendre le comportement sous cycle. Soit un élément soumis à une tension constante  $\sigma_0$ . Des variations de conditions expérimentales génèrent des évolutions cycliques de  $b_{\Theta}$  entre  $^1b_{\Theta}$  et  $^2b_{\Theta}$  comme indiquées en figure 2.4. [35]

Etape 1: L'application de la contrainte  $\sigma_0$  s'effectue avec des propriétés matériau  ${}^2b_\Theta$  .

Dans ce cas, la déformation résultante est :  $\varepsilon_1 = \frac{\sigma_0}{{}^2b_\Theta} \cdot k_{ref}$

Etape 2 : Il y a adoucissement du matériau. D'après l'expression (2.19), la déformation résultante est

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_0}{{}^1b_\Theta} \cdot k_{ref}$$

Etape 3 : Il y a rigidification du matériau. D'après l'expression (2.30), la variation de déformation est nulle car la contrainte  $\sigma_0$  reste constante et donc :

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_0}{{}^1b_\Theta} \cdot k_{ref}$$

La déformation est dite bloquée. Cet état met en évidence une déformation anélastique dont le taux est défini par l'expression (2.32). Les phases suivantes d'adoucissement et de rigidification vont débloquent et rebloquer cette déformation.

Etape 4: Le déchargement s'effectue à l'état rigide. Par application de l'expression (2.30), la déformation prend la forme :  $\varepsilon_3 = \varepsilon_2 - \frac{\varepsilon_0}{{}^2b_\Theta} \cdot k_{ref}$

Après déchargement, nous observons une déformation résiduelle.

Etape 5: La phase d'adoucissement nous invite à calculer la déformation à l'aide de l'expression (2.18), c'est à dire :  $\varepsilon = 0$ .

Nous observons la recouvrance totale de la déformation résiduelle.

Le comportement sous cycle décrit ci-dessus est caractérisé, dans la littérature, par une propriété de verrou. Les phases de rigidification bloquent les déformations. La modélisation future du couplage des deux formulations va être basée sur une équivalence vis à vis de la dissipation mécanique. En effet, les expressions (2.18) et (2.37) mettent en évidence une forme similaire de cette dissipation. Un effet de rigidification ou d'adoucissement du matériau génère la même dissipation.

D'ailleurs, sa définition peut se mettre sous la forme générale suivante : [36]

$$\Phi_1 = \frac{k_{ref}}{2} \cdot |{}^1b_\Theta| \cdot (\varepsilon^e)^2 \geq 0 \text{ avec } \varepsilon^e = \frac{\sigma}{{}^1b_\Theta \cdot k_{ref}} \quad (2.47)$$

### 2.2.10 Densité de puissance et d'énergie restituable

Afin de déterminer la densité de puissance restituable par le milieu, il suffit de sommer la puissance de stockage dans chaque ressort composant le modèle [37]. Les expressions (2.23) et (2.35) mettent en évidence une forme similaire de P pour un comportement rigidifiant ou adoucissant. Par conséquent, cette densité de puissance s'exprime par :

$$P = \frac{\dot{\sigma}^\infty \cdot \sigma^\infty}{{}^1b_\Theta^\infty \cdot k_{ref}^\infty} - \frac{{}^1b_\Theta^\infty \cdot (\sigma^\infty)^2}{({}^1b_\Theta^\infty)^2 \cdot k_{ref}^\infty} + \sum_{m=1}^M \left[ \frac{\dot{\sigma}^m \cdot \sigma^m}{{}^1b_\Theta^m \cdot k_{ref}^m} - \frac{{}^1b_\Theta^m \cdot (\sigma^m)^2}{({}^1b_\Theta^m)^2 \cdot k_{ref}^m} \right] \quad (2.48)$$

La densité d'énergie  $E$  est définie, d'après (2.5) et (2.48) par :

$$E(t) = \int_0^t \frac{\dot{\sigma}^\infty(\tau) \cdot \sigma^\infty(\tau)}{b_\theta^\infty(\tau) \cdot k_{\text{ref}}^\infty} - \frac{\dot{b}_\theta^\infty(\tau) \cdot (\sigma^\infty(\tau))^2}{(b_\theta^\infty(\tau))^2 \cdot k_{\text{ref}}^\infty} d\tau + \int_0^t \sum_{m=1}^M \left[ \frac{\dot{\sigma}^m(\tau) \cdot \sigma^m(\tau)}{b_\theta^m(\tau) \cdot k_{\text{ref}}^m} - \frac{\dot{b}_\theta^m(\tau) \cdot (\sigma^m(\tau))^2}{(b_\theta^m(\tau))^2 \cdot k_{\text{ref}}^m} \right] d\tau \quad (2.49)$$

Dans le cas d'un comportement viscoélastique non vieillissant ( $b_\theta^\infty = b_\theta^m = 1$  et  $\dot{b}_\theta^\infty = \dot{b}_\theta^m = 0$ ), nous retrouvons la forme de  $E$  donnée par Staverman et Mandel. En effet, l'équation (2.49) se simplifie, en considérant (2.41) et (2.43), comme suit :

$$E(t) = \frac{1}{2} \int_0^t \int_0^t \left( k_{\text{ref}}^\infty + \sum_{m=1}^M k_{\text{ref}}^m \cdot \exp^{-\lambda_{\text{ref}}^m \cdot (t-\tau)} \cdot \exp^{-\lambda_{\text{ref}}^m \cdot (t-\beta)} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \beta} d\tau d\beta = \frac{1}{2} \int_0^t \int_0^t \left( k_{\text{ref}}^\infty + \sum_{m=1}^M k_{\text{ref}}^m \cdot \exp^{-\lambda_{\text{ref}}^m \cdot (2t-\tau-\beta)} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \beta} d\tau d\beta \quad (2.50)$$

Nous rappelons la définition de la fonction  $R$  de relaxation :

$$R(t) = k_{\text{ref}}^\infty + \sum_{m=1}^M k_{\text{ref}}^m \cdot \exp^{-\lambda_{\text{ref}}^m \cdot t} \quad (2.51)$$

La densité de puissance restituable est calculée en cumulant les puissances propres à chaque élément. En prenant les définitions (2.23) et (2.35) et en les adaptant aux notations (2.44), (2.45) et (2.46), nous avons :

$$P = \frac{\dot{\sigma} \cdot \sigma}{b_\theta^0 \cdot k_{\text{ref}}^0} - \frac{\dot{b}_\theta^0 \cdot \sigma^2}{(b_\theta^0)^2 \cdot k_{\text{ref}}^0} + \sum_{m=1}^M \left[ \frac{\dot{\sigma}_k^m \cdot \sigma_k^m}{b_\theta^m \cdot k_{\text{ref}}^m} - \frac{\dot{b}_\theta^m \cdot (\sigma_k^m)^2}{(b_\theta^m)^2 \cdot k_{\text{ref}}^m} \right] \quad (2.52)$$

La densité d'énergie restituable est déterminée en intégrant (II.51) par rapport au temps, c'est à dire :

$$E(t) = \int_0^t \left[ \frac{\dot{\sigma}(\tau) \cdot \sigma(\tau)}{b_\theta^0(\tau) \cdot k_{\text{ref}}^0} - \frac{\dot{b}_\theta^0(\tau) \cdot (\sigma(\tau))^2}{(b_\theta^0(\tau))^2 \cdot k_{\text{ref}}^0} \right] d\tau + \sum_{m=1}^M \left[ \frac{\dot{\sigma}_k^m(\tau) \cdot \sigma_k^m(\tau)}{b_\theta^m(\tau) \cdot k_{\text{ref}}^m} - \frac{\dot{b}_\theta^m(\tau) \cdot (\sigma_k^m(\tau))^2}{(b_\theta^m(\tau))^2 \cdot k_{\text{ref}}^m} \right] d\tau \quad (2.53)$$

### 2.2.11 Densité d'énergie mécanique dissipée

Comme précédemment, la dissipation mécanique est déterminée en sommant toutes les dissipations dans les différents ressorts et amortisseurs du modèle. Dans ce cas, les expressions (2.47) et (2.29) permettent d'en déduire :

$$\phi_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{|b_\theta^\infty|}{k_{\text{ref}}^\infty \cdot (b_\theta^\infty)^2} \cdot (\sigma^\infty)^2 + \sum_{m=1}^M \left[ \frac{1}{2} \cdot \frac{|b_\theta^m|}{k_{\text{ref}}^m \cdot (b_\theta^m)^2} \cdot (\sigma^m)^2 + \frac{(\sigma^m)^2}{a_\theta^m \cdot \eta_{\text{ref}}^m} \right] \quad (2.54)$$

La sommation des dissipations dans les différents ressorts (2.47) et amortisseurs (2.29) permet d'écrire la densité de dissipation mécanique totale suivante :

$$\phi_1 = \frac{|b_\theta^0|}{2 \cdot k_{\text{ref}}^0 \cdot (b_\theta^0)^2} \cdot (\sigma)^2 + \sum_{m=1}^M \left[ \frac{|b_\theta^m|}{2 \cdot k_{\text{ref}}^m \cdot (b_\theta^m)^2} \cdot (\sigma_k^m)^2 + \sum_{m=1}^M \eta_{\text{ref}}^m \cdot a_\theta^m \cdot (\dot{\varepsilon}^m)^2 \right] \quad (2.55)$$

### 2.2.12 Equilibre énergétique

Les premières études du processus de fissuration en termes d'équilibre énergétique ont été menées par Griffith. Il a adopté un critère de rupture fragile en assimilant une consommation d'énergie potentielle pour créer une surface supplémentaire lors de la progression de la fissure. Cependant, dans le cas d'un comportement dissipatif comme l'élastoplasticité, la viscosité ou encore la viscoélasticité, la diminution de l'énergie potentielle résulte, d'une part, de l'énergie de fissuration et, d'autre part, de la dissipation d'énergie mécanique dans le matériau. Si nous considérons un milieu plan viscoélastique fissuré, l'extension de l'équilibre énergétique, donné par Griffith. [38]

$$\Delta W = \Delta U_e + \Delta W_{vis} + \Delta W_s + \Delta K \quad (2.56)$$

$\Delta W$  représente le travail fourni par le chargement extérieur,  $\Delta U_e$  est la variation de l'énergie de déformation restituable,  $\Delta W_{vis}$  est l'incrément d'énergie mécanique dissipée dans le matériau par viscosité,  $\Delta W_s$  est l'énergie consommée pour créer une surface supplémentaire de fissure tandis que  $\Delta K$  représente la variation d'énergie cinétique provoquée par le mouvement en pointe de fissure. [39]

Si  $T_i$  et  $U_i$  représentent, respectivement, le chargement et le déplacement sur la frontière du corps  $W_s$ , la variation de travail fourni par le chargement extérieur pour passer d'un état mécanique (a) à un état (b), est donnée par :

$$\Delta W = \Delta U_e + \Delta W_{vis} + \Delta W_s + \Delta K$$

$$\Delta W = \int_{\Omega_s} \left\{ \int_{(a)}^{(b)} U_i \cdot dT_i \right\} \quad (2.57)$$

Les variations d'énergie restituable et dissipée, s'expriment à partir des relations respectives (2.48), (2.49), (2.52), (2.53), (2.54) et (2.55), de la façon suivante :

$$\Delta U_e = \int_A \int_{t(a)}^{t(b)} P(\tau) d\tau dA = \int_A [E(b) - E(a)] dA \text{ avec } U_e = \int_A E(t) dA \quad (2.58)$$

$$\Delta W_{vis} = \int_A \int_{t(a)}^{t(b)} \phi_1(\tau) d\tau dA \quad (2.59)$$

$t(a)$  et  $t(b)$  représentent les temps correspondants aux états mécaniques (a) et (b). Entre ces deux instants, la densité d'énergie restituable évolue de  $E(a)$  à  $E(b)$ .  $A$  est la surface plane du corps fissuré. L'énergie consommée pour la création d'une nouvelle surface de fissure  $\Delta a$  est donnée par l'expression :

$$\Delta W_s = \int_{\Delta a} U_i dT_i \quad (2.60)$$

En accord avec les travaux de Sun, nous pouvons généraliser la notion de taux de restitution d'énergie aux relations (2.58) à (2.61). Durant l'accroissement de fissure  $\Delta a$ , le taux de travail extérieur est :

$$G_w = \frac{\Delta W}{\Delta a} \quad (2.61)$$

Le taux de dissipation d'énergie par viscosité est :

$$G_{vis} = \frac{\Delta W_{vis}}{\Delta a} \quad (2.62)$$

Le taux de variation d'énergie de déformation élastique est :

$$G_e = \frac{\Delta U_e}{\Delta a} \quad (2.63)$$

Le taux de restitution d'énergie de fissuration est :

$$G_s = \frac{\Delta W_s}{\Delta a} \quad (2.64)$$

Les expressions (2.62) à (2.65) permettent de réécrire le bilan énergétique (2.57) de la façon suivante

$$G_W - G_e = G_{vis} + G_s + \frac{\Delta K}{\Delta a} \quad (2.65)$$

Le terme de gauche de l'égalité (2.65) est interprété physiquement comme étant l'énergie nécessaire à la création de nouvelles surfaces de fissure. Elle est quelquefois appelée force thermodynamique pilotant la fissuration. On peut également l'exprimer comme étant l'énergie restituée par unité de surface de fissuration ou taux de restitution d'énergie que nous noterons, dans la suite,  $G_{vis}$ . Les deux premiers termes de droite de l'égalité (2.65) est la résistance du matériau vis à vis de la fissuration. Elle est souvent notée  $R$  telle que :

$$R = G_{vis} + G_s \quad (2.66)$$

Finalement, en regroupant les expressions (2.66) et (2.65), nous obtenons l'équilibre énergétique suivant :

$$G_V = R + \frac{\Delta K}{\Delta a} \quad (2.67)$$

Dans la phase d'amorçage de fissuration, l'augmentation de  $G_V$  est conditionnée par la croissance du chargement extérieur et par la capacité qu'a le matériau à stocker l'énergie. Plus le matériau est dissipatif (ici visqueux), moins la croissance de  $G_V$  est rapide. Dans cette phase, nous avons l'inégalité classique :

$$G_V < R \quad (2.68)$$

Juste à la limite de l'amorçage de fissuration, nous notons l'égalité :

$$G_V = R \quad (2.69)$$

### 2.2.13 Partition du taux de restitution d'énergie

Pour prédire l'initiation de propagation de fissure, il est nécessaire de satisfaire l'égalité (2.69). En considérant l'instant critique d'amorçage, nous pouvons écrire, d'après (2.65) :

$$G_V = G_W - G_e = \lim_{\Delta a \rightarrow 0} \left( \frac{\Delta W}{\Delta a} - \frac{\Delta U_e}{\Delta a} \right) = \frac{\Delta W}{\Delta a} - \frac{\Delta U_e}{\Delta a} \quad (2.70)$$

En considérant le travail des forces extérieures  $W$  à force constante durant le processus de fissuration, les équations (2.58) et (2.70) permettent de simplifier l'expression de  $G_V$  comme suit :

$$G_V = - \frac{\partial U_e}{\partial a} \quad (2.71)$$



Pour bien comprendre la signification de l'énergie G, on peut considérer la propagation de la fissure (dans une éprouvette d'épaisseur unité) dans les trois cas suivante :

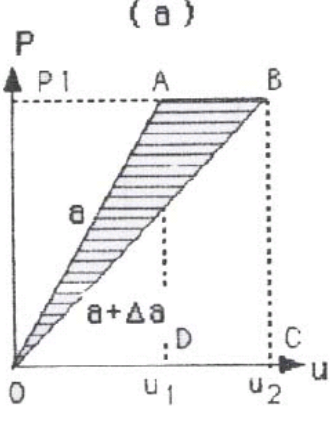
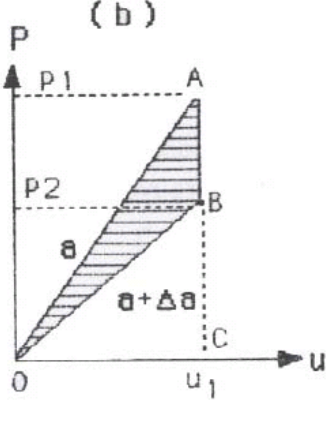
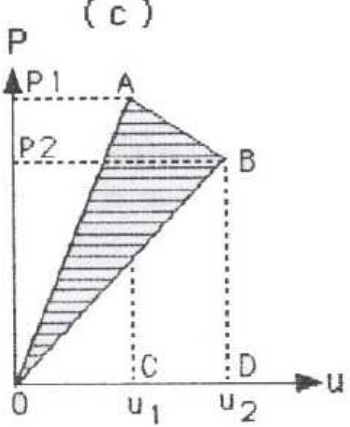
Propagation à chargement imposé (machine « molle »)	Propagation à déplacement imposé (machine « dure »)	Propagation dans le cas général
		
$P_1 = \text{cte} ; u_2 = u_1 + \Delta u$	$u_1 = \text{cte} ; P_2 = P_1 - \Delta P$	$u_2 = u_1 + \Delta u ; P_2 = P_1 - \Delta P$

Tableau 2.1: Détermination de l'énergie G [40]

Quelle que soit la configuration, la variation de l'énergie potentielle totale est toujours représentée par l'aire (OAB). Cette aire représente l'énergie dissipée pour faire avancer la fissure de l'incrément da

Gda= aire (OAB)

Nous pouvons montrer que

$$G = \frac{P^2}{2B} \frac{dC}{da}$$

Avec  $C = \frac{u}{P}$  la complaisance de l'éprouvette

### 2.2.14 Approche énergétique

Pour des comportements dépendants du temps, il est admis qu'une approche énergétique était largement préférable à une approche par les champs mécaniques locaux faisant appel aux facteurs d'intensité de contrainte. Cependant, l'étude employant l'estimation du taux de restitution d'énergie fait généralement appel au principe de correspondance. Initialement, cette méthode a été développée pour déterminer les champs mécaniques en termes de tenseur des contraintes et des déformations, pour un comportement viscoélastique linéaire non vieillissant, en employant un calcul élastique équivalent. Beaucoup d'auteurs ont exploité cette technique pour effectuer des bilans énergétiques.

Or, si le principe de correspondance est performant dans le calcul des champs mécaniques, il n'est pas capable de déterminer l'énergie mise en œuvre dans un processus de propagation de fissure car l'énergie élastique

équivalente calculée ne sépare pas d'une façon satisfaisante l'énergie dissipée  $W_{vis}$  dans le matériau est l'énergie restituable  $U_e$ . D'ailleurs, la forme du taux de restitution d'énergie implique la nécessité de calculer  $U_e$  de façon précise. [41]

Cette forme, donnée par l'expression (2.71), est rappelée ci-dessous :

$$G_V = -\frac{\partial U_e}{\partial a} \quad (2.71)$$

Employant une formulation du comportement viscoélastique basée sur un modèle de Maxwell généralisé, l'expression (2.70) peut être précisée, via la définition (2.71), en supposant des propriétés mécaniques invariantes ( $b_\theta^0 = 1, \dot{b}_\theta^0 = 0$  et  $b_\theta^m = 1, \dot{b}_\theta^m = 0$ ) :

$$G_V = G_V^0 + \sum_{m=1}^M G_V^m \quad (2.72)$$

$$G_V^k = -\frac{\partial}{\partial a} \int_A \frac{1}{2} \cdot K_{ijkl}^k \cdot \varepsilon_{ij}^k \cdot \varepsilon_{kl}^k dV \text{et} U_e^k = \int_A \frac{1}{2} \cdot K_{ijkl}^k \cdot \varepsilon_{ij}^k \cdot \varepsilon_{kl}^k dV \quad (2.73)$$

$$G_V = -\frac{\partial}{\partial a} \int_A \int_0^t \frac{\dot{\sigma}_k^0(\tau) \cdot \sigma_k^0(\tau)}{k_{ref}^0} + \sum_{m=1}^M \frac{\dot{\sigma}_k^m(\tau) \cdot \sigma_k^m(\tau)}{k_{ref}^m} d\tau dA \quad (2.74)$$

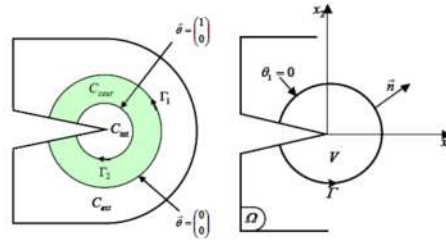
Ou encore pour un tenseur de fluage quelconque de composantes  $K_{ijkl}^k$  ( $k \in \{0, 1, \dots, M\}$ ) :

$$G_V^k = -\frac{\partial}{\partial a} \int_A \frac{1}{2} \cdot K_{ijkl}^0 \cdot \varepsilon_{ij}^0 \cdot \varepsilon_{kl}^0 dV - \sum_{m=1}^M \frac{\partial}{\partial a} \int_A \frac{1}{2} \cdot K_{ijkl}^m \cdot \varepsilon_{ij}^m \cdot \varepsilon_{kl}^m dV \quad (2.75)$$

Chaque taux d'énergie  $G_V^k$ , restituable par chaque élément rhéologique, est calculé en employant l'intégrale de Rice par l'expression (2.8). Dans le cas d'une fissure stationnaire et un comportement non vieillissant, nous obtenons la forme simplifiée suivante :

$$J_V^k = \int_{r_1} \left[ E^k \cdot n_1 - \sigma_{ij} \cdot n_j \cdot \frac{\partial u_i^k}{\partial x_1} \right] dr \text{avec} U_e^k = \int_A E^k dA \quad (2.76)$$

Le calcul de l'intégrale Curviligne  $J_V^k$  présente des difficultés numériques pour définir le domaine d'intégration et d'y projeter les champs définis aux points d'intégration. On lui préfère l'intégrale de type  $G_\theta$  définie sur un domaine d'intégration surfacique  $C$  délimité par un champ vectoriel  $\theta$  de classe  $C^1$  dont les limites sont précisées en figure 2.5. [42]


 Figure 2.5 : Domaine d'intégration de  $G\theta$ 

Par application de cette intégrale au calcul de  $J_V^k$ , nous définissons  $G\theta_V^k$  de la façon suivante :

$$G\theta_V^k = \int_c [-E^k \cdot \theta_{k,k} + \varepsilon_{ijkl}^k \cdot U_{ij}^k \cdot \theta_{k,j}] dC \quad (2.77)$$

Pratiquement, le champ vectoriel  $\vec{\theta}$  est un champ de température calculé par la résolution d'une équation de la chaleur linéaire conditionnée par les conditions fixées aux limites du domaine.

## 2.3 Viscoélasticité linéaire (VEL)

### 2.3.1 Description

La notion de linéarité se fonde sur le principe de Boltzmann et indique implicitement que la réponse globale du matériau sous l'effet d'une sollicitation décomposable est égale à la somme des réponses élémentaires aux sollicitations élémentaires.

Sous l'action d'une sollicitation  $\sigma(t)$ , la réponse  $\varepsilon(t)$  en VEL, s'écrit :

$$\varepsilon(t) = \sigma(t) f(0) + \int_0^t f'(t-\tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (2.78)$$

Également, sous l'action d'une sollicitation  $\varepsilon(t)$ , la réponse  $\sigma(t)$  s'écrit :

$$\sigma(t) = \varepsilon(t) r(0) + \int_0^t r'(t-\tau) \varepsilon(\tau) d\tau \quad (2.79)$$

Les équations 2.78 et 2.79 décrivent le comportement mécanique du matériau en VEL. Les fonctions  $f(t)$  et  $r(t)$ , caractéristiques intrinsèques, sont respectivement les fonctions de fluage et de relaxation. Pour un matériau élastique linéaire, l'équation (2.79) se résume à la loi de Hooke pour laquelle le module de Young correspond à  $r(0)$ .

$$\sigma(t) = E \varepsilon(t) \quad (2.80)$$

Par calcul opérationnel, le calcul des intégrales (Éq.2.78 et 2.79) se transpose dans un espace de calcul, le domaine des transformées, dans lequel il se résume en une équation algébrique ordinaire. Le calcul opérationnel permet de passer d'un problème en VEL à un problème EL (élasticité linéaire). Après avoir

trouvé la solution dans le domaine des transformées, elle est transposée à nouveau, toujours par calcul opérationnel, mais cette fois pour revenir dans le domaine temporel. Le liant hydrocarboné confère à l'enrobé bitumineux son comportement viscoélastique. Par conséquent, la fréquence de sollicitation et la température conditionnent son comportement. Le comportement mécanique est considéré comme viscoélastique linéaire lorsque les déformations sont faibles.

### 2.3.2 Modèle sigmoïdal

Le modèle sigmoïdal permet de représenter la courbe maîtresse de l'enrobé bitumineux. Ainsi, le module dynamique en fonction de la fréquence de chargement à une température donnée peut être décrit par Doucet et Doré :

$$\log(|E^*(\omega)|) = A_1 + \frac{A_2}{1 + e^{[A_3 - A_4(\log f - \log(a_t))]}} \quad (2.81)$$

Avec

$$\log(a_t) = A_5 T + A_6 \quad (2.82)$$

Où,  $a_t$  est le facteur de translation,  $f$  est la fréquence de chargement,  $T$  est la température du matériau, les  $A_i$  sont des paramètres de régression à déterminer pour l'enrobé bitumineux ( $A_1$  et  $A_1 + A_2$ ) représentent le minimum et le maximum du modèle alors que les autres paramètres en décrivent la forme). L'angle de déphasage est exprimé en fonction du module dynamique par la relation suivante :

$$\log(\phi) = A_7 |E^*(\omega)| + A_8 \quad (2.83)$$

Les essais sous sollicitations sinusoïdales permettent de déterminer en particulier le module complexe d'un matériau viscoélastique linéaire. Avec des appareils à mouvement rotatif, par exemple un viscosimètre rotatif plan-plan (Figure 2.6), le module de cisaillement  $G^*$  est mesuré. Le module complexe en traction-compression peut être calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$E^* = 2G^*(1 + \nu^*) \quad (2.84)$$

$\nu^*$  : Coefficient de poisson complexe (0.5 pour matériaux incompressibles)



Figure 2.6 : Principe d'un rhéomètre rotatif plan-plan [43]

### 2.3.3 Modèle de la loi de puissance

La fonction de complaisance  $D^*(t)$  de l'enrobé bitumineux est représentée par une loi de puissance de la forme simplifiée suivante :

$$D^*(t) = D_0 + D_1 t^m \quad (2.85)$$

Où  $E^*(t)D^*(t) \cong 1$ ,  $D_0$ ,  $D_1$  et  $m$  sont des paramètres des matériaux. En appliquant la transformée de Laplace à l'équation, on obtient la fonction de complaisance dans le domaine des fréquences à partir de laquelle le module complexe est facilement exprimé en fonction de la fréquence angulaire, soit :

$$E_r = \frac{D_r}{D_r^2 + D_i^2} e t E_i = \frac{D_i}{D_r^2 + D_i^2} \quad (2.86)$$

$$D^*(\omega) = D_r + i D_i \quad (2.87)$$

$$D_r = D_0 + D_1 \frac{\Gamma(1+m)}{\omega^m} \cos\left(\frac{\pi m}{2}\right) \quad (2.88)$$

$$D_i = D_1 \frac{\Gamma(1+m)}{\omega^m} \sin\left(\frac{\pi m}{2}\right) \quad (2.89)$$

Où  $\Gamma(1+m) = m$  est la fonction gamma.

### 2.3.4 Modèle analogique (Modèle d'Huet-Sayegh)

Dans cette catégorie, le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux est représenté par une série de ressorts, d'amortisseurs linéaires et d'amortisseurs paraboliques.

Le modèle viscoélastique d'Huet-Sayegh exprime le module complexe par l'équation suivante :

$$E^*(\omega) = E_{min} + \frac{E_{max} - E_{min}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (2.90)$$

$$\text{Avec} \quad k = \frac{2\alpha}{\pi}, \quad h = \frac{2\beta}{\pi} e t \tau = e^{a+bT+cT^2}$$

Où  $\tau$  est le temps de relaxation,  $\alpha$  et  $\beta$ , des angles dans la représentation de Cole – Cole,  $\delta$  est un paramètre d'inclinaison  $\frac{E_i}{E_r}$  dans la représentation de Cole – Cole,  $T$  la température,  $a$ ,  $b$  et  $c$  sont des paramètres liés aux caractéristiques du matériau. La valeur maximale du module dynamique, notée  $E_{max}$ , correspond à la valeur asymptotique du module dynamique à de hautes fréquences alors que la valeur minimale du module dynamique, notée  $E_{min}$ , est associée à la rigidité du squelette granulaire.

L'application du calcul opérationnel est particulièrement intéressante lorsque la sollicitation imposée est sinusoïdale puisque la fonction de relaxation, dans le domaine des transformées, prend la forme de celle d'un vecteur dans l'espace des nombres complexes, le module complexe. On a alors:

$$E^*(\omega) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\Phi(\omega)} = |E^*| e^{i\Phi(\omega)} \quad (2.91)$$

Où :  $E^*(\omega)$  : le module complexe ;

$\sigma_0$  et  $\varepsilon_0$  : l'amplitude de la contrainte et l'amplitude de la déformation ;

On peut donc décrire le comportement VEL d'un matériau en traçant l'évolution de son module complexe. La détermination du module complexe permet en quelque sorte de s'affranchir de l'effet temporel sur les propriétés rhéologiques du matériau. Le module complexe n'est pas fonction du temps, mais bien de la fréquence à une température donnée.

### 2.3.5 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 et développé par Moutier, il permet de définir un module sécant  $S(t)$  du matériau par :

$$S(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} \quad (2.92)$$

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  $\varepsilon_{max}$  donnée (fixée dans le domaine linéaire du matériau) en suivant une loi de chargement contrôlée en déformation de type  $\varepsilon = a \cdot t^n$  avec  $0,5 < n < 2$ . L'essai est reconduit pour différents temps de chargement  $t_i$  (avec la même valeur de  $\varepsilon_{max}$ ).

### 2.3.6 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.

Le module complexe  $E^*$  est le nombre complexe défini comme le rapport entre l'amplitude complexe de la contrainte sinusoïdale de pulsation  $\omega$  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  $\varphi$  entre les deux signaux.

En notant :

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma^*] \text{ avec } \sigma^*(t) = \sigma_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (2.93)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im}[\varepsilon^*] \text{ avec } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 \cdot e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (2.94)$$

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0 \cdot e^{-i\varphi}} = |E^*| e^{i\varphi} \quad (2.95)$$

Avec :

$|E^*|$  : module dynamique ou module de rigidité,

$\varphi$  : Angle de déphasage du matériau (il permet l'estimation de l'énergie dissipée dans la matière).

On peut également utiliser la notation suivante :  $E^* = E_1 + iE_2$

Où :

$E_1$  : module d'élasticité dynamique

$E_2$  : module de perte

### 2.3.7 Principe d'équivalence temps-température

Généralement le comportement viscoélastique linéaire dépend de la température. Le module complexe  $E^*(\omega)$  qui dépend à la fois de la pulsation  $\omega$  et de la température  $T$  doit s'écrire  $E^*(\omega, T)$ . Par conséquent, lorsqu'un module complexe est attribué à un enrobé bitumineux, il est impératif d'y associer une température et une fréquence sans quoi le résultat n'a aucune signification.

Le principe d'équivalence temps-température permet d'énoncer que pour certains matériaux, notamment les enrobés bitumineux, l'augmentation de la fréquence de sollicitation a un effet équivalent à une diminution de la température. Grâce à ce principe, la translation à une température de référence des résultats obtenus à une température donnée est possible en déterminant des fréquences équivalentes. La translation d'une courbe à température donnée,  $T_i$ , vers une température de référence,  $T_{ref}$ , consiste essentiellement à multiplier chaque fréquence par un facteur de translation  $a_i$  et associer la valeur du module mesuré à  $T_i$  à cette nouvelle fréquence dans le domaine  $T_{ref}$ .

Pour les enrobés, la relation de Williams, Landel et Ferry, WLF, [47] est utilisée pour effectuer la translation. Le facteur de translation,  $a_t$ , est défini par la relation suivante :

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(T_i - T_{ref})}{C_2 + (T_i - T_{ref})} \quad (2.96)$$

$C_1$  et  $C_2$  sont des constantes qui varient en fonction du matériau testé. Selon Di Benedetto et De La Roche, la relation de WLF traduit correctement les évolutions obtenues expérimentalement sur les enrobés bitumineux. À partir des résultats expérimentaux du module complexe mesuré à diverses fréquences et températures, un facteur de translation à  $T_{ref}$  est déterminé pour chacune des isothermes. Il est possible de tracer l'évolution des facteurs de translation par rapport à la température d'essai et de déterminer alors les paramètres  $C_1$  et  $C_2$  suivant la relation de l'équation 2.84.

Sur la base du principe de correspondance temps-température, on peut établir des courbes maîtresses. Une courbe maîtresse est une courbe isotherme établie à une température de référence qui donne l'évolution de la norme du module complexe par rapport à une plage de fréquences étendue. L'intérêt des courbes maîtresses

est non seulement de résumer en une seule courbe toutes les données acquises, mais elles permettent de prévoir les caractéristiques rhéologiques du matériau étudié dans des zones technologiquement intéressantes mais expérimentalement inaccessibles ; effet de choc (fréquence de sollicitation très rapide) ou fluage de type ornierage (température de sollicitation élevée).

### 2.4 Caractérisation des propriétés à la rupture

On peut mettre à profit la multitude d'essais réalisés pour essayer de mieux comprendre le phénomène de fatigue lui-même dans les enrobés bitumineux (Figure 2.7).

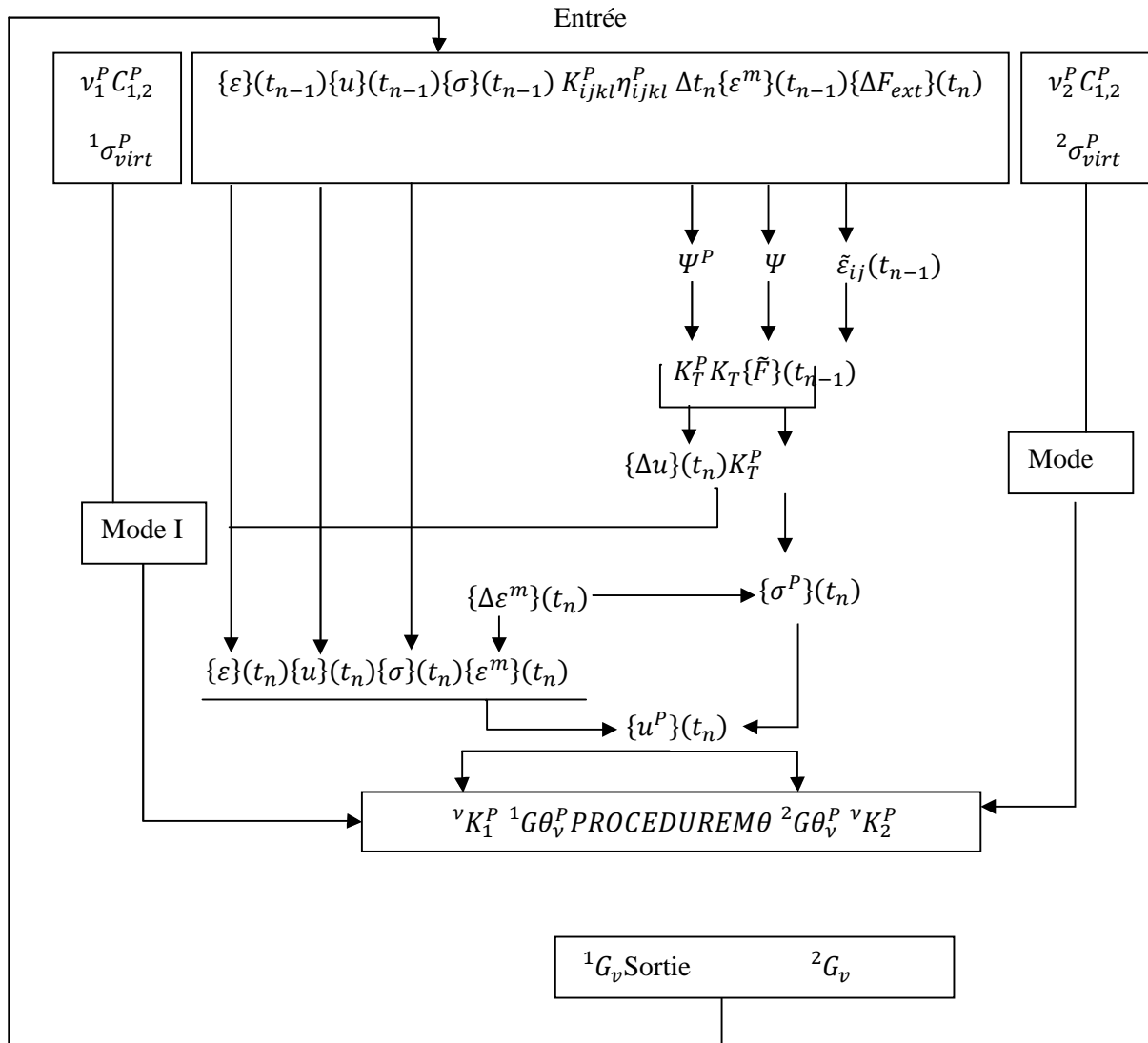


Figure 2.7 : Algorithme de fissuration viscoélastique [44 et 45]



### 2.4.1 Le comportement d'une couche de chaussée en fatigue

Pour simuler le comportement d'une couche de chaussée en fatigue, plusieurs approches sont possibles. On peut reproduire son comportement réel, en soumettant régulièrement une chaussée expérimentale à des charges de trafic en grandeur réelle.

Une seconde méthode consiste à simuler son comportement mécanique en laboratoire et à imposer à une éprouvette de matériau des sollicitations répétées.

On peut distinguer trois grands types d'essais différents :

- les essais de flexion (2, 3 ou 4 points) ;
- les essais de traction ;
- les essais de cisaillement.

Les essais de flexion visent à représenter les efforts répétés de traction par flexion provoqués dans la chaussée par le passage de véhicules. Les essais de traction ont pour but de représenter directement les efforts de traction engendrés à la base de la chaussée par cette flexion. Enfin, les essais de cisaillement ont été mis au point pour représenter les efforts de cisaillement engendrés dans les couches de surface des chaussées, ces essais permettent également d'obtenir des états de contraintes homogènes dans l'éprouvette, à la différence des essais de flexion.

Les différents types d'essais existant sont regroupés sur le schéma de la figure 2.8.

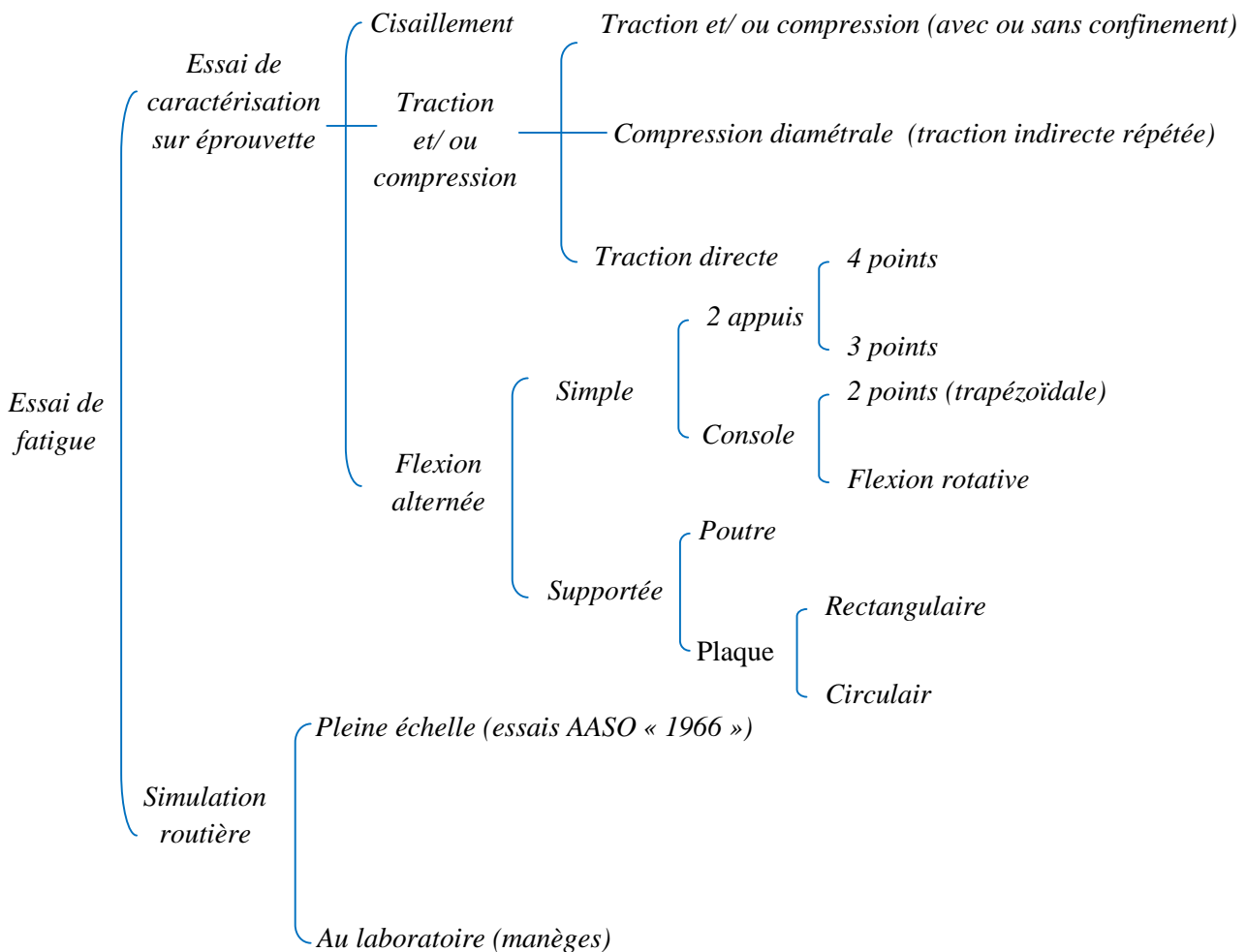
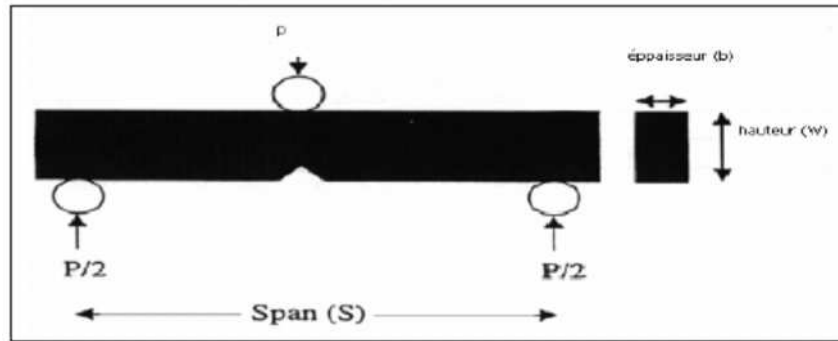


Figure 2.8 : Les différents types d'essais de fatigue sur enrobés [46 et 47]

Une classification en deux grandes catégories : essais homogènes et non homogènes, comme proposée par (Di Benedetto), apparaît comme la plus adaptée pour une interprétation dans le cadre de la mécanique des milieux continus.

#### 2.4.2 L'essai de flexion



**Figure 2.9 : Schéma de l'essai de flexion 3 points sur éprouvette de bitume préentailée, d'après Lee et Hes. [48]**

La ténacité est déterminée à partir des dimensions de l'éprouvette et de la charge à la rupture à partir de la formule suivante :

$$K_{1c} = \frac{P_Q S}{BW^{\frac{3}{2}}} \left[ \frac{3 \left( \frac{a}{W} \right)^{\frac{1}{2}} \left[ 1.99 - \frac{a}{W} \left( 1 - \frac{a}{W} \right) \left( 2.15 - 3.93 \frac{a}{W} + 2.7 \left( \frac{a}{W} \right)^2 \right) \right]}{2 \left( 1 + 2 \frac{a}{W} \right) \left( 1 - \frac{a}{W} \right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (2.97)$$

Où  $a$  représente la taille de l'entaille (5 mm),  $B$  (30 mm) l'épaisseur de l'éprouvette, et  $W$  (195 mm) la hauteur de l'éprouvette.

#### 2.5 Critère de rupture

L'étude de la résistance à la rupture des matériaux granulaires est d'une complexité bien plus grande que l'analyse des propriétés d'élasticité ou de viscoélasticité. En effet, lors d'un chargement mécanique, des microfissures apparaissent dans la matrice, des agrégats se rompent (rupture fragile), des décohésions se créent aux interfaces, des plastifications apparaissent sans entraîner la ruine de la pièce. Ces microfissures restent localisées et ne modifient que très progressivement la rigidité du matériau. Pour modéliser ce processus de rupture, il faut faire une approche macroscopique et globale du problème, qui consiste à rechercher soit une loi, soit un critère permettant de situer la résistance ultime du matériau pour un état de contraintes complexes. Le critère est une expression mathématique reliant les contraintes effectives régnant dans le matériau aux contraintes ultimes pouvant être supportées par ce dernier. Lorsque le critère est atteint, la propriété d'intégrité du matériau n'existe plus et il y a une ruine locale du milieu. Le procédé se résume, le plus souvent, à

l'utilisation de divers critères (généralisation des critères de plasticité) existant dans la littérature, qui dépendent tous d'un certain nombre de paramètres qui sont précisément des résistances ultimes pour des sollicitations élémentaires. Ces critères de rupture peuvent être classés comme suit:

- le critère de la contrainte maximale,
- le critère de la déformation maximale,
- les critères énergétiques.

### 2.5.1 Critère de la contrainte maximale

Critère relativement rustique mais qui reste très utilisé pour la recherche des premières solutions technologiques dans la conception d'une pièce composite. Il est rarement utilisé entièrement mais souvent couplé avec le critère de déformation maximale :

$$\frac{\sigma_{11}}{\sigma_{11}^t} \leq 1 \quad \text{si } \sigma_{11} \geq 0$$

$$\frac{|\sigma_{11}|}{\sigma_{11}^t} \leq 1 \quad \text{si } \sigma_{11} \leq 0$$

$$\frac{\sigma_{22}}{\sigma_{22}^t} \leq 1 \quad \text{si } \sigma_{22} \geq 0$$

$$\frac{|\sigma_{22}|}{\sigma_{22}^t} \leq 1 \quad \text{si } \sigma_{22} \leq 0$$

$$\frac{|\sigma_{12}|}{\sigma_{12}^t} \leq 1$$

La connaissance des contraintes aux limites dans les différentes directions implique la détermination rapide de l'état de contraintes limites.

### 2.5.2 Critère de la déformation maximale

Critère peu utilisé car en bureau d'études, les concepteurs raisonnant plutôt en contraintes. Il est utilisé avec le critère de contrainte maximale.

$$\frac{\varepsilon_{11}}{\varepsilon_{11}^t} \leq 1 \quad \text{si } \varepsilon_{11} \geq 0$$

$$\frac{|\varepsilon_{11}|}{\varepsilon_{11}^t} \leq 1 \quad \text{si } \varepsilon_{11} \leq 0$$

$$\frac{\varepsilon_{22}}{\varepsilon_{22}^t} \leq 1 \quad \text{si } \varepsilon_{22} \geq 0$$

$$\frac{|\varepsilon_{22}|}{\varepsilon_{22}^t} \leq 1 \quad \text{si } \varepsilon_{22} \leq 0$$

$$\frac{|\varepsilon_{12}|}{\varepsilon_{12}^t} \leq 1$$

Les déformations sont calculées à partir des contraintes en utilisant la loi de comportement élastique.

### 2.5.3 Les critères énergétiques

Il existe de nombreuses expressions de ces critères, les plus connues étant celles de Tsai-Hill, Tsai-Wu,...etc

#### ✚ Le critère de Tsai-Hill

Critère de type quadratique exprimé en contraintes planes, il est donné par :

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{\sigma_{11}^t}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{22}}{\sigma_{22}^t}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{12}}{\sigma_{12}^t}\right)^2 - \frac{\sigma_{11}\sigma_{22}}{\sigma_{11}^t} \leq 1 \quad (2.98)$$

$$\sigma_{11}^r = \sigma_{11c} \text{ si } \sigma_{11} \leq 0, \quad \sigma_{11}^r = \sigma_{11tsi} \sigma_{11} \geq 0$$

$$\sigma_{22}^r = \sigma_{22c} \text{ si } \sigma_{22} \leq 0, \quad \sigma_{22}^r = \sigma_{22tsi} \sigma_{22} \geq 0$$

Avec  $\sigma_{11}^r, \sigma_{22}^r$ : contraintes à la rupture,  $\sigma_{11c}$  : contrainte en compression,  $\sigma_{11}^t$  : contrainte en traction.

Les contraintes à la rupture sont déterminées expérimentalement dans des essais uniaxiaux.

#### ✚ Le critère de Tsai-Wu

C'est la généralisation des critères quadratiques, il fait intervenir deux tenseurs de résistance :

$$F_{ij}\sigma_i\sigma_j + F_i\sigma_{ij} \leq 1 \quad F_{ij} = F_{ji} \quad (2.99)$$

Où les constantes  $F_i$  et  $F_{ij}$  sont les composantes de deux tenseurs respectivement du 1<sup>er</sup> ordre et de 2<sup>nd</sup> ordre.

Exemple : enveloppe ellipsoïdale pour équivalence avec des essais uniaxiaux en contraintes planes.

$$F_{11} = \frac{1}{\sigma_{11c}\sigma_{11t}}$$

$$F_{22} = \frac{1}{\sigma_{22c}\sigma_{22t}}$$

$$F_{66} = \frac{1}{\sigma_{12r}}$$

$$F_{16} = F_{26}$$

$$F_{ij} = F_{ij}$$

Ce critère intègre la différence entre comportement en traction et compression. Du point de vue physique, il y a une mauvaise description des couplages entre contraintes.

### 2.5.4 Caractérisation du comportement à basse température

Pour étudier le comportement des enrobés bitumineux à basse température, il n'y a pas encore de méthodologie d'étude bien codifiée. Des enseignements peuvent être obtenus à partir d'essais visant à caractériser la résistance mécanique ou la capacité de l'enrobé à relaxer les contraintes. La résistance à la fissuration thermique fragile des enrobés est généralement appréhendée par la détermination du coefficient de dilatation thermique et par une combinaison d'essais de retrait thermique empêché, de traction et de relaxation à basse température.

La détermination du coefficient de dilatation thermique en fonction de la température permet d'apprécier l'aptitude d'un matériau à se déformer face aux variations de température.

Pour cet essai, l'éprouvette d'enrobé (80 mm de hauteur et 40 mm de diamètre) est suspendue, son axe étant en position horizontale pour éviter tout frottement. Ainsi, l'éprouvette est libre de ses mouvements, se contracte et se dilate selon la variation de température.

Le coefficient de dilatation thermique noté  $\alpha(T)$  est alors calculé à partir de la relation

$$\alpha(t) = \frac{\Delta \varepsilon_L(T)}{\Delta T} \quad (2.100)$$

Où  $\varepsilon_L$  est la déformation longitudinale

## 2.6 Formulation du comportement viscoélastique

### 2.6.1 Sollicitation en contrainte - Fonction de fluage ou de retard

L'essai de fluage consiste à imposer soudainement une contrainte et à la maintenir constante. La déformation élastique observée instantanément lors de la charge initiale est suivie d'une déformation différée dite aussi déformation de fluage. On applique un échelon de contrainte d'amplitude  $\sigma_0$ , et ce, à partir de l'instant  $\tau$  :

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot H(t - \tau) \quad (2.101)$$

H est la fonction d'Heaviside. L'évolution de la déformation en fonction du temps est généralement de la forme suivante :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot J(t - \tau) \quad (2.102)$$

J est la fonction de fluage croissante pour un instant  $t > \tau$ , Figure 2.10.

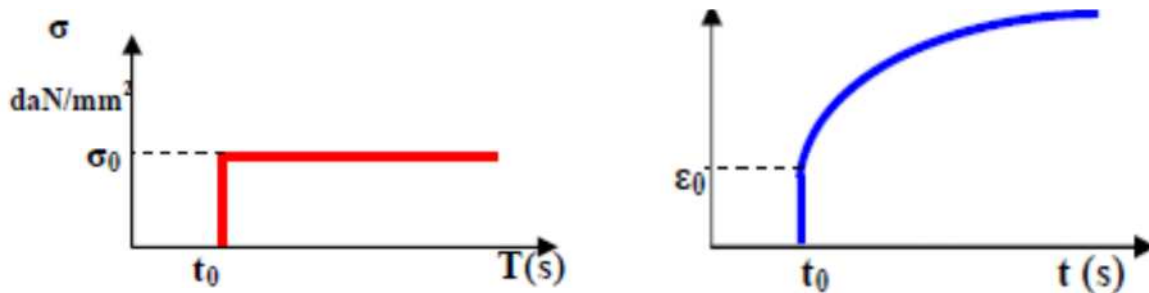


Figure 2.10 : Essai de fluage - comportement à contrainte constante. [49]

Considérons une sollicitation représentée par une fonction étagée définie par :

$$\sigma(t) = \sum_{j=1}^n \Delta \sigma_j \cdot H(t - t_j) \quad (2.103)$$

La linéarité de la fonctionnelle, ou le principe de superposition de Boltzmann permet d'écrire la réponse en déformation suivante :

$$\varepsilon(t) = \sum_{j=1}^n J(t - t_j) \cdot \Delta \sigma_j \quad (2.104)$$

$J(t)$  désigne la fonction de fluage caractéristique de la viscoélasticité du matériau. Par hypothèse de non vieillissement, cette fonction est indépendante des instants  $t_j$  initiaux.  $\Delta\sigma_j$  est la discontinuité en contrainte à l'instant  $t_j$ . Dans le cas d'une variation continue de la contrainte, la somme discrète (2.104) se généralise par l'intégrale de Boltzmann suivante :

$$\varepsilon(t) = \int_0^t J(t - \tau) \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} d\tau + \sum_{j=1}^n J(t - t_j) \cdot \Delta\sigma_j \quad (2.105)$$

En appliquant le principe de superposition au comportement linéaire, la loi de comportement (2.105) peut se généraliser à un comportement tridimensionnel. Si on considère une notation indicielle tridimensionnelle, la réponse  $\varepsilon_{ij}(t)$  peut s'écrire sous la forme d'une intégrale de Riemann à laquelle il faut ajouter les discontinuités éventuelles. Cette relation, appelée intégrale de Boltzmann, revêt la forme suivante :

$$\varepsilon_{ij}(t) = \int_0^t J_{ijkl}(t - \tau) \cdot \frac{\partial \sigma_{kl}}{\partial \tau} d\tau + \sum_{j=1}^n J_{ijkl}(t - t_j) \cdot \Delta(\sigma_{kl})_j \quad (2.106)$$

Dans ce cas,  $J_{ijkl}(t)$  représente une composante du tenseur de fluage du quatrième ordre. Si on considère l'ensemble des composantes du tenseur de fluage, en utilisant le produit de convolution, avec D la dérivée au sens de distribution intégrant les discontinuités, l'expression (2.105) devient :

$$\varepsilon_{ij}(t) = \sum_{k,l} J_{ijkl} \otimes \frac{D\sigma_{kl}}{D\tau} \text{ ou encore } \underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{J}} \otimes \underline{\underline{\frac{D\sigma}{D\tau}}} \quad (2.107)$$

### 2.6.2 Sollicitation en déformation - Fonction de relaxation

L'essai de relaxation consiste à imposer soudainement une déformation et à la maintenir constante. Cette fois-ci, on observe une diminution, ou relaxation, de la contrainte. A température fixe, à partir de l'instant,  $t_0$  on impose ainsi, au matériau un échelon de déformation d'amplitude  $\varepsilon_0$ , et ce, à partir de l'instant  $\tau$  :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot H(t - \tau)$$

Avec :  $H(t-t_0) = 0$  si  $t-t_0 \leq 0$

et  $H(t-t_0) = 1$  si  $t-t_0 > 0$

La réponse en contrainte est :

On observe une diminution de la contrainte en fonction du temps selon la relation suivante,

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot R(t - \tau)$$

avec :  $R(t_0, t)$  fonction de relaxation, Figure 2.11 :

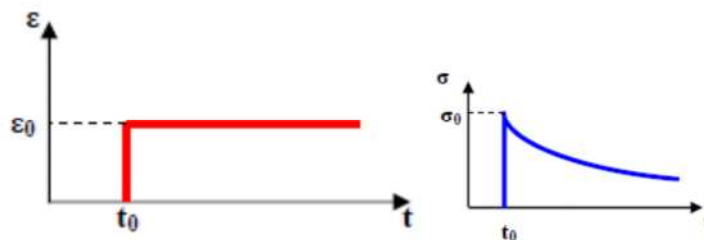


Figure 2.11 : Essai de relaxation - comportement à déformation constante [50]

Par dualité de l'équation (2.107), si nous considérons une fonction de relaxation  $R(t)$ , la loi de comportement uni axiale s'écrit :

$$\sigma(t) = \int_0^t R(t-\tau) \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau + \sum_{j=1}^n R(t-t_j) \cdot \Delta \varepsilon_j \quad (2.108)$$

Dans le cas tridimensionnel, si la réponse  $\sigma_{kl}(t)$  est engendrée par une déformation quelconque  $\varepsilon_{ij}(t)$ , on écrit :

$$\sigma_{kl}(t) = \int_0^t R_{ijkl}(t-\tau) \cdot \frac{\partial \varepsilon_{ij}}{\partial \tau} d\tau + \sum_{j=1}^n R_{ijkl}(t-t_j) \cdot \Delta(\varepsilon_{ij})_j \quad (2.109)$$

$\Delta \varepsilon$  est la discontinuité en déformation à l'instant  $R_{ijkl}(t)$  représente une composante du tenseur de relaxation du quatrième ordre. En usant du produit de convolution, identiquement à l'expression (2.108), la relation (2.109) s'exprime :

$$\sigma_{kl}(t) = \sum_{k,l} R_{ijkl} \otimes \frac{D\varepsilon_{ij}}{D\tau} \text{ ou encore } \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{R}} \otimes \underline{\underline{\frac{D\varepsilon}{D\tau}}} \quad (2.110)$$

### 2.6.3 Recouvrance

La recouvrance se définit comme la diminution avec le temps de l'amplitude de la déformation quand la contrainte appliquée est réduite. On impose un créneau de contrainte d'amplitude  $\sigma_0$  entre les instants  $t_1$  et  $t_2$  :

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot [H(t-t_1) - H(t-t_2)] \quad t_1 < t_2 \quad (2.111)$$

La réponse en déformation est représentée sur la Figure 2.36. Après un retour de la déformation correspondant à l'élasticité instantanée, il y a apparition du phénomène de recouvrance jusqu'à annulation de la déformation.

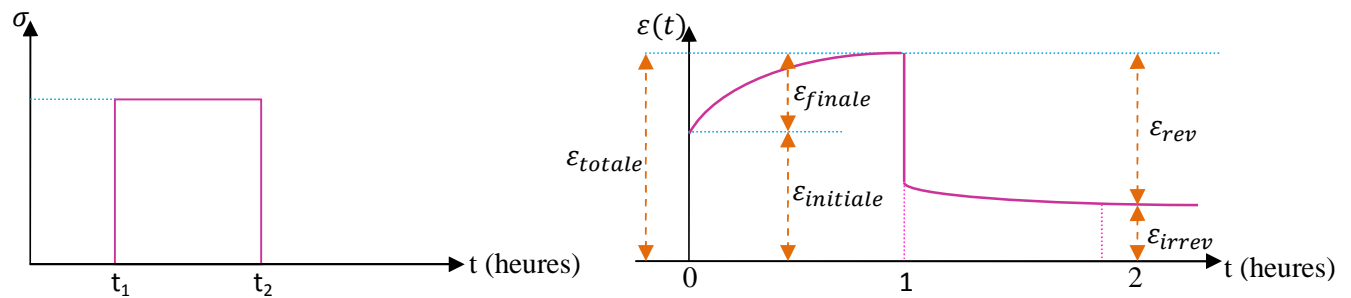


Figure 2.12 : Représentation de la fonction de recouvrance [51]

### 2.6.4 Effacement

L'effacement des contraintes correspond à la réponse en contrainte lorsqu'un créneau de déformation est imposé :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \cdot [H(t-t_1) - H(t-t_2)] \quad (2.112)$$

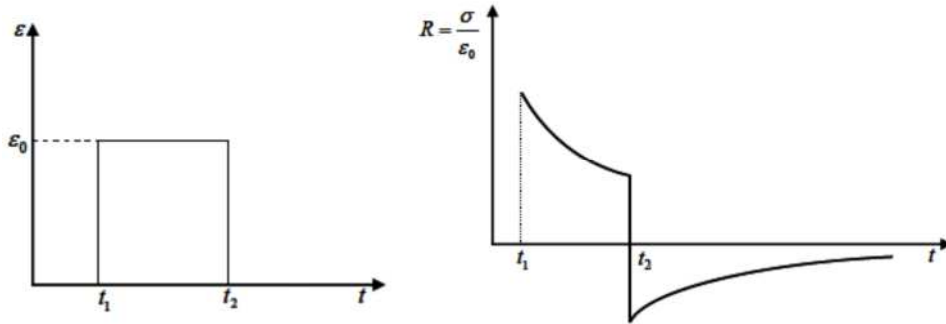


Figure 2.13 : Représentation de l'effacement des contraintes [52]

A l'instant  $t_2$ , pour ramener l'amplitude de la déformation, de la valeur  $\varepsilon_0$  à 0, on doit imposer à la contrainte un saut instantané inverse au saut initial et égal à celui correspondant à l'élasticité du matériau. La contrainte change alors de signe et diminue en valeur absolue, Figure 2.14, pour s'annuler peu à peu.

### 2.7 Calcul des structures viscoélastiques

Dans les problèmes viscoélastiques, on procède à un changement de variable par des intégrales d'hérédité afin de transposer un problème temporel en un problème élastique équivalent. Ces transformations relient les paramètres physiques à des paramètres élastiques de référence : c'est le problème équivalent. La technique consiste, dans ce cas, à résoudre le problème équivalent et, par transformation inverse, à se ramener au problème réel.

En pratique, les relations intégréo-différentielles liant la contrainte et la déformation (équation (2.113) et (2.114)) dont les paramètres dépendent du temps sont difficiles à utiliser.

$$\varepsilon(t) = \int_{t_0}^t F(\tau, t) d\sigma(\tau) \quad (2.113)$$

$$\sigma(t) = \int_{t_0}^t R(\tau, t) d\varepsilon(\tau) \quad (1.114)$$

En vue de simplifier ces équations, l'utilisation de la transformation de Laplace – Carson dans le domaine viscoélastique linéaire a été décrite par Mandel. La transformation aboutit à des résultats simple et applicable pratiquement.

Considérons une fonction causale  $f(t)$  de la variable  $t$ . Désignons par  $F(p)$  sa transformée de Laplace.

On écrit :

$$F(p) = L[f(t)] = \int_0^{+\infty} f(t) \exp(-pt) dt \quad (1.115)$$

$L$  est l'opérateur de Laplace et  $p$  un nombre complexe. Cette équation traduit une correspondance entre la fonction  $f(t)$  du temps  $t$  et la fonction  $F(p)$  de la variable complexe  $p$ . Parmi les propriétés de cette transformation, on peut citer :

Transformation des dérivées

$$\begin{aligned} L\left[\frac{df(t)}{dt}\right] &= p \cdot L(f(t)) - f(0) \\ L\left[\frac{d^2f(t)}{dt^2}\right] &= p^2 \cdot L(f(t)) - p \cdot f(0) - \frac{df(0)}{dt} \end{aligned} \quad (2.116)$$



Transformation des intégrales

$$L \left[ \int_0^t f(\xi) d\xi \right] = \frac{F(p)}{p} \quad (2.117)$$

La transformée de Laplace Carson  $f^*(p)$

$$f^*(t) = pF(p) = p \int_0^{+\infty} f(t) \exp^{-pt} dt \quad (2.118)$$

## 2.8 Conclusion

L'application d'une charge roulante induit une déformation en flexion des couches de la chaussée. Cette flexion entraîne des sollicitations en compression verticale à l'endroit de la charge et des sollicitations en traction horizontale à la base des couches d'enrobé. A la base d'une couche de roulement, l'amplitude et la fréquence de la déformation induite dépendent de la profondeur du point, de la géométrie du dispositif de chargement (roues jumelées ou simples), de la température et de la vitesse de passage de la roue. Le caractère viscoélastique du matériau joue aussi un rôle non négligeable, c'est le cumul des sollicitations en traction qui entraîne l'endommagement puis la rupture par fatigue. La fatigue des enrobés bitumineux est un phénomène dont la complexité est révélée non seulement par les écarts importants entre les résultats de différents types d'essais, mais aussi par la dispersion des résultats pour un essai donné. De nombreuses relations empiriques fonction de différents paramètres, tels que déformation, composition des matériaux bitumineux, permettent de connaître les variations du nombre de cycles à rupture. La détermination du module complexe dans le domaine viscoélastique linéaire est fiable. Elle est de plus associée à un modèle à 5 paramètres (8 si l'on tient compte de la détermination du coefficient de translation fréquence/température), le modèle de Huet-Sayegh, qui rend bien compte des résultats expérimentaux autant dans le domaine fréquentiel que dans le domaine temporel.

Par contre, la fatigue reste à investiguer de façon plus poussée. En effet les différentes approches pour modéliser les essais de fatigue permettent d'identifier certains des phénomènes qui sont mis en jeu et d'évaluer leurs conséquences sur l'interprétation usuelle des essais.

Il reste cependant à rechercher les propriétés intrinsèques aux matériaux vis-à-vis de la fatigue. Cette démarche permettrait à terme d'être plus largement applicable que l'utilisation des relations empiriques bornées à des cas précis.

Le travail présenté dans la suite s'inscrit dans cette logique. Il consiste en l'étude expérimentale et numérique poussée des essais de fatigue et la modélisation du comportement en rupture des fissures des enrobés bitumineux. La viscosité désigne la propriété, pour un corps, de se situer dans une position intermédiaire entre un solide et un liquide. Appliquée à un solide, la notion de viscosité signifie donc que celui-ci possède un aspect liquide dans son comportement. Inversement, on dit qu'un liquide est visqueux lorsqu'il se rapproche du comportement d'un solide. Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux rend complexe l'interaction charge – chaussée, car la vitesse de chargement et la température du matériau conditionnent la rigidité du revêtement, et donc la distribution des contraintes et des déformations dans la chaussée. Caractériser les propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux requière des essais en laboratoire à chargements répétés fastidieux à réaliser.

## *Études expérimentales et modélisation*

### **3.1 Introduction**

Les enrobés bitumineux sont des matériaux hétérogènes aléatoires constitués d'un mélange, dans une proportion choisie, de particules solides de différentes tailles (les granulats et les fines) enrobés d'une matrice (le liant hydrocarboné). Dans ce mélange, le liant hydrocarboné (le bitume) est principalement responsable de la cohésion tandis que le squelette minéral constitué par les granulats assure la rigidité de l'ensemble. Devant l'insuffisance des tests empiriques traditionnellement utilisés pour évaluer les bitumes routiers, la rhéologie s'est imposée comme l'outil principal d'étude de leurs performances. Les essais ne sont cependant pas pertinents dès lors que l'on cherche à mettre en regard la composition des bitumes et le phénomène de rupture. Ainsi, l'énergie nécessaire à la création de surface et la présence d'hétérogénéités sont des paramètres qui influent sur la propagation de la fissure dans le bitume, et qui ne sont pas directement pris en compte par leur seule caractérisation rhéologique. L'interaction charge – chaussée est complexe en raison notamment du comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. La rigidité du revêtement dépend en effet de la fréquence de chargement imposée ainsi que de la température du matériau. Les propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux sont habituellement déterminées en laboratoire par des essais à chargements répétés à différentes fréquences et températures. La courbe maîtresse sert à exprimer la relation entre le module dynamique du matériau en fonction de la fréquence de chargement pour une température de référence. La courbe maîtresse est particulièrement intéressante pour évaluer un enrobé bitumineux ou effectuer le dimensionnement d'une chaussée en tenant compte de la vitesse des véhicules et la température du revêtement. Ainsi les résultats des contraintes et des déformations obtenus Par intermédiaire de Logiciel Alizé de LCPC pour les différentes couches qui compose notre corps de chaussée.

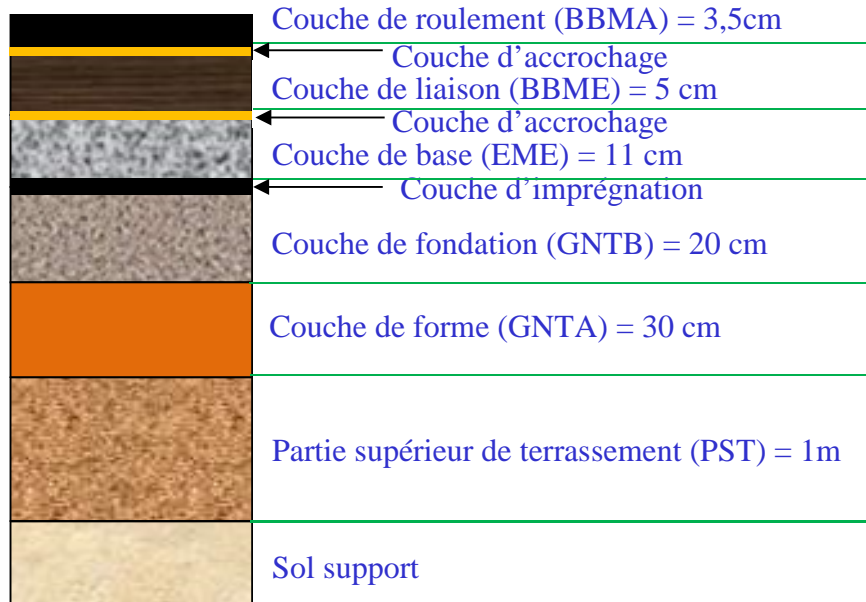
### **3.2 Détermination des propriétés mécaniques des matériaux bitumineux**

L'ensemble sol-couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. La couche de forme a une double fonction. Pendant les travaux, elle assure la protection du sol-support, permet la qualité du nivellement ainsi que la circulation des engins. Puis viennent la couche de base et la couche de fondation formant ainsi les couches d'assise. Les couches d'assise apportent à la chaussée la

résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic et répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible.

Enfin, la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couches d'assise. Elle a deux fonctions. D'une part, elle assure la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau. D'autre part elle confère aux usagers un confort de conduite d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de surface sont bonnes.

L'utilisation des enrobés modifiée est un moyen efficace pour augmenter la rigidité et permet d'avoir une meilleure résistance à la fatigue et à l'orniérage. Cette nouvelle technique permet de minimiser l'épaisseur des couches (utilisée dans l'Autoroute EST-OUEST schématisée dans la figure 3.1).



**Figure 3.1 : Chaussées à structure multicouche utilisé pour l'autoroute EST-OUEST**

### 3.3 Etudes expérimentales de caractérisation des enrobés bitumineux

Tous les essais de caractérisation des matériaux ont été réalisés au niveau du laboratoire de l'entreprise chargée de la réalisation de l'autoroute est-ouest (CITIC-CRCC).

#### 3.3.1 Analyses granulométriques

Le rôle de la courbe granulométrique a été également étudié par CARSWELL et al. [53]. Des essais de flexion deux points sur des éprouvettes trapézoïdales ont été effectués en mode de déplacement. Les résultats montrent que le changement dans la courbe granulométrique peut influencer la résistance en fatigue. Une courbe granulométrique continue semble meilleure qu'une courbe discontinue. Le type

et la taille de granulats sont moins importants néanmoins les facteurs liés à la granulométrie influencent peu les résultats.

Le choix de procéder à des essais sur des bétons bitumineux de granulométrie pour EME 2 (0/14), BBME et BBMA (0/10) continue répondant à la norme NF P 98-130. Pour cela une étude de formulation a été réalisée par le laboratoire central du Lot Ouest (LCLO). Les caractéristiques se trouvent dans le tableau 4.1.

Ainsi que la teneur en liant retenue est de 5,7 ppc pour EME 2 et BBME, pour la BBMA est de 5,2 ppc (masse de liant par rapport à 100 % de la masse des granulats). Il s'agit d'un liant 40/50 provenant de la raffinerie d'Alma Petroli. Ses caractéristiques sont représentées dans le tableau suivant (tableau 3.1).

Origine de Constituants		EME 2		BBME		BBMA	
		MVR en Kg/m <sup>3</sup>	Dosage	MVR en Kg/m <sup>3</sup>	Dosage	MVR en Kg/m <sup>3</sup>	Dosage
0/2	Tlemcen – Tizi (Maaziz-bazalte)	2691	30,0%	2698	31,0%	2898 (2716)	18,0% (15,0%)
2/6,3	Tlemcen – Tizi	2725	22,0%	2722	25,0%	/	/
6,3/10	Tlemcen – Tizi (Maaziz-bazalte)	2718	20,0%	2722	40,0%	(2919)	(61,0%)
10/14	Tlemcen – Tizi	2720	21,0%	/	/	/	/
Filler	Tlemcen – Tizi	2734	7,0%	2664	04,0%	2685	6,0%
Liant ext.	Alma Petroli Spa 40/50	1058	5,7ppc	1058	5,7ppc	/	5,2ppc
Adittifext.	ZQ-1	950	0,65ppc	950	0,55ppc	/	/
Bitume Naftal 40/50+4,6% SBS		/	/	/	/	/	6,0ppc
M.V.R. des granulats		2713	/		/	/	
M.V.R. de l'enrobé		2471	/		/	2862	
Surface spécifique m <sup>2</sup> /kg NF P 98-149		/	/	12,13 (12,53)	/	13,89 (14,25)	
Module de richesse K NF P 98-149		/	/	3,54 (3,52)	/	3,83 (3,81)	

**Tableau 3.1 : Constituants et caractéristiques des mélanges**

Les courbes granulométriques correspondantes à ces trois couches sont représentées dans les figures 3.2 (a, b et c).

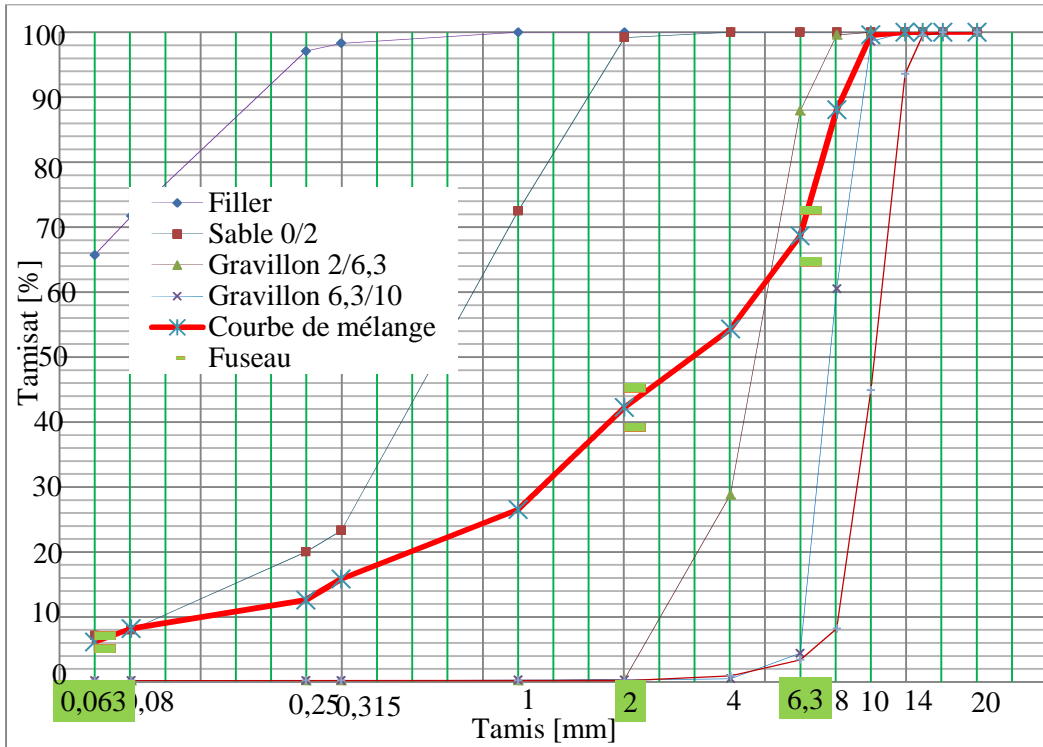


Figure 3.2-a: Courbe granulométrique de EME2.

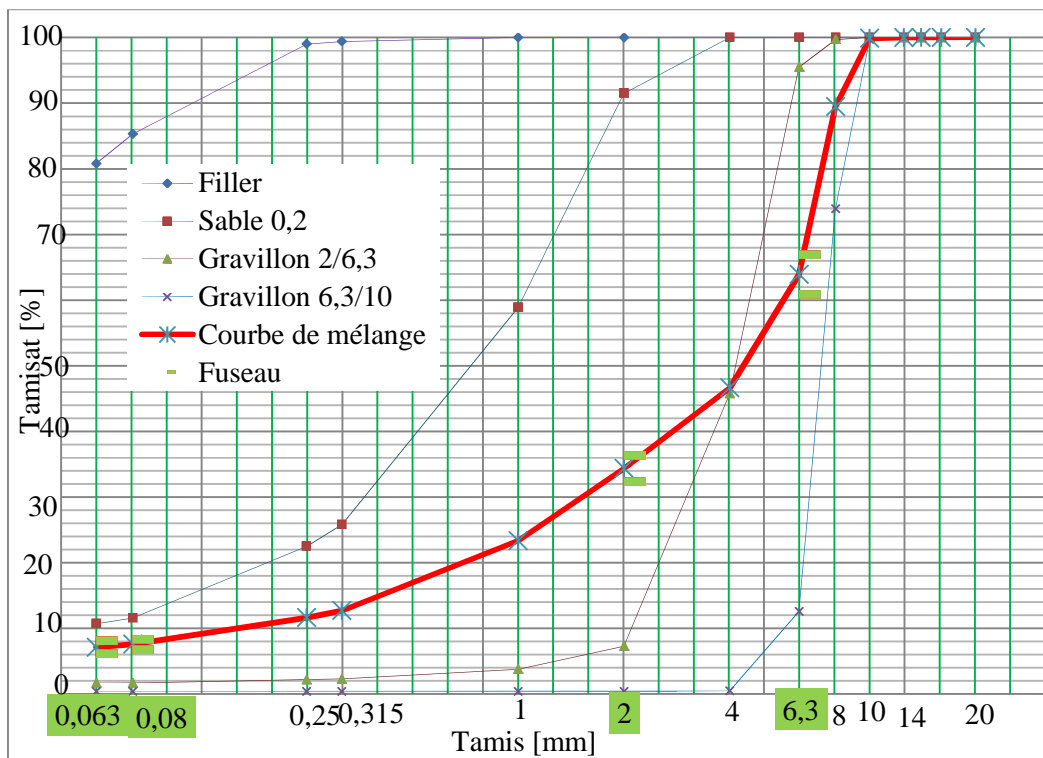


Figure 3.2-b: Courbe granulométrique de BBME.

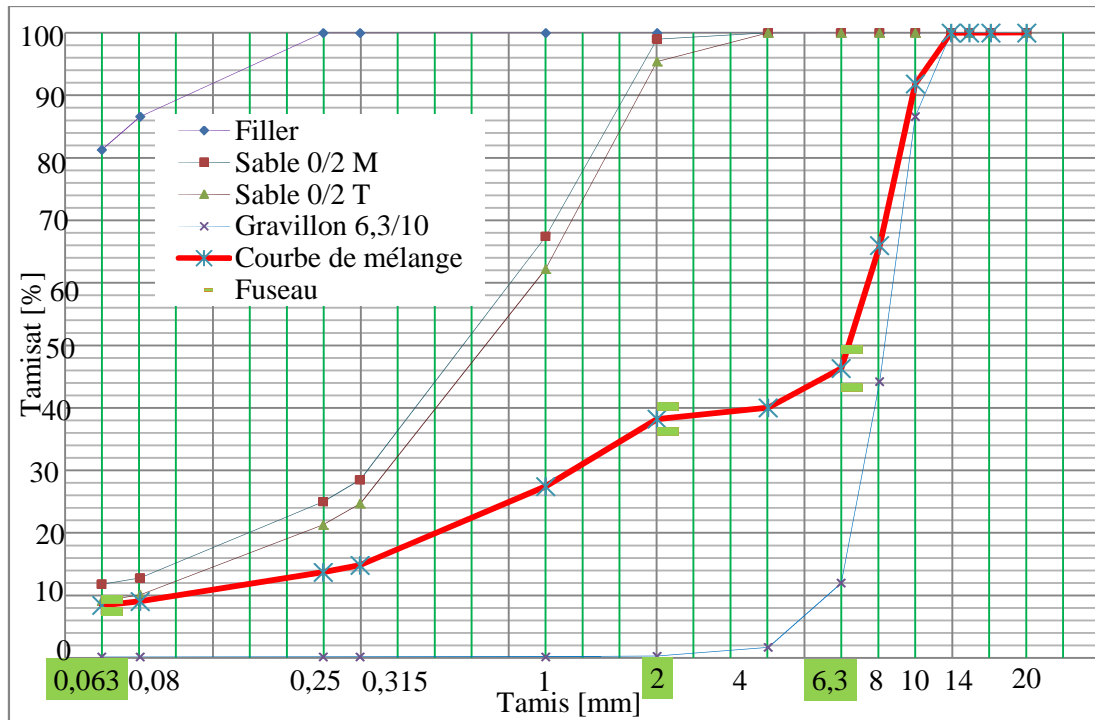


Figure 3.2-c: Courbe granulométrique de BBMA.

Les densités des différentes proportions qui permettent de déterminer la masse volumique réelle du mélange sont regroupées au Tableau 3.2.

Fraction granulométrique	6/10	2/6	0/2	fines d'apport
Densité	2,832	2,789	2,817	2,689

Tableau 3.2 : Densités des fractions granulométriques.

### 3.3.2 Les essais sur les bitumes

#### 3.3.2.1 La pénétrabilité des bitumes (NF T 66-004)

La pénétrabilité du bitume représente la mesure de la pénétration (exprimée en dixièmes de millimètres) dans un échantillon de bitume, au bout d'un temps de 5 secondes, d'une aiguille dont le poids avec son support est de 100g. C'est donc une mesure de la consistance du bitume. La pénétrabilité la plus couramment utilisée est celle mesurée à 25°C.

A titre d'exemple, on distingue les classes :

- 10/20 et 35/50 ⇒ bitumes durs
- 50/70 et 70/100 ⇒ bitumes semi -durs
- 180/220 ⇒ bitumes mous

Dans ces conditions, plus un bitume est dur, plus la valeur de sa pénétrabilité est faible.

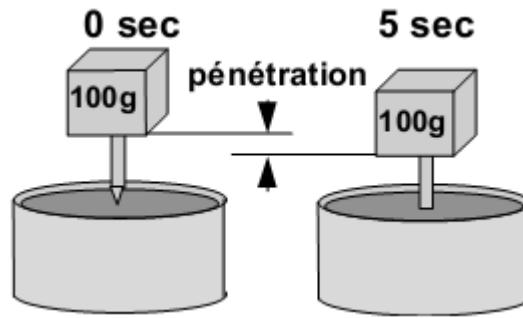


Figure 3.3 : Essai de pénétrabilité pour le bitume.

Les résultats de l'essai de pénétrabilité sur deux échantillons sont donnés par le tableau 3.3.

Bitume	unité	essai (1)	essai (2)	essai (3)
40/50	1/10 mm	44	48	46,5
60/70	1/10 mm	62	67	65

Tableau 3.3 : Résultats des essais de pénétrabilité sur deux bitumes.

### 3.3.2.2 Point de ramollissement Bille Anneau (NF T 66-008)

C'est la température à laquelle s'enfonce une bille à travers un anneau de bitume dans des conditions définies de fabrication et d'essai. Par voie de conséquence, il s'agit de la température à laquelle le bitume étudié atteint un certain degré de ramollissement.

Les résultats des deux essais expérimentaux permettent d'identifier le liant examiné et de le classer par rapport aux spécifications actuellement admises.

La température de ramollissement est représentée au tableau 3.4 pour les deux bitumes étudiés.

Bitume	40/50		60/70	
	Anneau (1)	Anneau (2)	Anneau (1)	Anneau (2)
essai (1) [°C]	57	56	53	54,5
moyenne	56,5		53,75	
essai (2) [°C]	58	56,5	54	56
moyenne	57,25		55	

Tableau 3.4 : Résultats des essais de Bille-Anneau sur deux bitumes.

### 3.3.2.3 Détermination de la ductilité des bitumes

Dans plusieurs applications, la ductilité est une caractéristique importante des bitumes. La ductilité d'un bitume est mesurée au moyen de l'essai. Une éprouvette de bitume est moulée dans des conditions normalisées. L'éprouvette est ensuite amenée à la température normalisée (25°C) de l'essai et étirée selon un taux de vitesse déterminé (5 cm/minute) jusqu'à ce que le fil reliant les deux bouts se coupe. L'allongement, en centimètres, au moment où le fil du matériau se coupe, est désigné comme étant la ductilité. Les résultats trouvés pour cet essai sur deux éprouvettes testées sont consignés dans le tableau suivant :

Bitume	unité	épreuve(1)	épreuve(2)	épreuve(3)
40/50	cm	70,5	81	78
60/70	cm	92,4	105	98,5

**Tableau 3.5 : Résultats l'essai de ductilité.**

### 3.3.3 Les essais sur les cut-backs

#### 3.3.3.1 Distillation fractionnée d'un cut-back

Cet essai est effectué pour les raisons suivantes :

- ✚ Pour déterminer les proportions de bitume et de diluant dans les cut-backs.
- ✚ Pour mesurer la quantité de diluant qui s'évapore à différentes températures dénotant ainsi les caractéristiques d'évaporation. Ainsi nous obtenons le taux relatif de prise du cut-back après son application.
- ✚ Pour pouvoir effectuer sur le bitume récupéré d'autres essais comme : la pénétrabilité, point de ramollissement.

L'essai est effectué en plaçant une quantité déterminée de cut-back dans un ballon à distiller qui est connecté à un tube condenseur refroidi à l'eau. A mesure que le flacon est chauffé lentement, le diluant s'évapore dans le ballon à distiller et il est de nouveau liquéfié dans le tube condenseur. Le distillat est drainé dans un cylindre gradué. La quantité chassée à plusieurs températures spécifiées est ainsi déterminée ; nous obtenons ainsi une indication des caractéristiques de la volatilité du diluant. Le résidu résultant de la distillation à 360 °C est soumis à certains essais par exemple essai de pénétrabilité. Dans un essai de distillation sur un cut-back (0/1) on a utilisé un échantillon de 200 ml. On a obtenu les résultats suivants (tableau 3.6).

Température en °C	190	225	315	360
Volume du distillat obtenu en cm <sup>3</sup>	5	30	72	84
Distillation en %	2,5	15	36	42

**Tableau 3.6 : Résultats des essais de la distillation fractionnée sur un cut-back étudié.**



### 3.3.3.2 Détermination de la pseudo-viscosité d'un cut-back

La viscosité est mesurée par un essai d'écoulement. L'essai se pratique à 25°C et consiste à noter le temps, en seconde, mis d'une quantité donnée du liant étudié pour s'écouler au travers d'un orifice de 4 mm (cut-back fluide) ou de 10 mm (cut-back visqueux). L'appareillage est dénommé viscosimètre B.R.T.A. (British Road Tar Association) ou S.T.V. (Standard Tar Viscosimètre)

Lorsque la température de 25°C est constante, on laisse s'écouler 25 cm<sup>3</sup> de cut-back et on commence la lecture jusqu'à ce qu'elle atteigne le volume de 75 cm<sup>3</sup>. La viscosité s'exprime en secondes. Dans l'essai de viscosité sur un cut-back très fluide (0/1), on a obtenu les résultats mentionnés dans le tableau 3.7.

Cut-back	unité	essai (1)	essai (2)	essai (3)
0/1	s	25	22	28

**Tableau 3.7 : Viscosité de cut-back (0/1).**

### 3.3.4 Les essais sur les émulsions de bitume

#### 3.3.4.1 Détermination de la teneur en eau d'une émulsion (Dean Stark)

L'eau contenue dans la prise d'essai est entraînée par distillation à reflux d'un solvant non miscible à l'eau. Après condensation l'eau se sépare du solvant et s'accumule dans un tube de recette gradué, de forme convenable. Le liquide d'entraînement retourne dans le récipient de distillation. On lit le nombre de centimètre cubes d'eau contenues dans le tube gradué de décantation.

Le calcul de la teneur en eau de l'échantillon testé ( $w$ ), exprimé en pourcentage en masse, au moyen de l'équation suivante :

$$w = (m_w / m_E) \times 100 \quad (3.1)$$

avec

$m_w$  : est la masse d'eau, en gramme extraite par distillation de l'échantillon testé qui est aussi égale au volume d'eau en millilitres (ml).

$m_E$  : est la masse d'émulsion employée, exprimée en gramme.

$w = 8\%$

On ne peut émettre d'avis sur le résultat puisque l'on ne dispose pas des spécifications techniques relatives à l'émulsion testée.

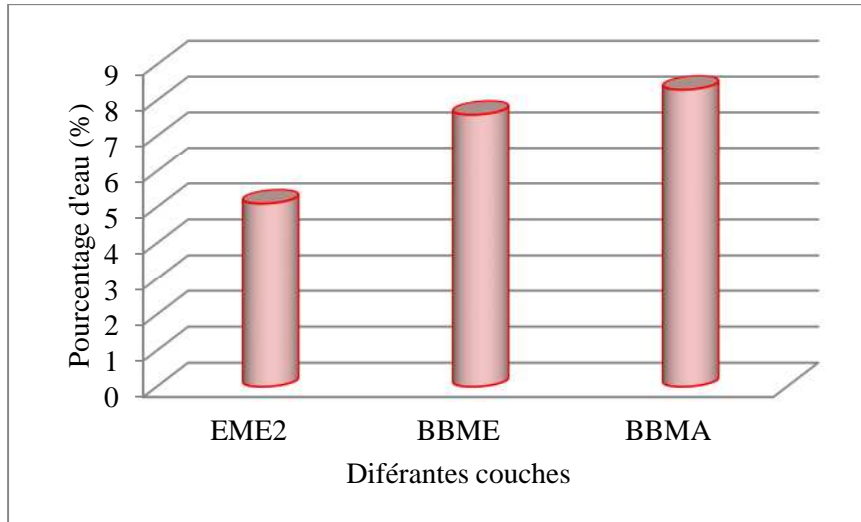


Figure 3.4 : Pourcentage existant dans l'émulsion des différentes couches [91]

### 3.3.4.2 Détermination de la pseudo-viscosité d'une émulsion (Engler)

La mesure consiste à comparer le temps d'écoulement de l'émulsion à travers un orifice calibré au temps d'écoulement d'une même quantité d'eau. Elle s'exprime en degrés Engler qui sont donc des rapports de temps. Si la viscosité dépasse 15 degré Engler (15°E), il faut passer au viscosimètre S.T.V.

Le tableau 3.8 ci-dessous regroupe les résultats de l'essai de pseudo-viscosité de l'échantillon testée.

	unité	essai (1)	essai (2)	essai (3)
$t_0$	s	50	51	51
$t_1$	s	306	305	306
$t_2$	s	717	720	718
$t_2 / t_0$	°E	14,34	14,12	14,08
$t_2 / t_1$		2,343	2,361	2,346

Tableau 3.8 : Pseudo-viscosité d'une émulsion.

Si l'écoulement est régulier, le temps  $t_2$  doit être à 5 secondes près :  $t_2 = 2,353 t_1$  La pseudo -viscosité de notre émulsion, exprimée en degré Engler est égal à :

$$^{\circ}\text{E} = t_2/t_0 = 14,18^{\circ}\text{E} \quad (3.2)$$

La pseudo – viscosité de notre émulsion doit être inférieure à 15°E ce qui est le cas pour nos essais (conformément aux normes AFNOR NF T 66-020).

Nos essais sur l'émulsion se situent dans la fourchette (14,08 – 14,34) ce qui répond aux impératifs préconisés (inférieur à 15° E).

### 3.4 Détermination du comportement en fatigue en laboratoire

#### 3.4.1 Détermination des valeurs paramétriques de calcul d'enrobe bitumineux

Le dimensionnement des structures de chaussée s'effectue avec une température consistante, c'est à dire température équivalente  $\theta_{eq}$ , en tenant compte de cycle de variation de température de chaque année. La température équivalente est généralement déterminée selon le zonage climatique du site. D'après le « Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves (2001 CTTP) » [46], le site du projet est classé en Zone I ou Zone II (Figure 3.5) [47].

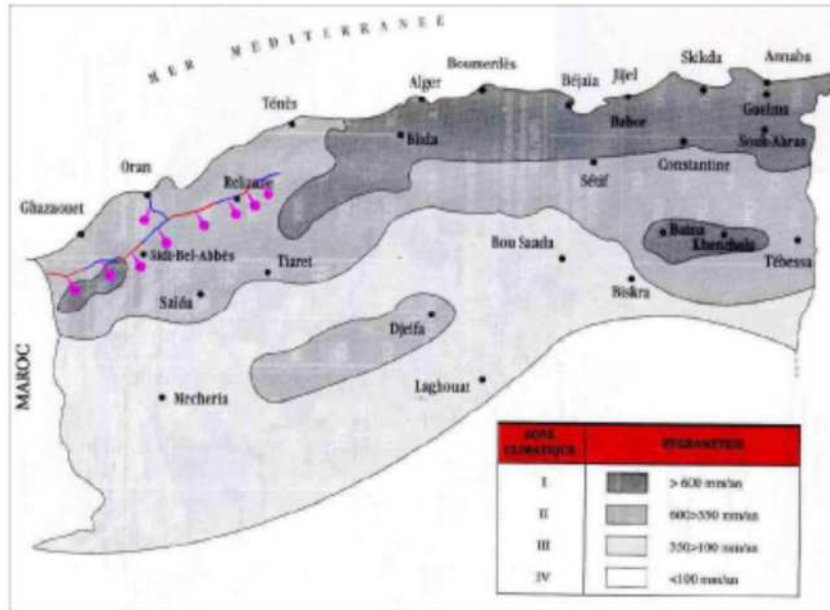


Figure 3.5 : Zonage climatique du site du projet [47]

Donc on prend une température équivalente égale à 20°C correspondante aux zones I et II (Voir Tableau 3.9)

Température équivalente $\theta_{eq}$ (°C)	Zone climatique		
	I et II	III	IV
	20	25	30

Tableau 3.9 : Choix des températures équivalentes [47]

A partir du logiciel Alizé du LCPC, on obtient les valeurs paramétriques de calcul pour l'enrobé bitumineux, qui figurent dans la figure 3.6 et le tableau 3.10.

statut	nom	E (MPa)	nu	Eps05 (10°C)	-1b	SH	Sh (m)	Kc	T= -10	T= 0 °C	T= 10	T= 20	T= 30	T= 40
system	bb	1400	.35	100	5	.25	stdard	1.1	14400	12000	7200	3600	1300	1000
system	bbdr	2400	.35	/	/	/	stdard	/	8220	4470	4000	2000	720	560
system	bbme	6400	.35	/	/	/	stdard	/	24670	20000	12000	6000	2170	1670
system	gb1	5400	.35	70	5	.4	stdard	1.3	18400	14000	9000	5000	2000	800
system	gb2	4300	.35	80	5	.3	stdard	1.3	23000	18300	12300	6300	2700	1000
system	gb3	4300	.35	90	5	.3	stdard	1.3	25400	18800	12300	6300	2700	1000
system	gb4	7450	.35	100	5	.3	stdard	1.3	27200	22240	14550	7450	3130	1180
system	eme1	11000	.35	100	5	.3	stdard	1	30400	24000	17000	11000	6000	3000
system	eme2	11000	.35	130	5	.25	stdard	1	30400	24000	17000	11000	6000	3000

Figure 3.6: Paramètres de calcul des enrobés

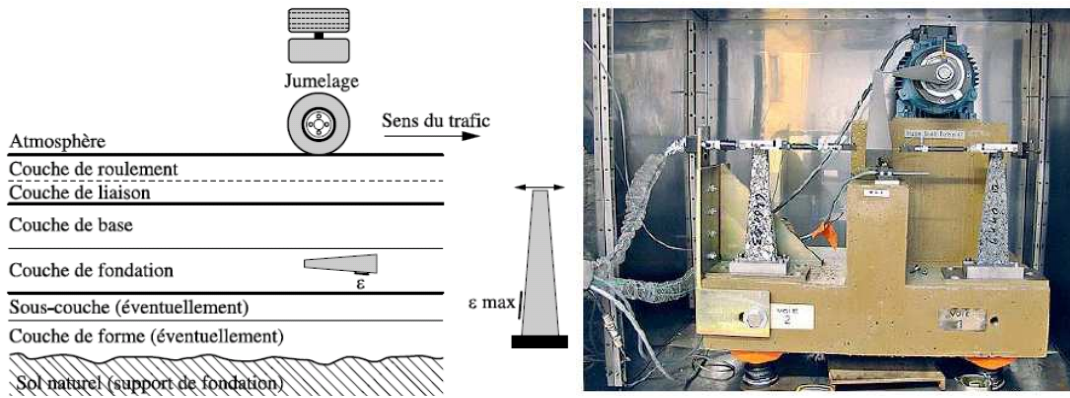
Type de matériaux	E(10°C,10Hz) (MPa)	E(20°C,10Hz) (MPa)	$\epsilon_{\epsilon}(10^{\circ}\text{C}, 25\text{Hz})$	b	SN	$k_c$
BBMA	7200	3600	$100 \cdot 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.1
BBME	12000	6000	$110 \cdot 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.1
EME2	17000	11000	$130 \cdot 10^{-6}$	-0.2	0.25	1.0

Tableau 3.10: Paramètres des enrobes retenus dans le calcul

### 3.4.2 Essai de flexion 2 points

L'essai de flexion est normalisé selon la norme NF P 98-261-1. Il est utilisé pour le dimensionnement des chaussées en France (LCLC et SETRA 1998) [25]. Comme tous les essais de flexion, il s'agit d'un essai non homogène. L'éprouvette trapézoïdale est encastree à sa grande base et sollicitée à son sommet (figure 3.7). Les sollicitations peuvent être exercées en force ou en déplacement.

La forme trapézoïdale de l'éprouvette est choisie pour obtenir une déformation maximale en dehors de la zone d'encastrement de l'échantillon sollicité en poutre console. La rupture s'effectue généralement au voisinage de 1/5 de la hauteur totale (h) de l'éprouvette. Une grande disparité expérimentalement existe sur les valeurs de cette hauteur. Selon Bodin [54] elles peuvent comprendre entre h/10 et h/2 compte tenu de l'hétérogénéité du matériau [55].



**Figure 3.7 : Essai de flexion 2 points sur éprouvette trapézoïdale (NF P 98-261-1)**

Le liant hydrocarboné confère à l'enrobé bitumineux son comportement viscoélastique. Par conséquent, la fréquence de sollicitation et la température conditionnent son comportement. Le comportement mécanique est considéré comme viscoélastique linéaire lorsque les déformations sont faibles. Le caractère viscoélastique de l'enrobé bitumineux est exprimé par le module complexe  $E^*(\omega)$  où la partie réelle ( $E_r$ ) représente la composante élastique de la relation contrainte – déformation alors que la partie imaginaire ( $E_i$ ) reflète la composante visqueuse de cette relation, soit Le module complexe peut également être décrit sous forme vectorielle en le décomposant en deux parties : une partie réelle et une partie imaginaire. En effet, mathématiquement on peut écrire :

$$e^{i\varphi} = \cos \varphi + i \sin \varphi \quad (3.3)$$

Par conséquent:

$$|E^*| e^{i\varphi} = |E^*| \cos \varphi + i \sin |E^*| \varphi \quad (3.4)$$

Le module complexe est alors :  $E^*(\omega) = E_r + iE_i = |E^*(\omega)|e^{i\varphi}$  ou  $E^* = E_1 + iE_2$  (3.5)

$$E_r = E_1 = |E^*| \cos \varphi \quad \text{et} \quad E_i = E_2 = |E^*| \sin \varphi \quad (3.6)$$

Où  $\omega$  est la fréquence angulaire ;

$i$  : la partie imaginaire d'un nombre complexe ( $i^2 = -1$ ) ;

D'une part, le module dynamique  $|E^*(\omega)|$  est défini comme étant le module ou la norme du module complexe telle qu'exprimée par la relation suivante :

$$|E^*(\omega)| = \sqrt{(E_r)^2 + (E_i)^2} \quad (3.7)$$

D'autre part, l'angle de déphasage  $\varphi$  est donné par :

$$\varphi = \text{Tang}^{-1} \left( \frac{E_i}{E_r} \right) \text{ avec } \tan^{-1} = \text{Arctang} \quad (3.8)$$

Des essais de flexion deux points sur des éprouvettes trapézoïdales ont été réalisés à des températures de 15°C et 20°C à une fréquence de 10Hz avec une amplitude de sollicitation  $\epsilon_0 = 40 \cdot 10^{-6}$  m/m pendant 2 minutes sur des matériaux EME 0/14, ayant une masse volumique apparente de 2.384 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en vide de 3.5% et des matériaux BBME 0/10, ayant une masse volumique apparente de 2.320 g/cm<sup>3</sup> correspondant à une teneur en vide de 6.5%.

Les résultats des modules complexes obtenus sont présentés dans les figures 3.8 et 3.9.

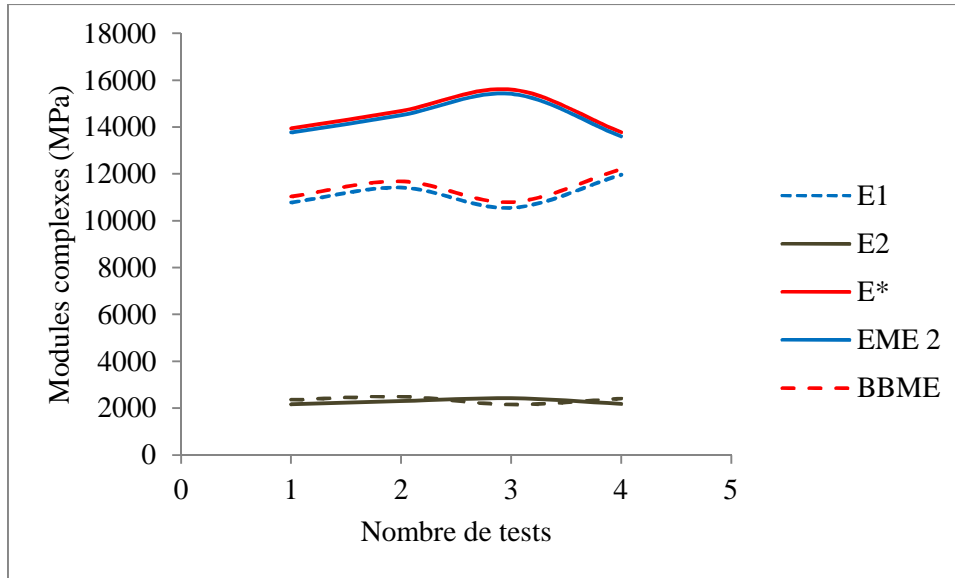


Figure 3.8: Les courbes maitresses d'EME2 et BBME à 20°C [92]

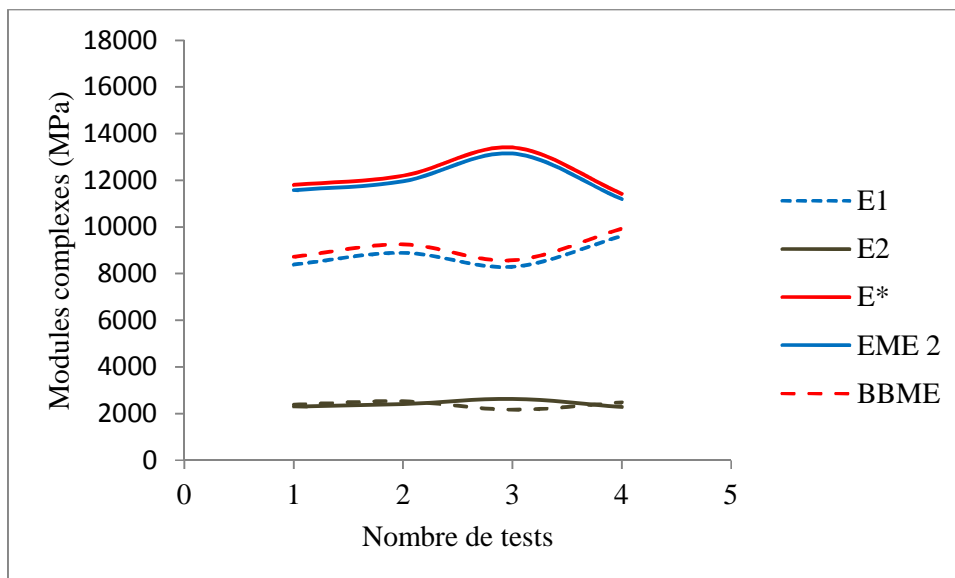


Figure 3.9: Les courbes maitresses de EME 2 et BBME à 15°C [92]

Les valeurs moyennes du module de rigidité de EME2 à 15°C et à 20°C à une fréquence de 10Hz sont 14503MPa et 12207MPa respectivement.

Cet enrobé bitumineux EME 0/14 classe 2 présente un module de rigidité conforme à la norme NF P98-140-1999 ( $\geq 14\ 000\ \text{MPa}$  à 15 °C) et satisfait au critère de conception ( $\geq 11\ 000\ \text{MPa}$  à 20 °C).

La même chose pour le BBME ou la valeur moyenne du module de rigidité à 15°C et à 20°C à une fréquence de 10Hz sont 11424MPa et 9118MPa respectivement.

Cet enrobé bitumineux BBME 0/10 classe 1 présente un module de rigidité conforme à la norme NF P98-141-1999 ( $\geq 9\ 000\ \text{MPa}$  à 15 °C) et satisfait au critère de conception ( $\geq 6\ 000\ \text{MPa}$  à 20 °C).

La composante  $E_1$  représente la partie réelle du module complexe et permet de quantifier l'énergie élastique emmagasinée;  $E_1$  est le module réversible associé à la partie élastique du matériau. D'autre part, la composante  $E_2$  quantifie l'énergie dissipée par frottement interne sous l'effet d'une sollicitation. Cette énergie dissipée se transforme en chaleur et va accroître la température au sein d'une éprouvette soumise à un chargement cyclique. C'est le caractère visqueux du matériau qui est à l'origine de cette propriété spécifique [56].  $E_2$  est le module irréversible, le module dissipé.

Les enrobés bitumineux sont des matériaux dont le module complexe est fortement sensible à la température comme le montre la figure 3.10. Le module complexe diminue avec la température d'une amplitude d'autant plus forte que la fréquence de sollicitation est faible.

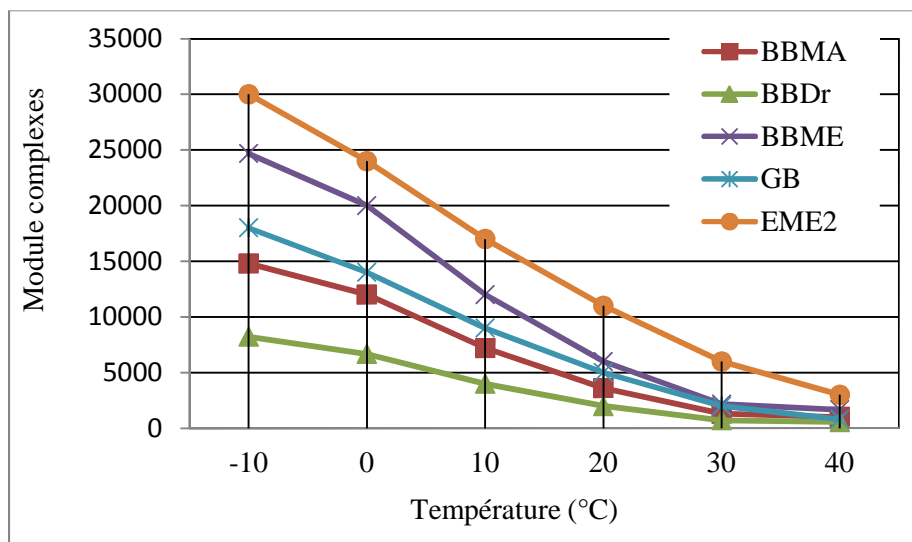


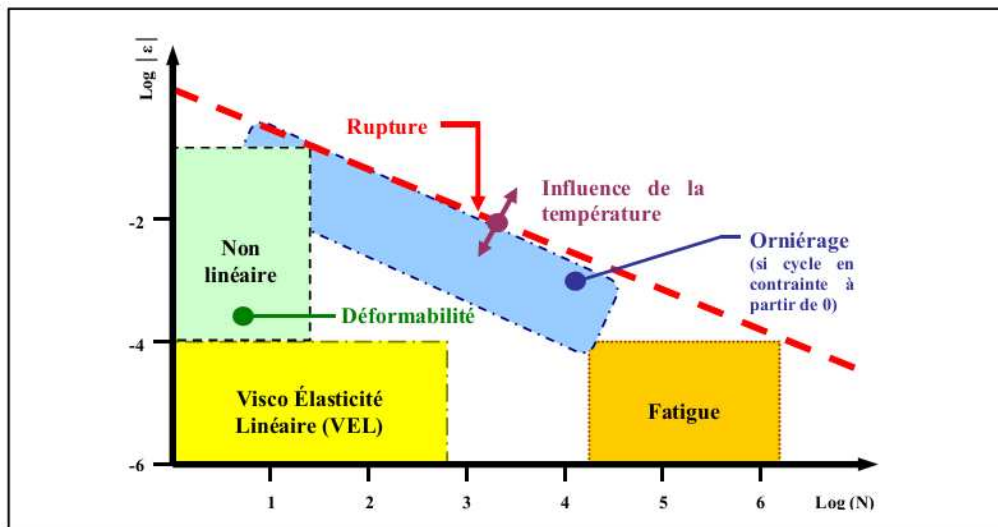
Figure 3.10: L'influence de la température sur le module complexe

Cette capacité de dissiper de l'énergie des matériaux viscoélastiques va jouer un rôle important dans la mesure de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux. La résistance à la fatigue est déterminée à partir d'éprouvettes soumises à la répétition de nombreux cycles de chargement [57, 58]. Malgré que le niveau de sollicitation soit faible, l'effet cyclique induit une augmentation de la température au sein de l'éprouvette et modifie la rhéologie de l'enrobé en cours d'essais. La norme du module complexe d'un enrobé diminue avec une augmentation de la température. L'évolution des propriétés rhéologiques en cours d'essai de fatigue exige donc d'être prise en compte dans l'analyse des résultats.

### 3.4.3 Chargement cyclique

Le comportement des matériaux bitumineux dans les structures routières varie largement suivant les conditions de chargements et le climat. Selon Di Benedetto et autre [59] classifient les types de comportement des enrobés bitumineux suivant l'amplitude de déformation et le nombre de cycles de chargement, comme suit (Figure 3.11).

- 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 3.11: Types de comportement des matériaux bitumineux [59]**  
( $\epsilon$ , déformation - N, nombre de cycles)

La figure 3.11 fournit un ordre de grandeur des différents domaines de comportement type pour une température fixée. Les frontières considérées correspondent, bien sûr, à des ordres de grandeur qui peuvent varier sensiblement selon le matériau, la température et la direction du chemin de sollicitation (compression, cisaillement, ...).



L'endommagement par fatigue conduit à l'apparition et à la croissance de défauts microstructuraux puis macrostructuraux dans le matériau avec le cumul d'un grand nombre de cycles de sollicitations ( $>10^4$ ). Ces défauts entraînent l'apparition de fissures transversales ou longitudinales à la base de la structure bitumineuse qui se propagent vers la surface. L'orientation de la fissuration dépend de la rigidité et de l'épaisseur des couches d'enrobé. En effet, la déformation à la base des couches de chaussée peut être maximale

- soit dans le sens transversal entraînant des fissures longitudinales,
- soit dans le sens longitudinal entraînant des fissures transversales.

Selon les conditions d'essai, l'échauffement peut être plus ou moins important. Il dépend de deux facteurs : l'amplitude de sollicitation et la température d'essai. Le premier implique une énergie transmise dans le matériau plus importante et le second conditionne la quantité d'énergie dissipée par viscosité (on rappelle qu'à forte température l'enrobé est moins visqueux et qu'il dissipe plus d'énergie qu'à basse température).

Initialement, les lois d'évolution des variables non linéaires s'écrivent sous forme d'équations différentielles continues en fonction du temps  $t$  et des variables internes elles-mêmes. La première étape consiste à transformer ces équations différentielles continues en équations différentielles discrètes en fonction de  $N$  - nombre de cycles de sollicitations. En considérant l'équation différentielle d'une variable  $y(t)$  :

$$y'(t) = g(y, t) \quad (3.9)$$

Où  $y'$  désigne la dérivée de  $y$  par rapport au temps  $t$ , on peut calculer l'incrément cyclique de  $y$  en intégrant (3.9) pendant un cycle et déduire alors la dérivée discrète de  $y$  par rapport au nombre de cycles au cycle  $N$  considéré :

$$\Delta y(N) = \int_{\text{cycle } N} g(y, t) dt \Rightarrow y'(N) = \frac{\Delta y}{\Delta N} = \frac{\Delta y(N)}{1} = \int_{\text{cycle } N} g(y, t) dt \quad (3.10)$$

Cette équation différentielle discrète permet de calculer  $y$  par extrapolation en utilisant le développement de Taylor comme suit :

$$y(N + \Delta N) = y(N) + \Delta N y'(N) + \delta_2(N) \quad (3.11)$$

La variable  $y$  au cycle  $(N + \Delta N)$  peut donc être calculée sans nécessité de calculer  $\Delta N$  cycles intermédiaires. La longueur d'extrapolation  $\Delta N$ , ou le nombre de cycles sautés, est contrôlée par :

$$\Delta N = \kappa \left| \frac{y(N)}{y'(N)} \right| \quad (3.12)$$

Où  $\kappa$  est un paramètre contrôlant la précision de l'extrapolation.

Le comportement des matériaux bitumineux sous chargement cyclique est important, car le trafic impose ce type de chargement sur les chaussées bitumineuses. Les observations expérimentales de laboratoire montrent que, sous sollicitations cycliques, les matériaux bitumineux semblent avoir une réponse de type rochet plastique, avec l'apparition et l'accumulation des déformations permanentes avec le nombre des cycles de chargements sans adaptation ni accommodation des cycles.

La résistance aux déformations due au chargement cyclique est un paramètre important d'un matériau. Elle caractérise la limite du domaine d'élasticité et est indispensable pour construire des modèles de comportement plastique. La résistance et la rigidité des matériaux sont des propriétés nettement différentes : le premier paramètre désigne la capacité des matériaux à résister à une charge sans défaillance tandis que le deuxième représente le rapport entre la charge appliquée et la déformation résultante.

Le banc de fatigue COLAREG existant au laboratoire du chantier de l'autoroute EST-ouest 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 20 °C) donc une température relativement proche des conditions moyennes en Algérie, les 10 Hz correspondent à la sollicitation du trafic.

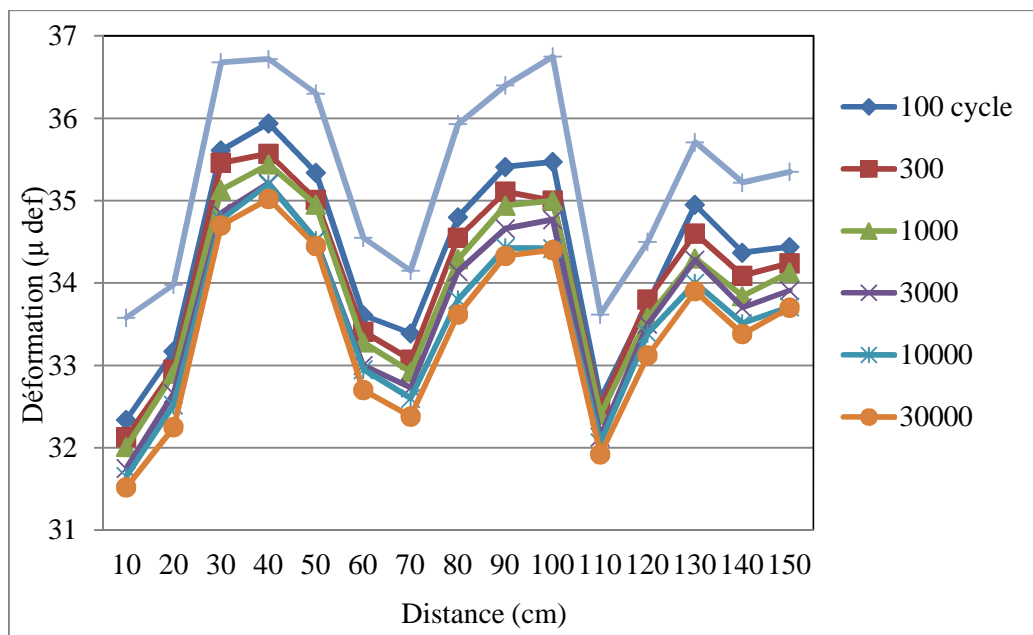


Figure 3.12 : Influence du chargement cyclique sur la déformation [93]

Dans une première phase, on observe une rapide perte de raideur, qui est habituellement reliée à l'échauffement et à la thixotropie du matériau (ici jusqu'à environ 100 cycles) ;

Dans une deuxième phase, on observe une perte de raideur plus lente, avec une pente approximativement constante. Cette phase est celle de l'endommagement diffus progressif du matériau (ici jusqu'à environ 30 000 cycles) ;

La déformation axiale permanente, figure 3.12, a tendance à s'accumuler avec le nombre de cycles de chargement et le comportement n'atteint pas d'état stabilisé même après un très grand nombre de cycles de chargement, avec une vitesse d'évolution qui diminue avec le nombre de cycles, mais reste toujours positive.

### 3.4.4 Etude de l'orniérage

L'orniérage désigne de façon générale les phénomènes de déformations permanentes du profil transversal des chaussées, qui apparaissent et croissent sous les sollicitations du trafic.

L'orniérage des couches bitumineuses représente, aux côtés de l'endommagement et de la fissuration par fatigue, l'un des principaux modes de dégradation potentiels des chaussées, car il entraîne des problèmes de sécurité et de confort au roulement.

A température élevée, le bitume devient plus visqueux, la force de cohésion est alors affaiblie, la résistance à la déformabilité du squelette granulaire ainsi que du mastic est diminuée, le mélange devient beaucoup plus déformable (figure 3.13).

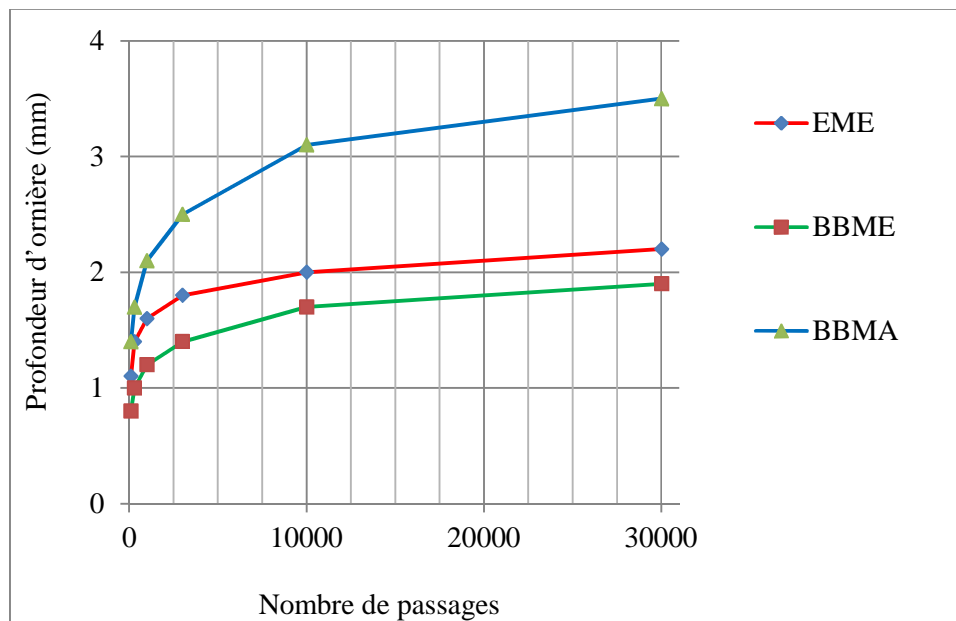
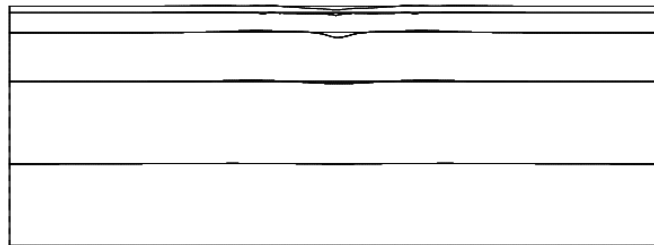


Figure 3.13 : Evolution de la profondeur d'ornière [93]

Les représentations graphiques montrent que, quels que soient les niveaux de sollicitation et de température, le module de la raideur de l'éprouvette diminue au cours de l'essai. Dans le cas d'un essai de fatigue à grand nombre de cycles, deux principales phases décrivent la courbe d'évolution du module de la raideur de l'éprouvette. Dans une première phase, on remarque une décroissance très rapide de ce module. On est dans le cas de l'endommagement progressif de l'éprouvette. Une seconde phase décrit une décroissance modérée du module de la raideur.

Le profil de déformation après 10 000 cycles de sollicitation de la structure est présenté sur la figure 3.14. Il y a une production des déformations permanentes sur la surface de la structure avec un tassement en dessous de l'empreinte de la roue et l'apparition de bourrelets sur les deux côtés.

En s'intéressant à la profondeur d'ornièrè, on trouve une évolution progressive de l'ornièrage avec le nombre de passages.



**Figure 3.14 : Déformation de la structure après 10 000 cycles de sollicitation**

### 3.4.5 Essais à la Presse à Compactage Giratoire

On définit d'abord une quantité minimale de liant bitumineux pour assurer une bonne durabilité du mélange par la notion de module de richesse  $k$ . Cette grandeur, qui est proportionnelle à une épaisseur conventionnelle du film de liant enrobant les granulats. La composition étant choisie, le comportement lors du compactage est estimé à l'aide de l'essai à la presse de cisaillement giratoire (PCG).

Le compactage est obtenu par l'action concomitante :

- d'une force de compression statique assez faible correspondant à une pression de l'ordre de 0.6 MPa,
- d'une déformation de l'éprouvette à laquelle on impose que son axe longitudinal décrive une surface conique de révolution

Ce mode de sollicitation provoque des cisaillements au sein du mélange qui favorise le réarrangement granulaire et s'apparente aux sollicitations obtenues sur chantier par les engins de compactage.

En cours d'essai, on mesure la hauteur de l'éprouvette  $h$  en fonction du nombre de girations,  $ng$ . Ayant calculé, à partir de la masse volumique réelle MVR des constituants du mélange, la valeur de la hauteur minimale  $h_{min}$  de l'éprouvette qui correspondrait à un pourcentage de vides nul, on peut alors déduire de  $h(ng)$  le pourcentage des vides après  $ng$  girations par la relation :

La valeur maximale assure la durabilité du mélange, la valeur minimale vise à éviter une compacité excessive qui favoriserait l'instabilité du mélange et le développement de l'orniérage par fluage sous le trafic.

La vérification avec la norme par la droite de régression linéaire,

$$V=V_1+K \log (ng) \tag{3.13}$$

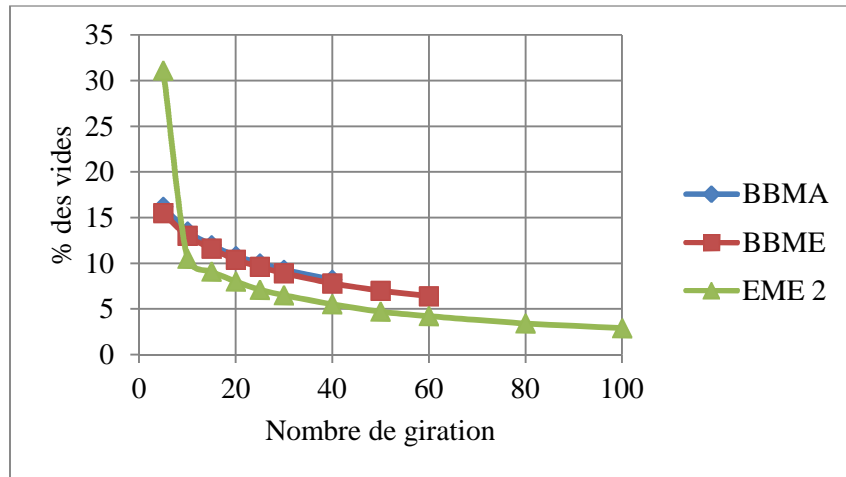


Figure 3.15 : Etude du comportement au compactage par PCG % des vides

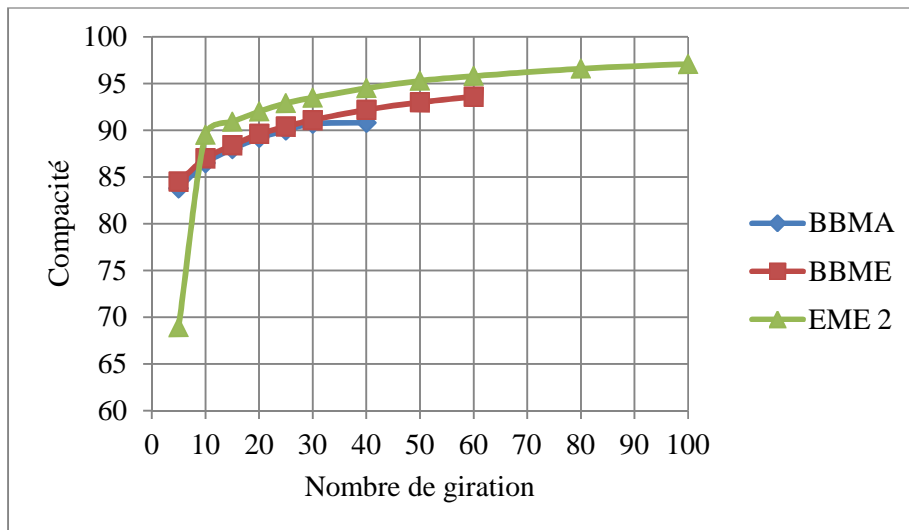


Figure 3.16 : Etude du comportement au compactage par PCG Compacité

Les compacités des différentes couches sont appréciées grâce à des mesures effectuées au banc gamma densimètre. Celles-ci sont comprises entre 91 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.

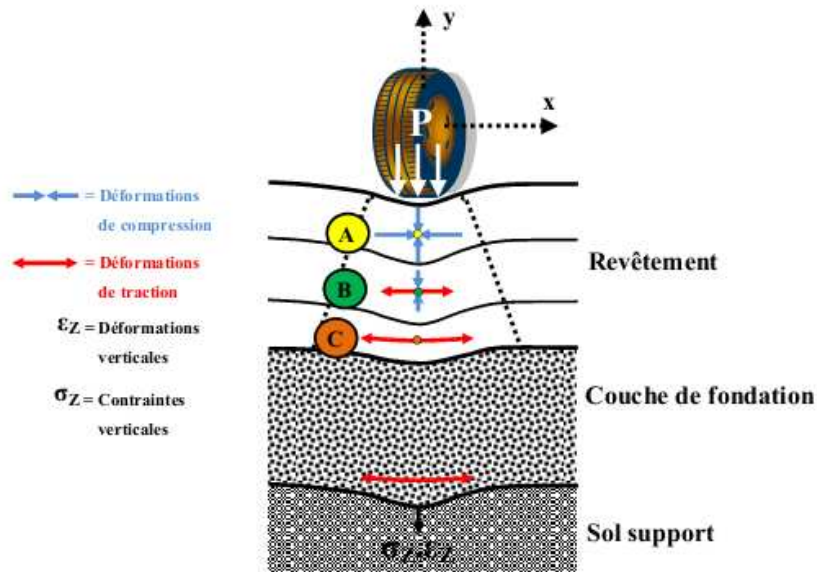
Cette campagne expérimentale a débouchée sur deux résultats intéressants :

- ✚ D'une part, une loi de propagation de fissure, en mode de cisaillement (c'est à dire reliant la vitesse de propagation de la fissure au taux de restitution d'énergie,
- ✚ D'autre part, nous avons formalisé une loi d'évolution de la rigidité dans les différentes couches de béton bitumineux, permettant l'étude de l'amorçage et de la propagation. Les évolutions des paramètres de la loi sont fonctions du niveau des contraintes normales et de cisaillement et une incertitude reste quant à l'extrapolation de ces coefficients pour des niveaux de sollicitations non testés.

### 3.5 Simulations numériques

#### 3.5.1 Utilisation du logiciel Alizé LCPC pour l'étude du comportement en contraintes et en déformations

De par la théorie de l'élasticité, et sous l'action d'une charge statique, les contraintes à l'intérieur du revêtement peuvent être schématisées suivant la figure 1.17



**Figure 1.17: Schématisation des états de contraintes dans une chaussée sous chargement statique**

Il existe toujours une interface adhésive ou une couche de pénétration entre couche de roulement/couche de base et couche de base/couche de fondation. Pour calculer les contraintes et les déformations nous avons utilisé le logiciel ALIZE (figure 3.18).

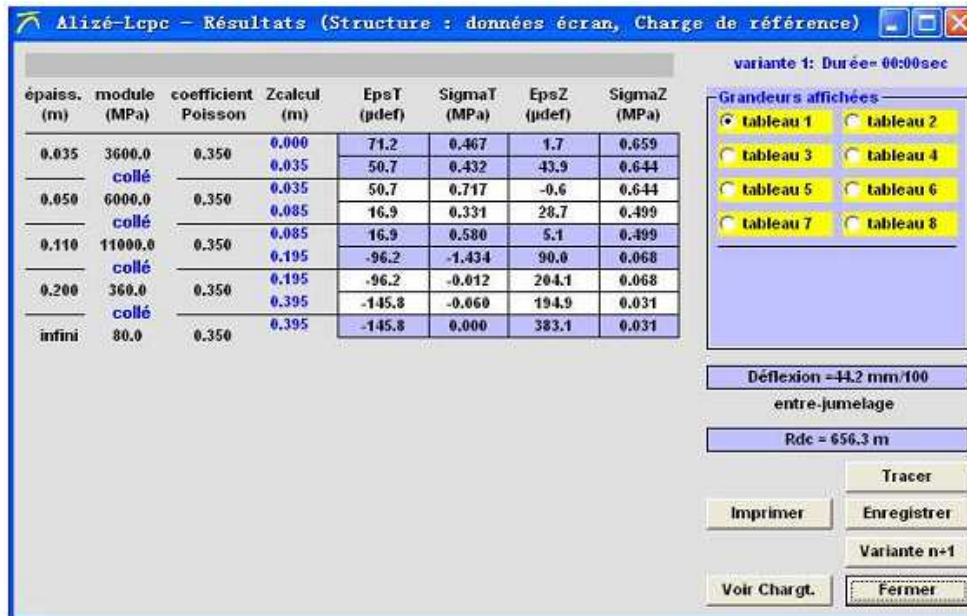


Figure 3.18: Contrainte réelle et calcul de déformation

Les calculs des contraintes et des déformations horizontales de la couche de base et verticales des couches de fondation et de forme ont été calculées selon les recommandations de la SETRA/LCPC [25] ou les couches de roulement et de liaison en BB doit avoir une épaisseur totale de 8.5 cm, la couche de base en EME une épaisseur de 11 cm.

L'évolution des contraintes normales et de cisaillements à travers les différentes couches symbolisées par la profondeur sont données par les figures 3.19 et 3.20.

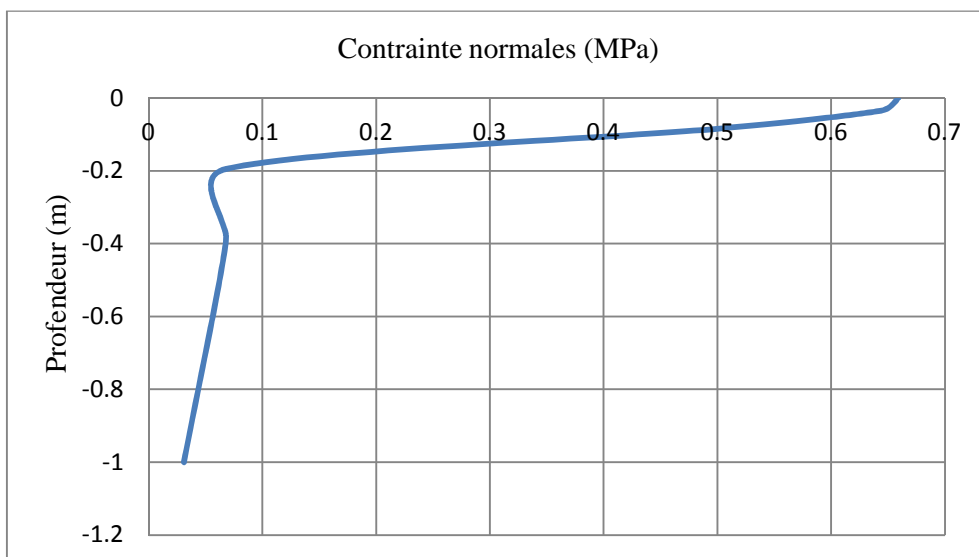
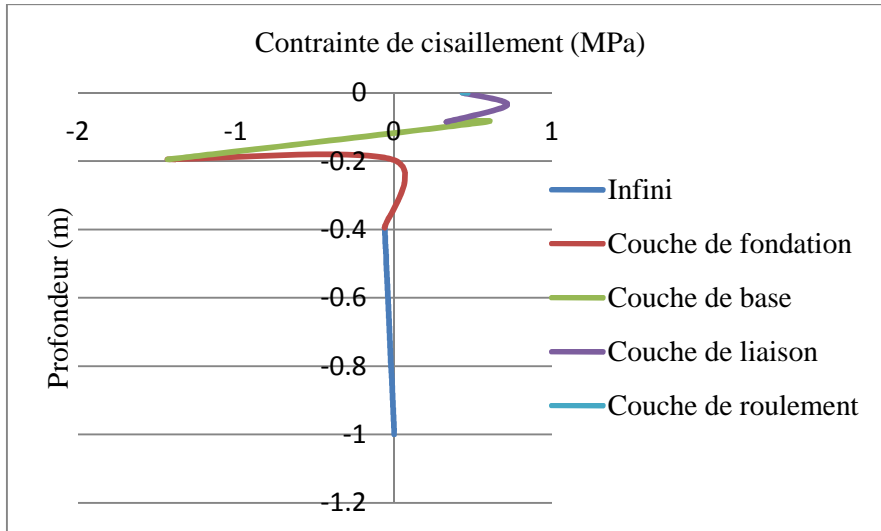


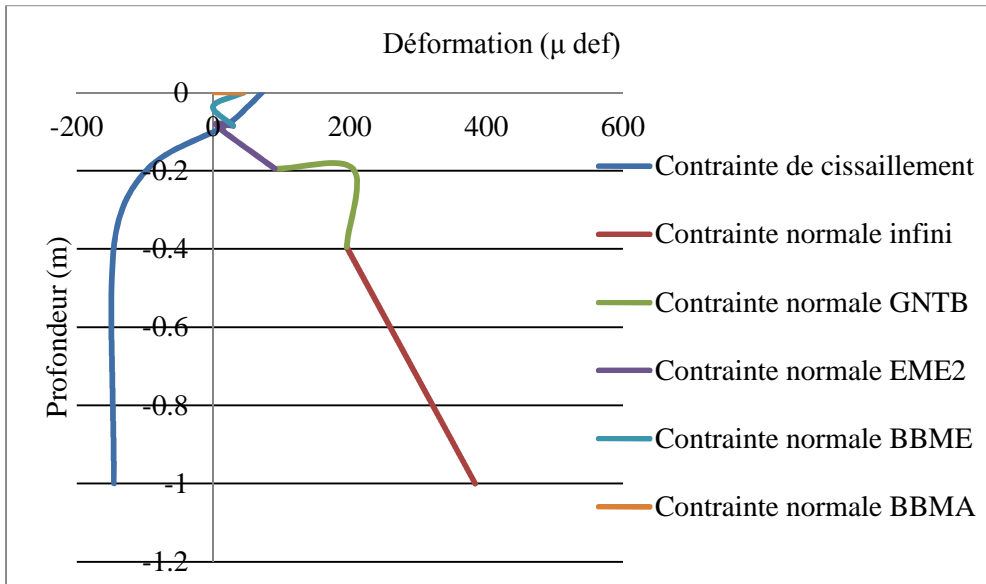
Figure 3.19 : La dissipation des contraintes normales pour les différentes couches.



**Figure 3.20 : La dissipation des contraintes de cisaillement pour les différentes couches**

Dans les deux essais, nous distinguons trois phases dans l'évolution des contraintes. La première phase marquée par une chute rapide des contraintes à une profondeur croissante au début de l'essai (0-0.2m), suivie par une deuxième phase où la décroissance des contraintes est plus modérée (0.2-0.4m). Nous constatons la présence d'une troisième phase où les valeurs des contraintes subit de nouveau une chute rapide avec une profondeur croissante (0.4-1m).

La figure 3.21 montrent l'évolution des déformations en fonction de la profondeur.



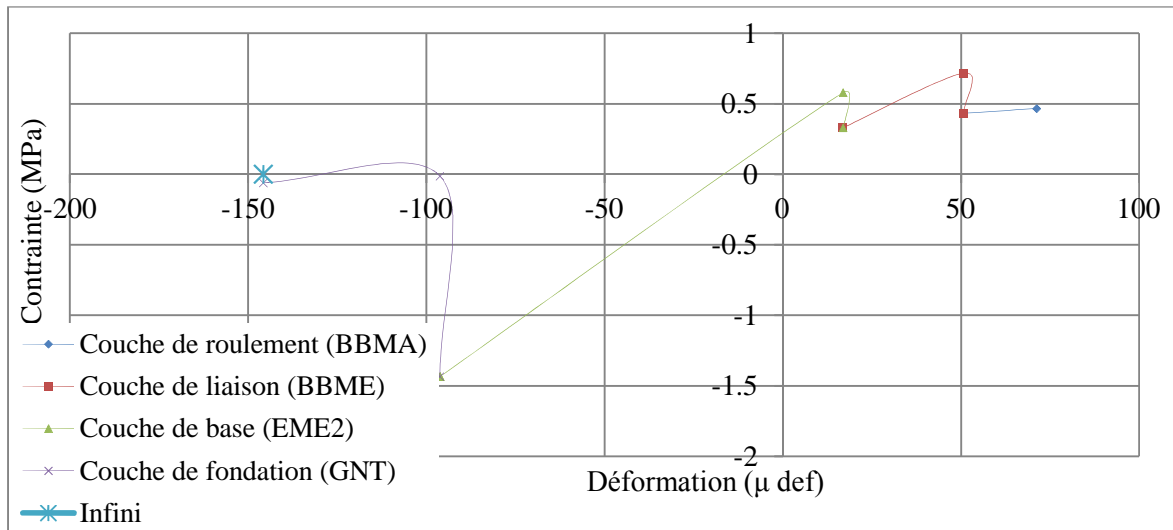
**Figure 3.21 : Répartition des déformations normales et de cisaillements dans les différentes couches**



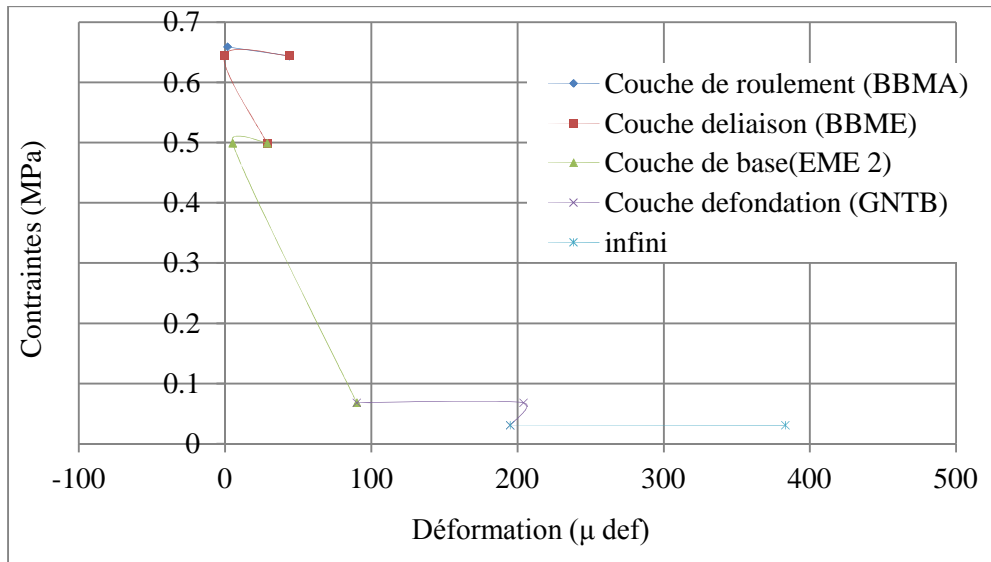
La courbe présentée dans la figure 3.14 montrent que les déformations mesurées pour les différentes couches sont différentes. Les couches des enrobées bitumineux (BBMA, BBME et EME2) ont des degrés de déformation plus faible par rapport aux autres couche (GNT et PST) due à des contraintes normale.

Par contre pour une contrainte de cisaillement les déformations mesuré aux niveaux des couches des enrobées bitumineux sont plus élevée que celle des autres couche ou la déformation elle devient plus stable. Ces variations des amplitudes des déformations dépendent essentiellement de la variation des modules de rigidité des différentes couches.

Les figures 3.22 et 3.23 présentes l'évolution des contraintes de cisaillement et les contraintes normales en fonction de la déformation. Pour cet essai, la déformation est la réponse à la sollicitation en force. Pour les couches des enrobée la déformation varie très rapidement en raison de l'augmentation du module de rigidité. Par la suite, la déformation continue sa croissance avec une vitesse beaucoup plus modérée. Entre deux couches successives les différences déformation se stabilisent considérablement, influencées par l'apparition des microfissurations (décollement des deux couches).

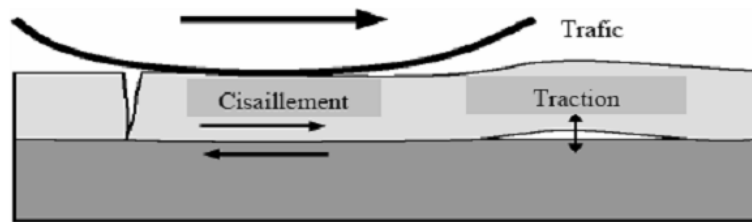


**Figure 3.22 : Variation des contraintes de cisaillement fonction des déformations [93]**



**Figure 3.23 : Variation des contraintes normales en fonction des déformations [93]**

Sur la figure 3.24, une contrainte normale est de cisaillement peut apparaître suite à un freinage du véhicule.



**Figure 3.24: Modes de sollicitation de l'interface sous conditions de trafic [60]**

Le niveau de contrainte de cisaillement moyen dans les couches des enrobées est plus élevé; cette quantité est de l'ordre de 0,5 à 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  $15\mu$ def.

Pour la couche de roulement, la propagation de fissure sur une hauteur de 3.5 cm elle est de  $150\mu$ def.

La structure initiale (c'est à dire, les 19.5 cm de béton bitumineux et les 50 cm de grave non traité) dimensionnée par la méthode classique de dimensionnement ALIZE (LCPC et SETRA) (voir chapitre 1) 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  $7 \times 10^6$  essieux équivalents de 13 tonnes.

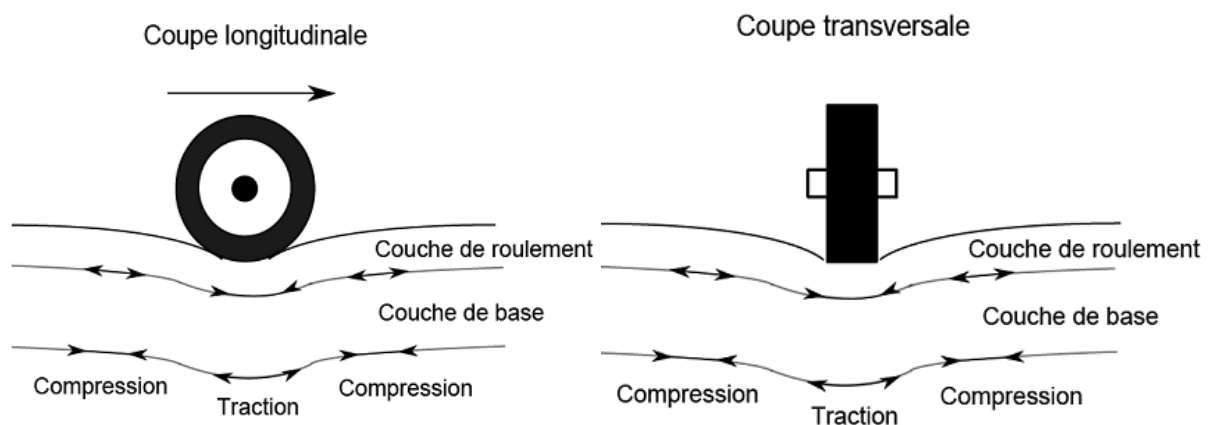
La durée de remontée de la fissure au travers de la couche de roulement par les effets seuls de cisaillement est  $7,2 \times 10^6$  cycles. On peut donc supposer que la durée de vie est largement surestimée par rapport à la durée de vie réelle du rechargement ; conventionnellement il est plutôt admis 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  $= 1 \times 10^6$  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'orniéage, 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, qu'il faut dans 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 et le trafic viendra finaliser la phase de propagation, uniquement par des effets de cisaillement puisque la pointe de fissure est en compression.

De manière générale, la structure multicouche de chaussée présente une déformée dans les trois directions illustrées par la figure 3.25. Longitudinalement et en un point de la couche de base sous le chargement, il y a, avec le passage de la charge, une succession contraction-extension-contraction.

Transversalement, la partie inférieure de la couche de base est soumise principalement à une extension sous la charge. Les amplitudes des cycles de chargement étant faibles, le calcul des efforts et des déformations, pour chaque cycle, s'effectue selon la démarche de dimensionnement classique considérant un modèle multicouche élastique linéaire isotrope dont les seuls paramètres sont le module d'Young et le coefficient de Poisson. Cette hypothèse n'est pas toujours justifiée en raison de la dépendance du comportement des enrobés bitumineux à la vitesse de chargement et à la température ambiante. Les effets de non linéarité et de l'irréversibilité s'accumulent avec le nombre de cycles. La répétition de petites tractions à la base des couches entraîne la formation de microdégradations qui s'accumulent et peuvent entraîner la fissuration et la fatigue du matériau. De plus, les compressions répétées sous le passage de la charge peuvent créer des déformations permanentes induisant un orniéage à la surface de la chaussée [59].



**Figure 3.25: Sollicitation d'une chaussée par le passage d'une charge**

### 3.5.2 Essai de fissuration sur les enrobés bitumineux

#### 3.5.2.1 Essais de flexion 3 points

L'éprouvette est une poutre qui se repose sur deux appuis simples (figure 3.26). La sollicitation est appliquée au centre de la poutre en mode de contrainte ou de déformation imposée. Le moment de flexion est nul au droit des appuis et varie linéairement pour atteindre sa valeur maximale au centre de l'éprouvette. Le plan de rupture est généralement localisé sur ce même point ou très proche de celui-ci.

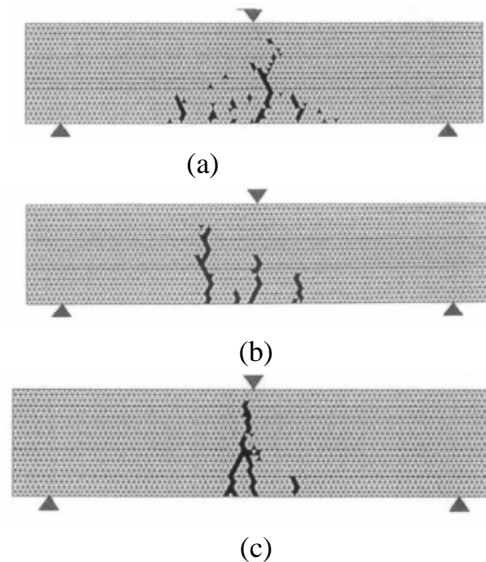
L'étude par la méthode des éléments finis reste la méthode la plus utilisée, car son domaine d'application est beaucoup plus étendu: matériaux à comportement non-linéaire, grandes déformations, problèmes de contact, etc...

Nous nous sommes intéressés dans cette analyse bibliographique aux modèles qui décrivent l'évolution de l'endommagement dans les matériaux en utilisant la méthode des éléments finis. Huet [61] et Autret [62] ont analysé l'influence de l'intervalle de distribution des contraintes à la rupture sur l'évolution de l'endommagement à travers l'éprouvette pour des essais statiques de traction et de flexion trois points. Cette analyse a été effectuée avec une procédure de réanalyse locale, permettant de décrire le comportement et l'évolution de l'endommagement au cours du chargement d'une structure. La procédure est basée sur une répartition statistique de la contrainte à la rupture dans l'intervalle  $[\sigma_{\min}, \sigma_{\max}]$  et sur un comportement local de type élastique-fragile. Le résultat obtenu par cette procédure montre que dans le cas d'un essai de traction, la première rupture correspond à une contrainte moyenne appliquée à l'éprouvette égale à  $\sigma_{\min}$ .

Ensuite il y a une diffusion de l'endommagement, entraînant une décroissance progressive de la rigidité de l'éprouvette.

Cette décroissance se poursuit jusqu'à une chute brusque de la charge correspondant à la rupture totale de l'éprouvette.

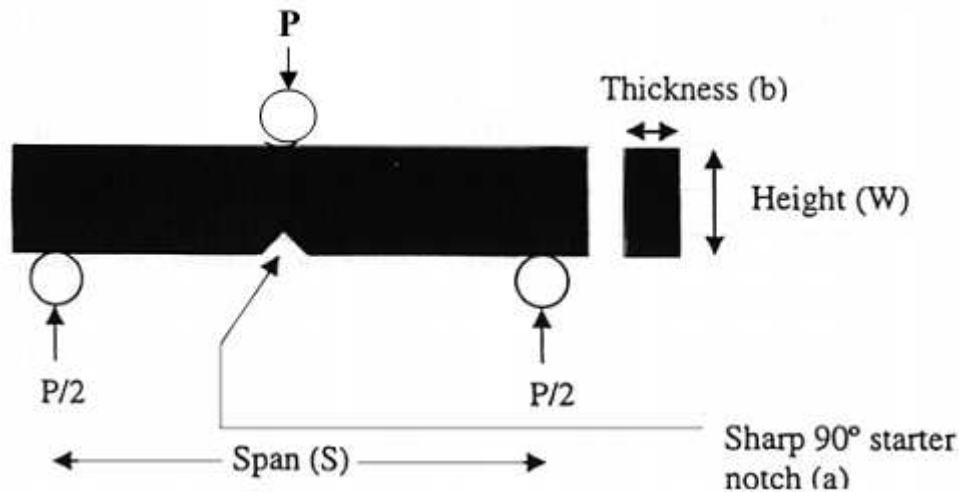
Dans le cas de la flexion 3 points, les auteurs ont montré que le développement localisé d'une microfissure se fait pour un intervalle de contrainte à la rupture réduit et que le développement diffus de l'endommagement se fait pour un intervalle de distribution important (fig. 3.26).



**Figure 3.26 : Evolution de l'endommagement dans l'éprouvette pour une différente distribution des contraintes à la rupture**

**a)  $0,5\sigma_0 \leq \sigma \leq 3\sigma_0$ , b)  $0,75\sigma_0 \leq \sigma \leq 3\sigma_0$ , c)  $\sigma_0 \leq \sigma \leq 3\sigma_0$ .**

Parmi tous les tests que les différents auteurs tentent de mettre au point pour caractériser les propriétés à la rupture des bitumes purs ou modifiés à basse température, celui développé par Batoz semble le plus intéressant [63]. DOUCET, puis SALENÇON [64, 65], ont appliqué les principes de la Mécanique Linéaire de la Rupture des aciers et des polymères aux bitumes. Le test est un essai de flexion trois points réalisé sur des éprouvettes entaillées. Il permet de déterminer la ténacité  $K_{Ic}$  et l'énergie de rupture  $G_{Ic}$  du matériau.



**Figure 3-27 : Schéma de l'essai de flexion 3 points sur éprouvette de bitume préentaillée, d'après Lee (1994) [66].**

L'essai de flexion 3 points (dans la littérature, souvent appelé en anglais « Single Edge Notched Beam » - SENB) permet de solliciter en flexion une éprouvette reposant sur deux appuis en appliquant une charge à équidistance des deux appuis. L'étude bibliographique de ce travail permet d'accéder aux différentes études où les auteurs utilisent ce type d'essai sur les matériaux bitumineux (sur bitume comme sur enrobé bitumineux [67]).

Un facteur essentiel dans le choix de l'essai de type SENB est que la taille de la poutre permet d'avoir un ligament important, i.e. zone de propagation de fissure importante. Un autre facteur important dans le choix de l'essai SENB est la possibilité de provoquer la rupture en mode mixte. La configuration de l'essai SENB classique peut être facilement modifiée pour tester le matériau en mode mixte (mode I et mode II) par simple compensation de l'entaille initiale de la ligne médiane de la poutre. La rupture en mode mixte peut être importante pour l'analyse des chaussées en matériau bitumineux puisque le chargement critique apparaît plus souvent par une combinaison du chargement thermique (tension) et du chargement sous les roues des véhicules (tension par flexion et par cisaillement). Ainsi, la capacité de l'essai en mode mixte est souhaitable pour les études des chaussées et sera étudiée dans les futures recherches [68]. Les essais de fatigue des matériaux bitumineux réalisés sur éprouvettes prismatiques induisent une perte de rigidité combinée à une extension significative des éprouvettes au début de l'essai pour de forts niveaux de sollicitation. Ce travail

présente le développement d'une loi de comportement viscoélastique avec endommagement pour les matériaux bitumineux, basée sur l'observation des essais de rupture directe sur film de bitume. Par conséquent, l'allongement du mélange bitumineux est un moyen de quantifier le niveau d'endommagement du matériau.

### 3.5.2.2 Calcul de $K_{1c}$

En considérant un comportement élastique linéaire, la ténacité  $K_{1c}$  ( $N.m^{-3/2}$ ) est déterminée à partir des dimensions de l'éprouvette et de la charge à la rupture PQ:

$$K_{1c} = \frac{P_Q S}{BW^{\frac{3}{2}}} \left[ \frac{3 \left(\frac{a}{W}\right)^{\frac{1}{2}} \left[ 1.99 - \frac{a}{W} \left(1 - \frac{a}{W}\right) \left( 2.15 - 3.93 \frac{a}{W} + 2.7 \left(\frac{a}{W}\right)^2 \right) \right]}{2 \left(1 + 2 \frac{a}{W}\right) \left(1 - \frac{a}{W}\right)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (3.14)$$

où  $a$  représenté la taille de l'entaille ( $a$  varié en fonction de la préfissure étudié),  $B$  (12,5 mm) l'épaisseur de l'éprouvette,  $W$  (19.5 cm) la hauteur de l'éprouvette, et  $S$  (80 cm) l'entraxe.

La ténacité  $K_{1c}$  ( $N.m^{-3/2}$ ) peut également être calculée à partir de l'équation 3.14 réécrite suivante :

$$K_{1c} = \frac{P_Q}{BW^{1/2}} * f \quad (3.15)$$

avec  $f$  un facteur d'étalonnage lié à la géométrie et  $P_Q$  la charge à la rupture.

Pour  $0 < \alpha = \frac{a}{W} < 1$  et  $\frac{a}{W} = 1$ , on a :

$$f = 6 \alpha^{1/2} \frac{1.99 - \alpha (1 - \alpha) (2.15 - 3.93 \alpha + 2.7 \alpha^2)}{(1 + 2 \alpha) (1 - \alpha)^{3/2}} \quad (3.16)$$

### 3.5.2.3 Calcul de $G_{1c}$

Dans le cas d'un matériau élastique linéaire fragile, la courbe charge-déplacement est un diagramme linéaire comportant une chute brutale de la charge au moment où la fissure commence à se propager, comme suit :

Figure 3.28 : Courbe charge-déplacement pour un matériau élastique linéaire.

Trois formules permettent de calculer l'énergie de rupture  $G_{1c}$ :

$$G_{1c} = \frac{U}{B W \Phi} \quad (3.17)$$

avec  $U$  l'énergie élastique stockée récupérable avant rupture,  $k(a)$  la rigidité du barreau avec une préentaille  $a$ , et  $\Phi$  donné par l'équation 3.18 :

$$\Phi = - \frac{k}{\frac{dk}{d\left(\frac{a}{W}\right)}} \quad (3.18)$$

A partir de la Figure 3.28 , on montre facilement que  $U = \frac{1}{2}(PQ)^2/k(a)$ .

$\Phi$  est appelé facteur d'étalonnage du taux de restitution d'énergie et se trouve tabulé dans des abaques en fonction de la géométrie de l'éprouvette uniquement (norme ISO 13586 pour les plastiques). Dans notre cas,  $S/W = 4$  et  $a/W = 0,2$  (idem pour l'essai de Hesp et al. [69, 70, 71, 72, 73, 74, 75] ou de Champion-Lapalu [76, 77, 78]).

### 3.5.2.4 Application numérique

Un essai de flexion trois points a été réalisés et simulé numériquement au moyen du modèle intégré dans ABAQUS.

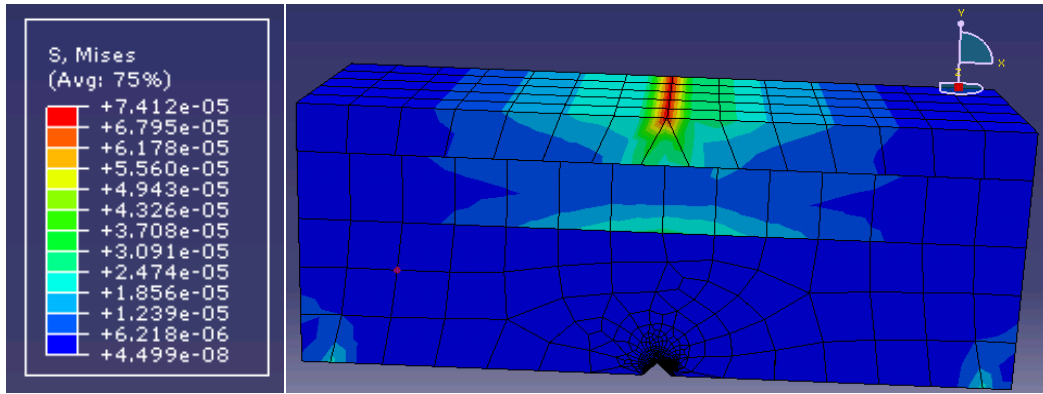
La figure 3.29 présente l'influence du paramètre  $\alpha = a/W$  qui quantifie la diffusion de l'endommagement en un point sur son voisinage. Les valeurs choisies pour le paramètre  $\alpha$  sont représenté dans le tableau suivant.

$\alpha = a/W$	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45
$f(a/W)$	3,39	4,70	6,09	7,93	10,65	15,09	23,40	43,21	123,30
$\Phi(a/W)$	0,857	0,526	0,391	0,307	0,246	0,195	0,145	0,096	0,049

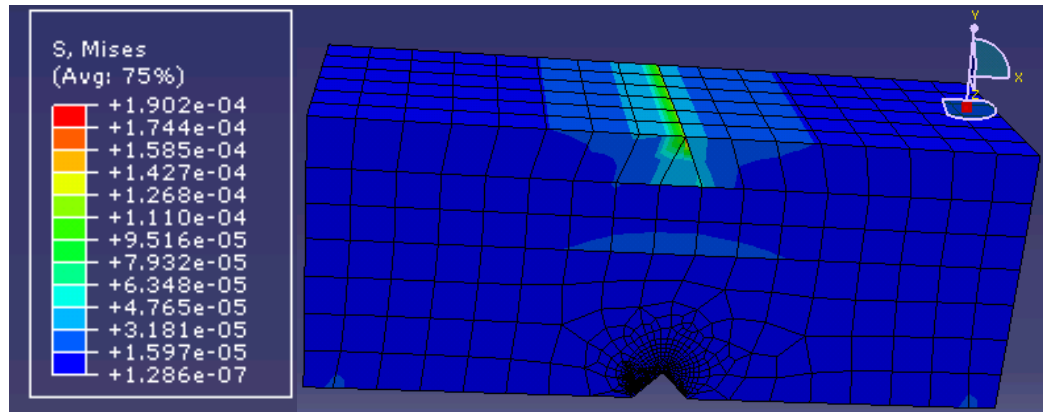
**Tableau 3.11 : Facteurs d'étalonnage  $f$  et  $\Phi$**

Les travaux de recherche de (Olard et Di Benedetto, 2004) [79] mettent en évidence que la température et la vitesse de chargement n'ont pas d'influence notable sur la ténacité  $K_{1c}$  des bitumes 50/70.

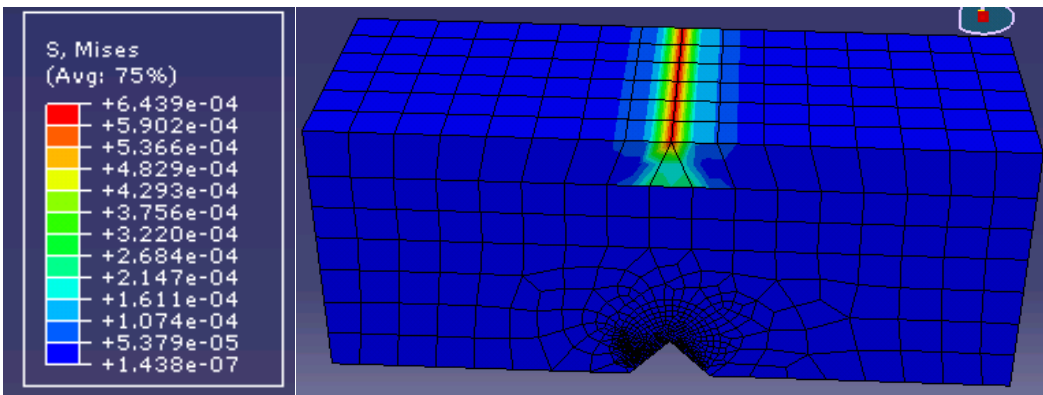
La réponse des champs d'endommagement obtenus pour un déplacement imposé  $u = 6.10^{-4}$  m et pour les différentes valeurs de  $\alpha$  sont présentés sur la figure 3.27.



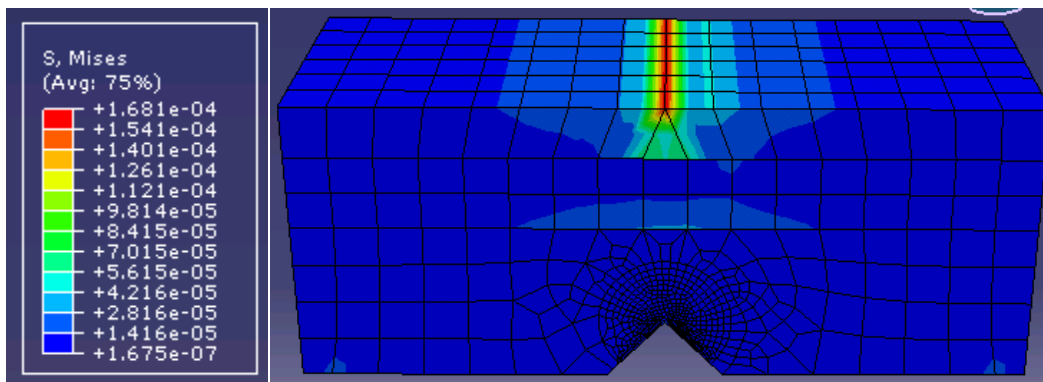
$\alpha = 0,05$



$\alpha = 0,1$

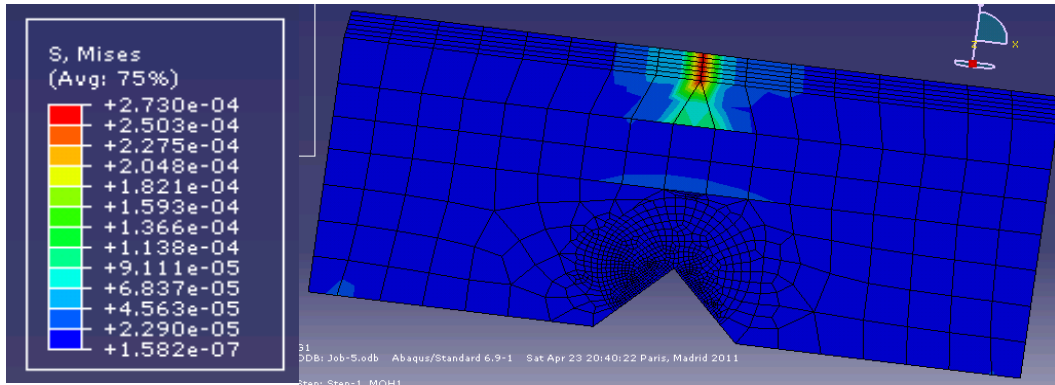


$\alpha = 0,15$

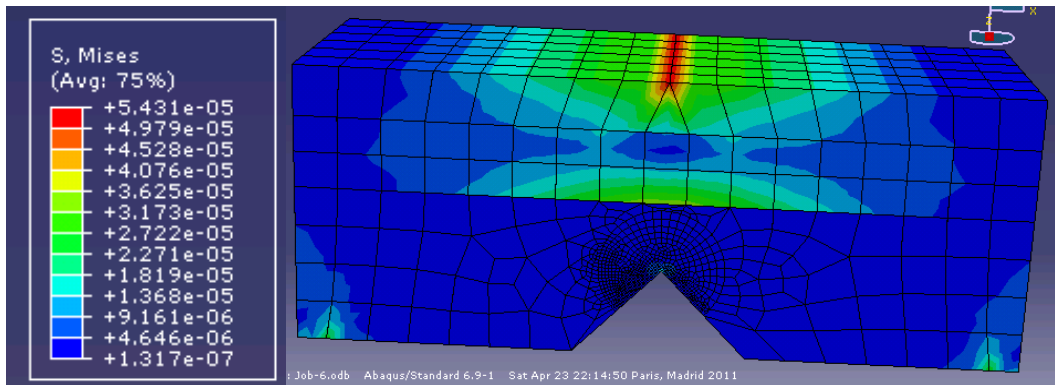


$\alpha = 0,2$

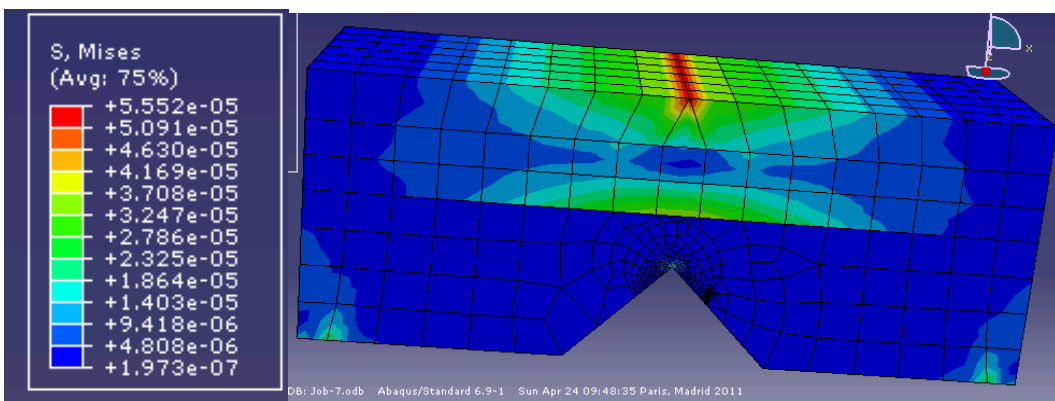




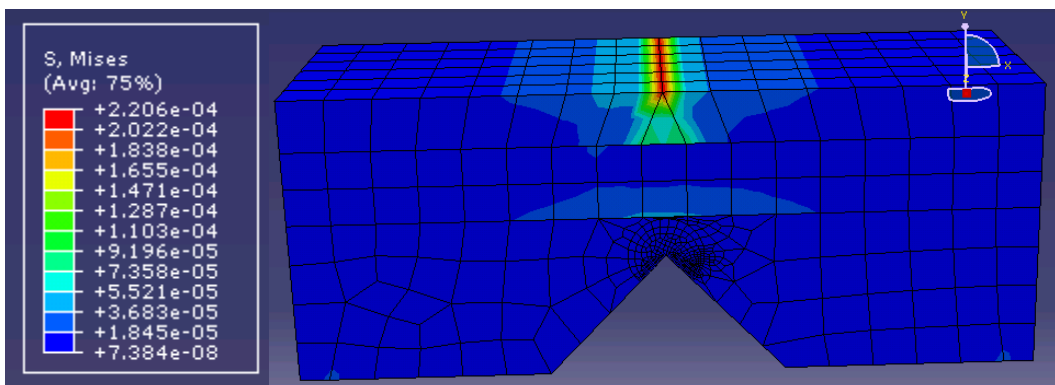
$\alpha = 0,25$



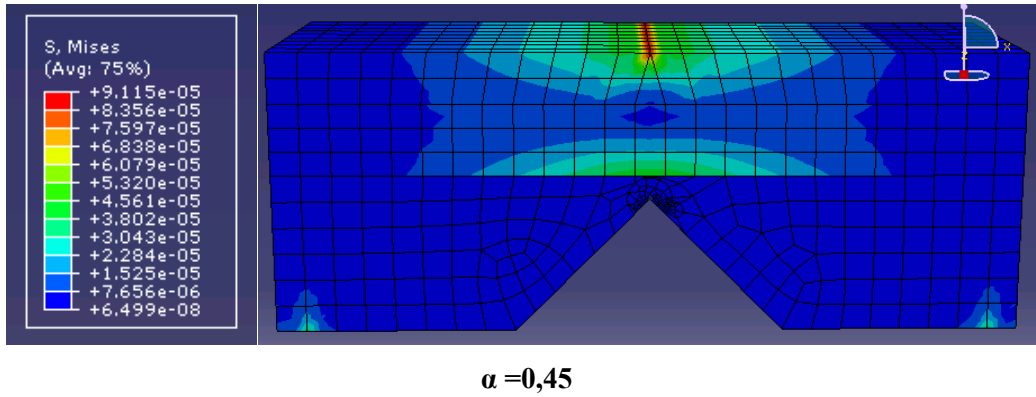
$\alpha = 0,3$



$\alpha = 0,35$

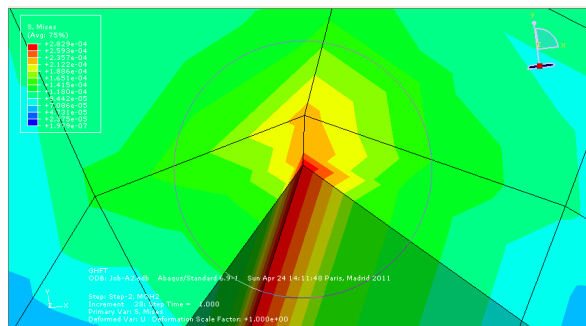


$\alpha = 0,4$



**Figure 3.29: Champs d'endommagement pour un déplacement imposé  $u=6.10^{-4}$  m et pour différentes valeurs de  $\alpha$ . L'échelle de couleur est identique pour toutes les images.**

Il apparaît que les valeurs de  $\alpha$  les plus élevées conduisent d'une part à une augmentation de la contrainte maximale sur les courbes contrainte/déplacement (Figure 3.30) et d'autre part à une répartition l'endommagement sur un volume plus grand ainsi qu'à une diminution de l'endommagement au voisinage du point d'application de l'effort. Le paramètre  $\alpha$  impacte donc clairement l'intensité locale et la diffusion de l'endommagement (une valeur élevée de  $\alpha$  permettrait une meilleure répartition de l'endommagement, réduisant l'aspect fragile du matériau).



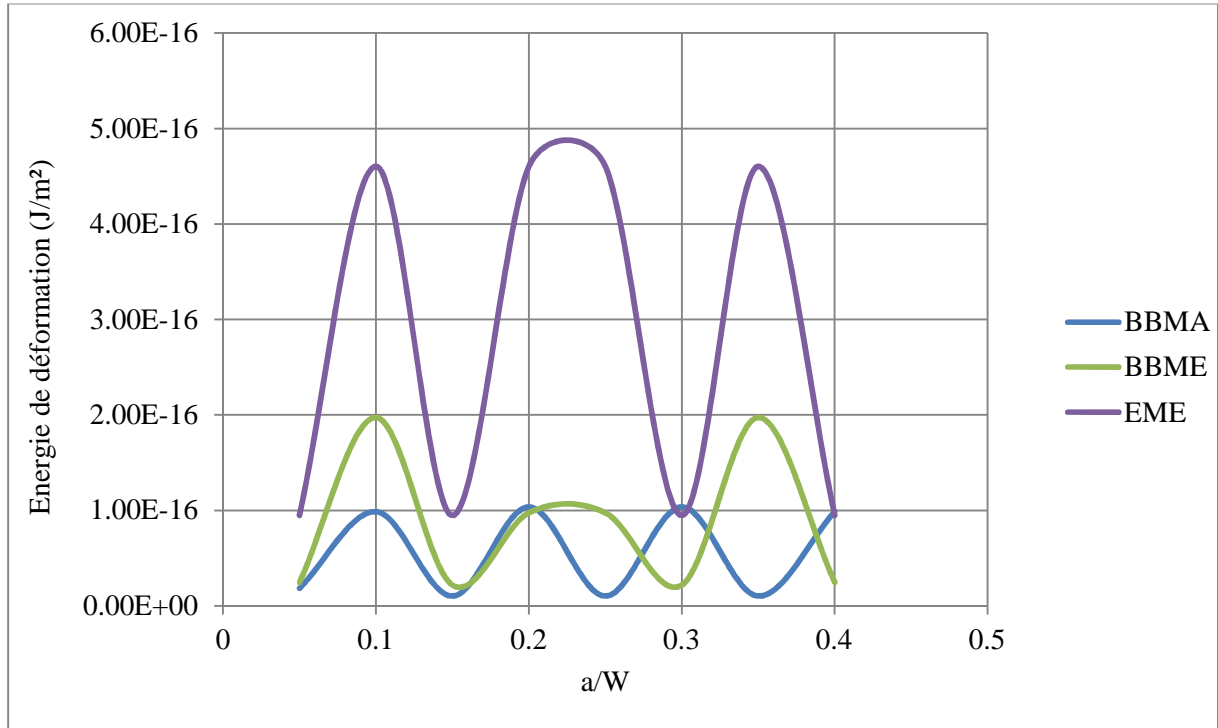
**Figure 3.30 : L'endommagement au voisinage du point rupture**

Il apparaît que :

- plus le seuil initial d'endommagement est petit, plus la contrainte maximale est grande. Il faut donc fournir plus d'énergie pour que l'endommagement démarre,
- une augmentation de la valeur de  $W$  conduit à l'obtention d'une contrainte maximale plus élevée et tend donc à ralentir l'évolution de l'endommagement dans le matériau.

L'analyse de l'influence de ces deux paramètres sur la réponse en flexion 3 point de la poutre en béton bitumineux est conforme avec la signification physique supposée de ces grandeurs.

Les enrobés bitumineux à module élevées 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.



**Figure 3.31 : Variation d'énergie de déformation en fonction du coefficient a/w**

Nous observons que lorsque la fissure se propage de la couche de roulement moins ductile vers une couche de base plus ductile traversant une couche intermédiaire de liaison, les contraintes dans la direction de la profondeur croissent avec la longueur de la fissure.

En ce qui concerne l'influence du coefficient  $a/W$ , nous constatons que pour un rapport  $a/W > 0.05$ , le coefficient  $a/W$  influence d'une manière sinusoïdale sur la variation du taux d'énergie restituable, son effet apparaît lorsque la taille de la fissure devient plus de 2 cm.

Pour les différentes valeurs de pré-fissuration, les caractéristiques de l'échantillon testé évoluent en fonction de temps. Le module de rigidité de l'éprouvette diminue par les dommages de fatigue. L'angle de phase augmente avec l'évolution de la viscosité du matériau et également l'énergie dissipée qui augmente ou diminue selon l'état de contrainte et de déformation dans l'échantillon.

Ainsi que plus le matériau ne devient moins ductile, plus l'intensité des contraintes en points de fissure diminuent. Ce comportement est confirmé par la figure 3.30, et par les résultats de la figure 3.32 ; en effet, la contrainte en surface de la couche de roulement (BBMA) et qui provoque la

déformation permanente de l'orniérage et qui augmente aussi lorsque la fissure tend vers la couche de liaison (BBME).

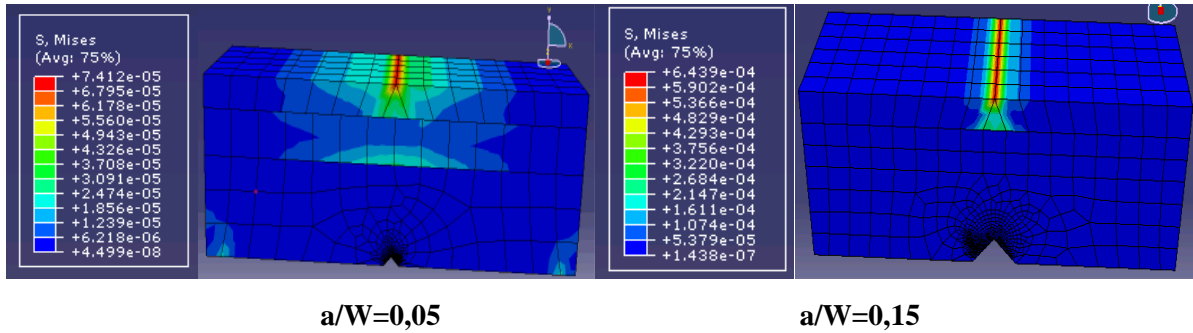


Figure 3.32 : Contour des contraintes équivalentes pour différentes  $a/w$

Cette loi de propagation des fissures permet de retrouver la courbe de diminution de raideur de l'éprouvette au cours des essais de fatigue en flexion, la modélisation effectuée prenant également en compte les effets de chargement et épaisseur de la couche de base avec l'hypothèse que toute la chute initiale de module est entièrement due à l'augmentation de l'entaille de la fissure comme le montre la figure suivante.

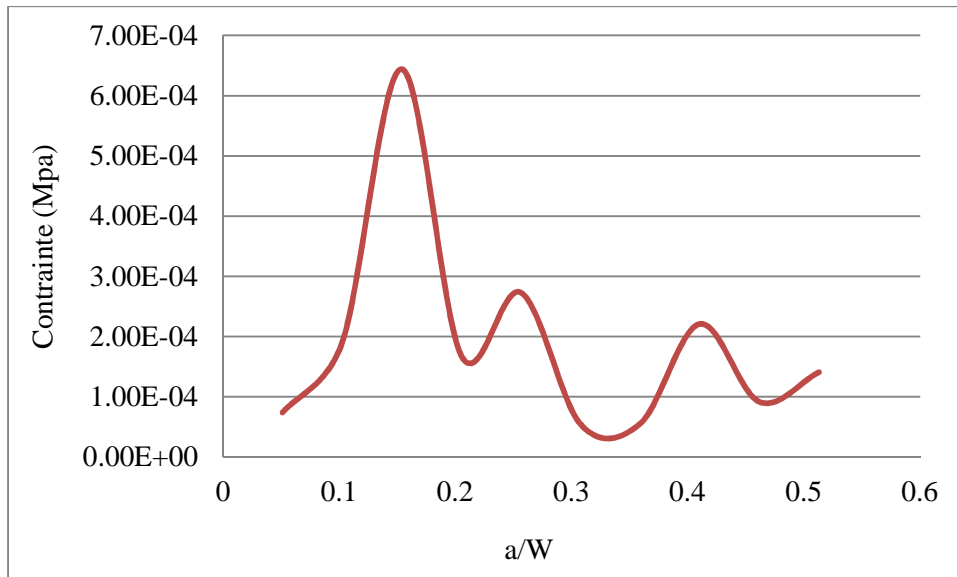
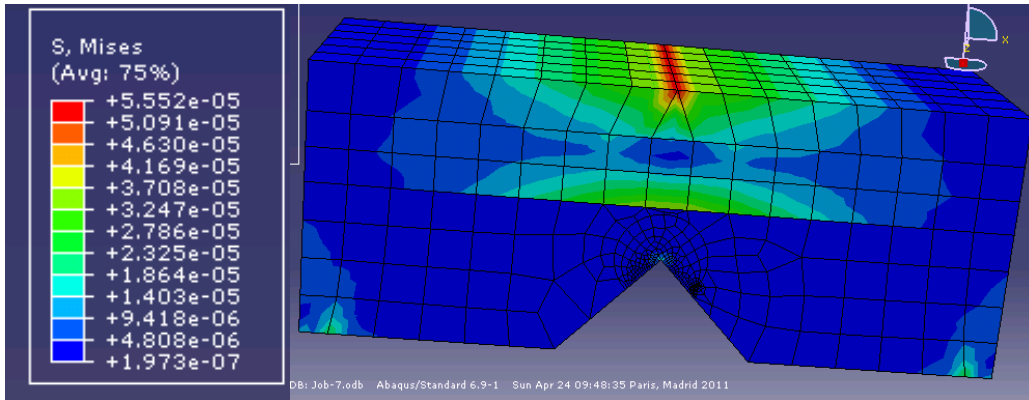


Figure 3.33 : Variation de la contrainte en fonction du rapport  $a/W$

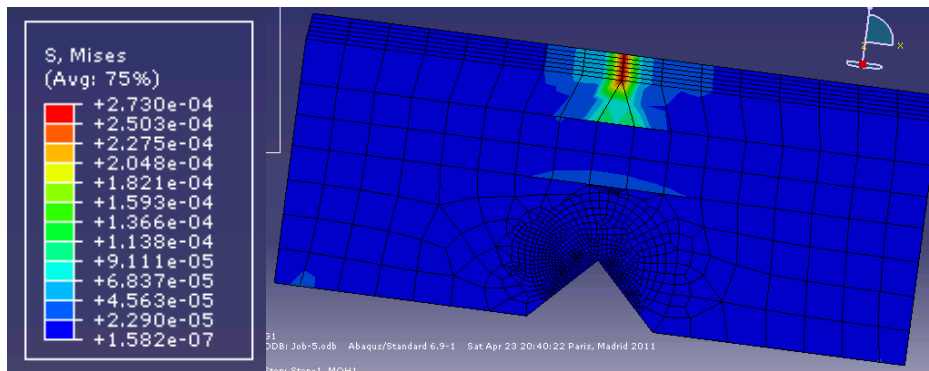
Les résultats de cette analyse, montre que les intensités de contraintes en surface de la couche de roulement augmentent en fonction de la longueur des fissure ou elle atteint leur maximum pour

$a/W=0,15$  et à partir de ce rapport elles chutent. Cette diminution peut être due à l'interaction des champs des contraintes entre les deux couches de surface (la couche de roulement et la couche de liaison) comme présente la figure suivante.



**Figure 3.34 : L'intensité des contraintes équivalentes pour  $a/w=0,35$**

En effet, un matériau à propriétés de ductilité élevées ( $a/w=0,25$ ), conduit à la diminution des contraintes au voisinage de l'interface représenté dans la figure 3.35.

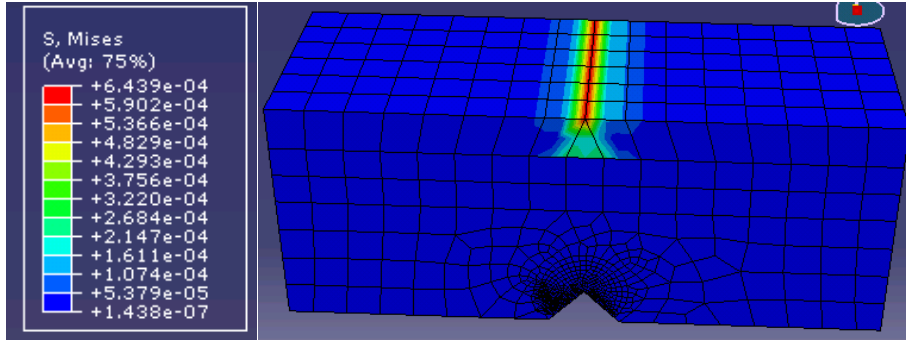


**Figure 3.35 : L'intensité des contraintes équivalentes pour  $a/w=0,25$**

Nous notons au voisinage de l'interface une diminution de l'ordre de 21% entre les intensités de contrainte pour  $a/w=0,35$  et  $a/w=0,25$  ; cette différence diminue au fur et à mesure que la taille de la fissure augmente. Les contours des contraintes équivalentes de Von Mises, pour les deux longueurs des fissures ( $a/W=0,35$  et  $a/W=0,25$ ) montre que la contrainte équivalente au niveau de la couche de roulement dépasse largement les contraintes équivalentes au niveau de la couche de liaison et la couche de base. Une forte concentration de contraintes est localisée en surface et au niveau de l'interface entre la couche de liaison et la couche de base. Ce phénomène n'est observé que pour une

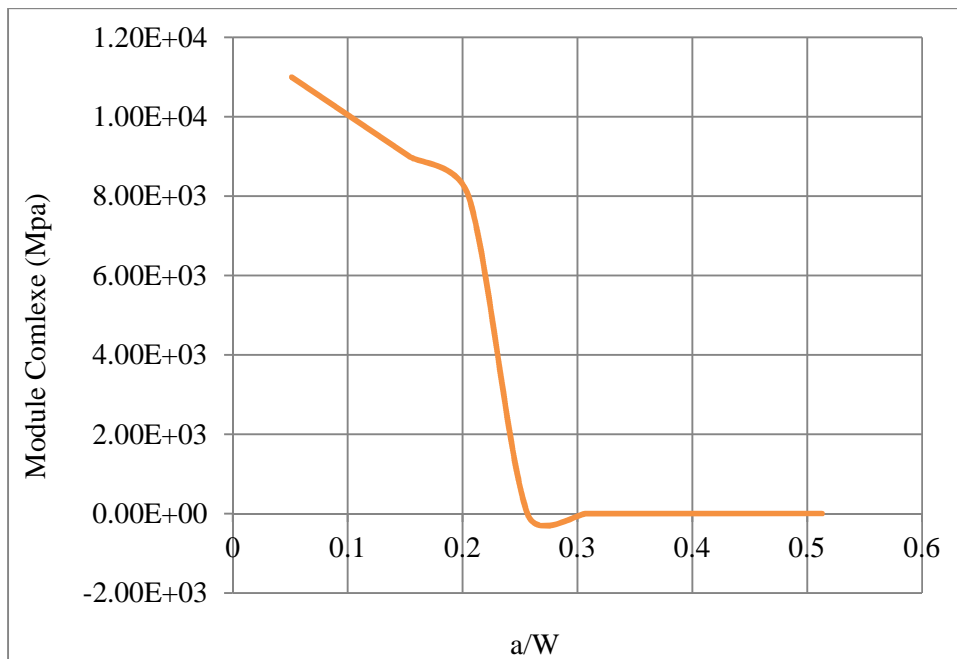
couche de base qui fait 11cm, ou l'intensité des champs de déformation augmente et l'énergie dissipée sous forme déformation viscoélastique devient importante. Lorsque le rapport  $a/w$  diminue.

Ainsi, d'une part, le niveau des contraintes en surface diminue et d'autre part, la concentration de contrainte observée au niveau de l'interface disparaît complètement. Comme montre la figure suivante qui présente la variation du rapport contrainte équivalente de Von Mises sur la limite viscoélastique pour un rapport  $a/w=0,15$ .



**Figure 3.36 : La concentration des contraintes au niveau de la couche de roulement  $a/w=0,15$**

Nous confirmons par ces résultats que l'endommagement crée une extension moyenne dans l'ensemble du matériau bitumineux lors de l'essai de flexion.



**Figure 3.37 : La loi d'évolution de dommage**

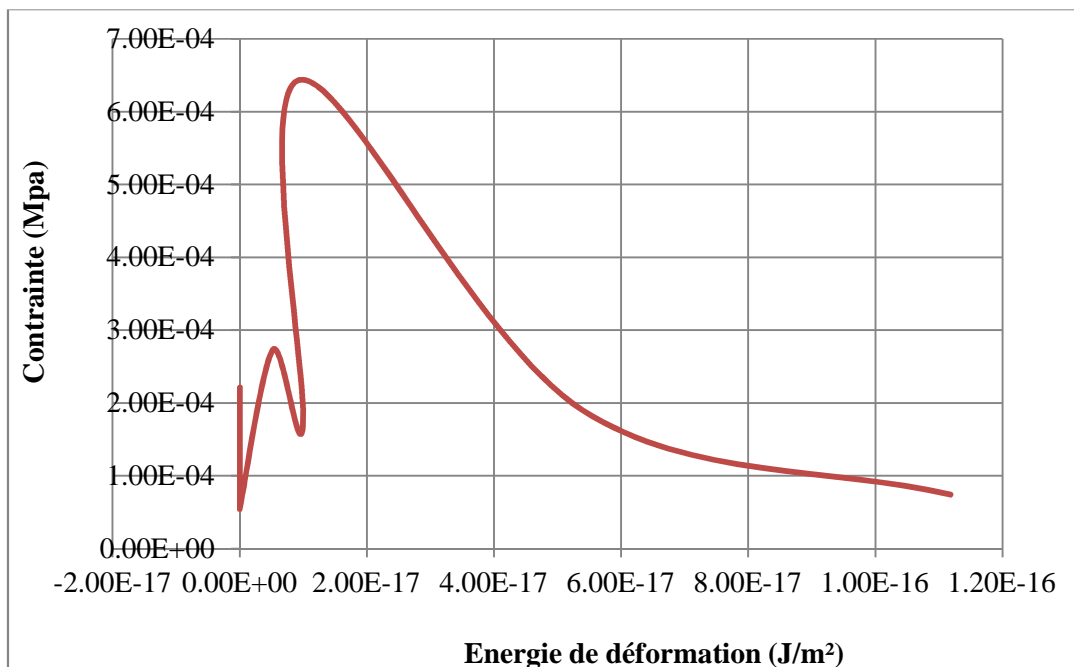
Les étapes d'élaboration de notre loi d'évolution de dommage sont validées :

- endommagement homogène en début d'essai dont le taux décroît rapidement ;
- évolution localement linéaire du dommage par la suite qui affaiblit en priorité les zones de plus forte sollicitation (couche de liaison et couche de roulement).

Ces effets sont plus marqués lorsque l'angle d'ouverture de la fissure croît ou l'énergie de rupture intra-faciale augmente rapidement. Elle atteint son maximum pour une orientation de chargement de  $90^\circ$ . Ceci peut être dû au fait que la fissure est sollicitée en mode d'ouverture (mode I pur) ; les champs de déformation et contraintes sont maximaux entraînant ainsi une augmentation du paramètre  $J$ . lorsque l'orientation de la fissure diminue se propage en mode mixte I+II ou le mode II domine le mode I [80]. Cette orientation conduit à une modification des champs de contrainte et de déformation pré du point de fissure.

Ces contraintes et déformations sont divisées à leur tour en contrainte et déformation d'ouverture et de cisaillement conduisant ainsi à une diminution de l'énergie de déformation. D'après les résultats illustrés sur la figure 3.37 les valeurs de l'énergie de déformation ne présentent pas un risque de rupture.

Les résultats de la figure suivante montrent aussi que l'augmentation de  $a/W$  conduit à la diminution de l'énergie de déformation et par conséquent l'augmentation de la taille de la zone plastifiée en surface (couche de roulement).



**Figure 3.38 : La relation entre l'énergie de déformation et la contrainte de Von Mises**

La contrainte équivalente de Von Mises est fortement liée à l'énergie de déformation. En effet, les valeurs les plus élevées de cette énergie sont obtenues pour les contraintes équivalentes les plus petites. L'augmentation de la contrainte entraîne un accroissement des déformations viscoélastiques en surface de la couche de roulement. Ceci conduit à la relaxation des contraintes ; cette relaxation des contraintes engendre une déformation d'orniérage importante en surface.

Une approche similaire est suivie par (Di Benedetto, 2002) [81]. Toutefois, les auteurs considèrent qu'il est nécessaire d'éliminer le début de la courbe de variation énergétique en fonction de la contrainte dans l'analyse de l'endommagement.

### 3.5.3 Analyse du comportement globale de la structure de chaussée étudiée

Durant les années récentes, les transports routiers, aussi bien pour les voyageurs que pour les marchandises, se sont beaucoup développés avec comme conséquence un trafic qui devient plus rapide et plus sûr. Plusieurs recherches ont été menées afin d'améliorer la vitesse de circulation, critère important dans le dimensionnement des voies. La variabilité des caractéristiques mécaniques des matériaux de chaussée étant considérée comme maintenue dans des limites relativement étroites pour les matériaux élaborés et mis en œuvre conformément aux normes et directives, les seuls facteurs pris en considération pour rendre compte de la variabilité de l'apparition et du développement des dégradations des chaussées sont les dispersions sur, d'une part, les résultats d'essais en fatigue et d'autre part, sur l'épaisseur des couches lors de l'exécution. [82, 83, 84, 85]

Actuellement on a recours de plus en plus à l'utilisation du bitume modifié ou amélioré. Ceci est justifié par les 3 raisons principales suivantes:

- ✚ Les bitumes modifiés sont largement utilisés dans le monde entier avec des résultats excellents et très bien documentés.
- ✚ Les bitumes modifiés sont préconisés pour les autoroutes à fort trafic et avec charges d'essieux importants car ils permettent d'augmenter la résistance à l'orniérage et à la fissuration tout en présentant une meilleure tenue à l'agressivité des conditions climatiques (précipitation et températures).
- ✚ L'utilisation des bitumes modifiés permet de réduire les coûts d'entretien et d'exploitation sur le long terme en raison des hautes performances et du prolongement de la durée de vie qu'ils confèrent aux chaussées. Ce dernier point est extrêmement important pour l'administration puisque les coûts de gestion de l'autoroute dans le long terme peuvent s'avérer extrêmement exorbitants si les techniques appropriées ne sont pas utilisées.

Dans la littérature les mélanges bitumineux sont considérés comme des matériaux homogènes, isotropes, viscoélastiques, linéaires et thermo-susceptible. Notons que la caractérisation de l'orniérage, non traitée ici, demande de caractériser le béton bitumineux par un comportement élasto-viscoplastique dans le cas de grandes déformations, à température élevée et vitesse lente de chargement.



Cependant la mise en place des couches d'enrobé crée un gradient de densité selon la profondeur après compactage, et oriente de façon privilégiée les granulats.

De plus les travaux de Doubbaneh [86] montrent que des essais de traction/compression sur des éprouvettes cylindriques carottées suivant différentes orientations, présentent des écarts de 20% sur les résultats obtenus d'une orientation de prélèvement à l'autre.

Par conséquent les éprouvettes sont prélevées à cœur du matériau afin de se retrouver dans des conditions proches de l'hypothèse d'isotropie. Ainsi en laboratoire on s'efforce donc de réaliser des prélèvements et d'imposer des sollicitations qui correspondent à la direction de plus grande déformation.

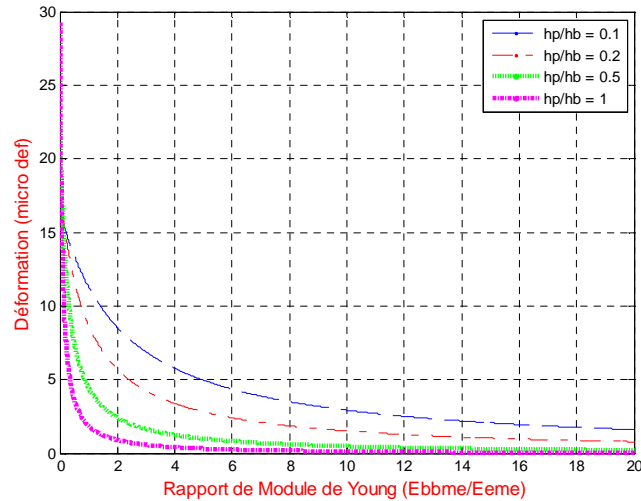
Les mesures de module des matériaux bitumineux sont pratiquées dans leur domaine linéaire. Ceci nécessite donc d'appliquer des "petites déformations" [87, 88]. L'hypothèse d'un comportement viscoélastique linéaire des enrobés bitumineux s'accompagne de la validité du principe de superposition de Boltzmann [89] : la réponse d'un matériau à une sollicitation composée d'un certain nombre de sollicitations élémentaires est la somme des réponses à chacune de ces sollicitations élémentaires [90].

La résistance mécanique des bétons bitumineux en traction reste inférieure au 1/10 de celle en compression. Différents types d'essais peuvent être entrepris pour caractériser le comportement de ce matériau sous sollicitations de traction. Cependant cette technique reste d'une mise en place lourde et nécessite un appareillage spécifique tant au niveau de la presse que de l'éprouvette.

Le niveau de la contrainte normale dans la couche peut être différent selon la position de la surface neutre de la poutre (Figure 3.39). En flexion pure, la contrainte normale  $\sigma$  et la déformation normale  $\epsilon$  dans la direction  $x$ .

**Figure 3.39 : Section et distribution normale de contrainte  
(avec le rapport élevé de module de Young)**

La variation de la déformation moyenne dans la couche du BBME en fonction du rapport de rigidité, pour quatre rapports différents d'épaisseur est montrée sur la figure 3.40.

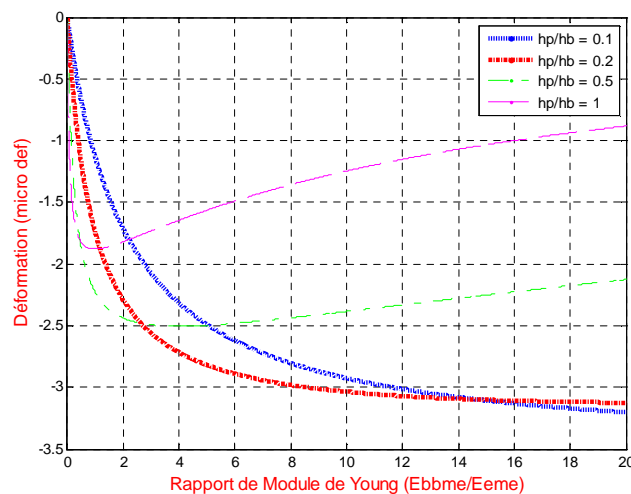


**Figure 3.40 : Variation de la déformation moyenne de la couche de surface (BBME) en fonction des rapports de rigidité (par rapport à la fibre moyenne) [91]**

Notons, à partir de cette figure que nous avons obtenu la même configuration de la courbe de variation de la déformation en fonction du rapport du module de Young et ceci pour les différents rapports d'épaisseur. Nous remarquons, aussi, que plus le rapport de rigidité  $n$  est important plus les déformations deviennent plus faibles ce qui signifie que pour des modules de rigidité de la couche de surface importants (par rapport à la couche de base) la distribution du chargement du au trafic vers le corps de chaussée est meilleure et on aura une faible déformation des couches bitumineuses.

De plus, on remarque que pour des épaisseurs de couche de base importantes, la déformation au niveau de cette dernière (BBME) devient plus importante ce qui confirme l'influence du rapport d'épaisseur sur le comportement en déformation du corps de chaussée.

La variation de la déformation moyenne dans la couche de base (EME2) en fonction du rapport de rigidité, pour quatre rapports différents d'épaisseur est représentée sur la figure 3.41.



**Figure 3.41 : Variation de la déformation moyenne de la couche de base (EME2) en fonction des rapports de rigidité(par rapport à la fibre moyenne) [91]**

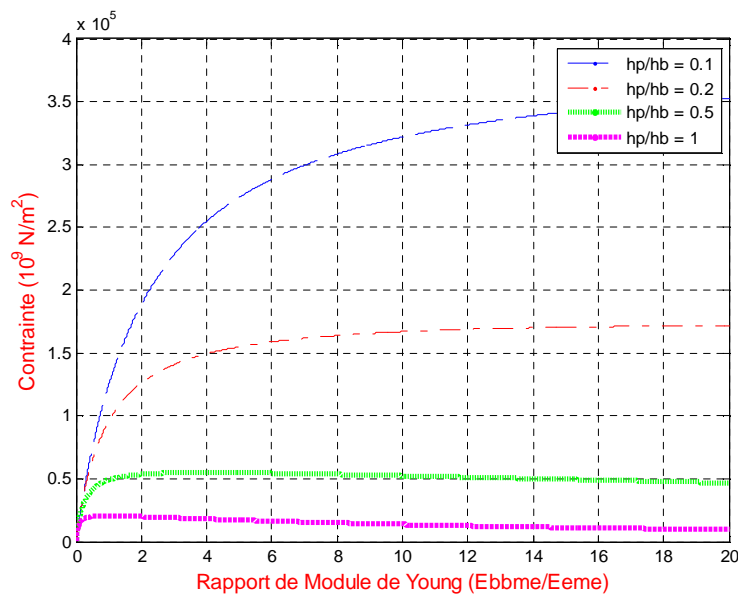
De cette figure, on remarque que les déformations sont de signe opposé par rapport à la couche de surface, justifiant ainsi l'équilibre, au niveau de la couche de base, des déformations transmises de la couche de surface.

Nous remarquons aussi que, si l'épaisseur de la couche de surface est comprise entre 0,5 et 1 par rapport à la couche de base nous avons une distribution homogène et uniforme pour les différents rapports de rigidité. Par contre si l'épaisseur de la couche de surface est faible par rapport à la couche de base nous avons un changement de signe de déformation au niveau de la couche de EME2, ce qui signifie que la distribution d'effort entre les couches de surface et de base est très importante.

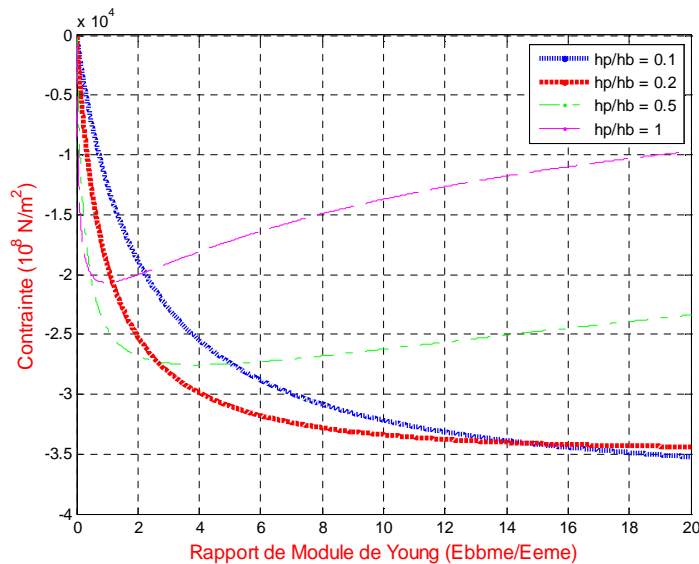
Les figures 3.40 et 3.41 montrent que les déformations dans les couches de base et de surface ont des signes opposés, et quand  $n$  n'est pas trop grand, la déformation moyenne au niveau de la couche de surface est beaucoup plus grande que celle de la couche de base.

L'interface couche de surface-couche de base est aussi une zone sensible car elle est souvent soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal et les centimètres supérieurs de l'assise traitées sont souvent de faible résistance.

Les figures 3.42 et 3.43 suivantes représentent la variation des contraintes moyennes des couches de surface et de base en fonction des rapports de rigidité pour quatre rapports d'épaisseur.



**Figure 3.42 : Variation de la contrainte moyenne au niveau de la couche de surface en fonction des rapports de rigidité (par rapport à la fibre moyenne) [94]**



**Figure 3.43 : Variation de la contrainte moyenne au niveau de la couche de base en fonction des rapports de rigidité [94]**

La figure 3.42 montre que les contraintes au niveau de la couche de surface varient de façon croissante en fonction des rapports de rigidité. Cette variation est plus importante pour les faibles rapports d'épaisseur, par contre si le rapport d'épaisseur entre les deux couches dépasse la moitié, la distribution des contraintes tend vers zéro. Ce qui confirme les résultats obtenus dans la figure 3.43 pour la distribution des déformations dans la couche de base.

La figure 3.42 représente la même distribution obtenue dans la figure 3.43, donc on a une distribution linéaire du comportement entre les contraintes et les déformations au niveau de la couche de base ce qui signifie que la couche de base fournit à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic et répartit les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible.

L'amplitude de la partie en extension du signal de sollicitation est environ trois à quatre fois plus grande que celle correspondante à la partie en contraction. En outre, la résistance de l'enrobé bitumineux en traction est beaucoup plus faible que sa résistance en compression. L'endommagement par fatigue se fait donc principalement dans la phase de traction. La traction par flexion étant plus forte à la base de la chaussée (quand il s'agit des couches collées), l'amorce de la fissure doit se déclencher théoriquement à cet endroit.

La forme de ce chargement et le nombre de paramètres qui la définit (variation de température, de la charge, du trafic, de l'épaisseur des couches, de la portance du sol de fondation, des effets climatiques, le module de rigidité ...) soulignent les difficultés de la reproduction du chargement réel. La transmission des contraintes et des déplacements entre la couche de base et la couche de surface dépend fondamentalement du comportement mécanique des deux couches, ainsi que le comportement

des deux couches au niveau d'interface. Du point de vue structurel, c'est une information indispensable pour la conception des chaussées.

S'ils sont utilisés sur des couches support en bonne condition structurelle, les enrobés à module élevé ne présentent aucun dommage dû à la fatigue et ceci est dû à l'équilibre entre la distribution des déformations entre les couches de base et de surface, et par suite à la distribution des contraintes au niveau de ces deux couches.

### **3.5.4 Interprétation du comportement en rupture des fissures de la chaussée**

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).

Les chaussées souples sont des matériaux multicouches composées de différents matériaux. Ce type de structures conduit à un comportement complexe, car les différentes couches peuvent présenter un comportement dépendant ou indépendant du temps, réversible ou irréversible, et dépendant ou indépendant de la température. Une étude fine de ce comportement nécessite le développement d'un modèle numérique qui peut reproduire la structure de la chaussée et le comportement de ces différents matériaux.

Ces comportements sont intégrés dans la réponse d'un essai de fatigue ce qui rend complexe les interprétations expérimentales et la démarche de modélisation du comportement non linéaire. De nombreux essais de fatigue existent pour les enrobés bitumineux. On peut citer les essais de flexion 2, 3 ou 4 points, ceux de traction-compression, ceux de cisaillement...

Le propos de ce travail est de proposer une modélisation en flexion 3 points du comportement en ruptures des fissures permettant de prendre en compte les paramètres morphologiques et mécaniques des différents constituants qui composent le corps de chaussées de l'autoroute Algérienne est-ouest. Ainsi consiste à présenter un modèle rhéologique pour la modélisation des matériaux bitumineux à module élevé en petites déformations dans le domaine viscoélastique non linéaire (VENL) et de l'intégrer dans l'outil de calcul de structure par éléments finis ABAQUS simulant l'essai de flexion 3 points à vitesse de déformation constante.

Dans cette étude nous apportons de nouveaux éléments d'interprétation et d'identification de ces phénomènes impliqués dans l'essai de fatigue en flexion des mélanges bitumineux.

Notre démarche repose sur l'interprétation de l'allongement vertical significatif des éprouvettes trapézoïdales (Flexion 2 points) pour déterminer les modules complexes  $E^*$  et utilisé pour d'autre essai de fatigue (Flexion 3 points), phénomène que l'on retrouve aussi pour d'autres types d'essai.

L'agression du trafic routier sur les chaussées implique plusieurs phénomènes qui provoquent à terme la ruine de la structure : l'orniérage, la fatigue et la fissuration. Les essais en laboratoire permettent de dimensionner les différents matériaux vis-à-vis de ces phénomènes pour optimiser la durée de vie des chaussées en fonction du trafic et des conditions climatiques. Cependant le lien entre les résultats in situ et ceux obtenus en laboratoire n'est pas bien défini [96] et la connaissance même des phénomènes mis en jeu dans les essais de laboratoire est insuffisante.

Notre modélisation visco-élastique avec endommagement permet d'expliquer :

- l'extension moyenne des éprouvettes d'enrobé en début des essais de fatigue en flexion à force imposée de 13 Tonnes (pression de contact) ;
- la perte de module de rigidité pour les différentes phases de l'essai, due à l'action combinée de l'augmentation de l'entaille au niveau de la couche de base et à l'endommagement au sein du matériau. Ainsi que l'accroissement de la taille de la déformation conduit à une augmentation de l'intégrale J dont l'importance dépend du rapport de  $a/w$ . Cette intégrale croît avec l'augmentation de ce dernier. Cet effet est plus marqué pour des rapports  $< 0,15$  ; les valeurs de l'intégrale J sont quasiment constantes, l'effet de la fissure sur la variation du paramètre J apparaît lorsque la contrainte dépasse  $6.44 \cdot 10^{-4}$  MPa.

Il existe donc une taille critique de la fissure ( $a/w=0,15$ ) au-delà de laquelle l'intégrale J augmente fortement. Ceci montre nettement que pour une telle déformation, la fissure peut se propager plus facilement. Cette propagation peut entraîner la rupture brutale de la jonction.

Chacune des différentes approches présentées précédemment apporte des éléments partiels d'explication de la fatigue des enrobés à module élevées au travers de la perte de module en cours d'essai :

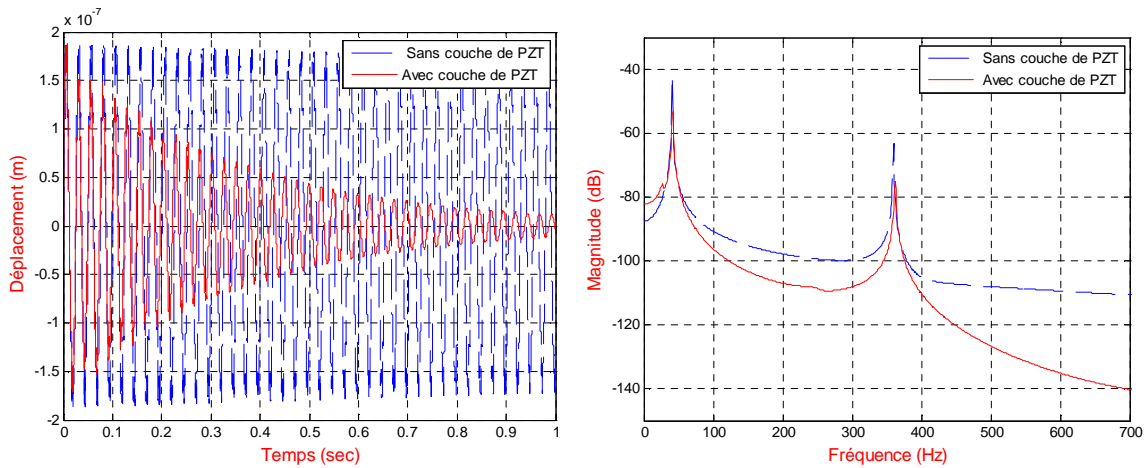
- la dissipation de l'énergie due au caractère visqueux du matériau qui entraîne l'échauffement du matériau et elle est responsable en partie de la chute de module initiale. Mais ce phénomène ne semble pas lié à la rupture de façon explicite ;
- la mécanique de la rupture ne permet pas d'interpréter facilement le début la première partie de la courbe de fatigue, mais elle en explique la décroissance finale ;
- la mécanique de l'endommagement qui montre l'incidence de la microfissuration diffuse du matériau sur sa perte de rigidité.

Ces modélisations telles qu'elles sont faites ne permettent pas de rendre compte de l'allongement vertical des éprouvettes pour l'essai en flexion trois points.

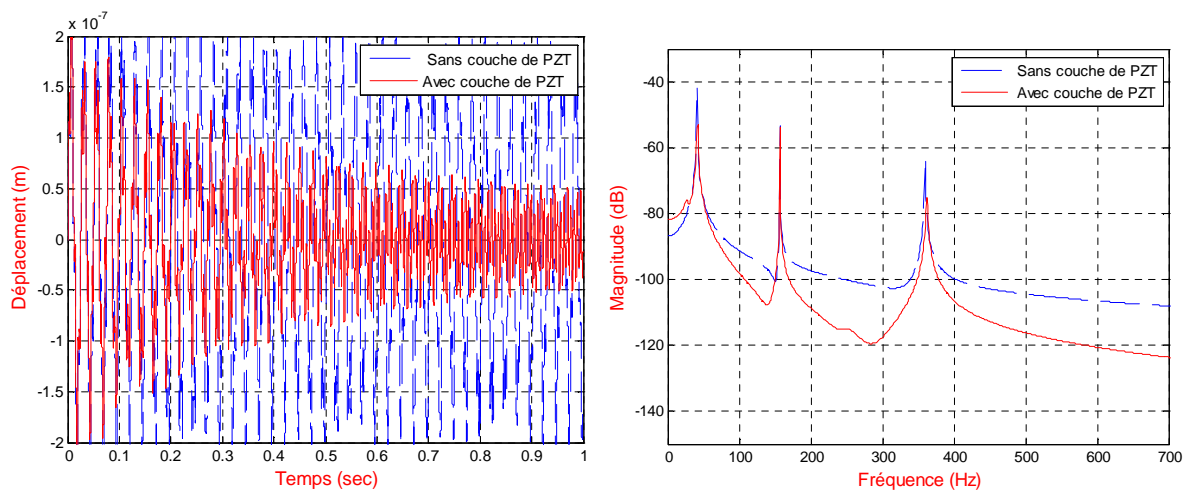
### 3.5.5 Contrôle vibratoire à l'aide d'une couche piézoélectrique

Dans la littérature, les durées de vie sont généralement présentées en utilisant la courbe de WÖHLER en échelle logarithmique. Dans cette présentation, le logarithme des valeurs des durées de vie est présenté en fonction du logarithme du déplacement d'une poutre sans couche de contrôle et une poutre avec une couche de contrôle vibratoire (PZT).

Dans les essais en mode de déformation, l'amplitude de la déformation est maintenue constante durant l'essai et c'est l'amplitude de la contrainte qui diminue constamment et jusqu'à la rupture. En revanche, dans les essais conduits en mode de contrainte, l'amplitude de contrainte est maintenue constante et c'est la déformation qui augmente pendant l'essai et jusqu'à la rupture de la poutre. La figure 3.44 et 3.45 présente la forme des signaux d'entrée ainsi que la réponse du matériau à la sollicitation.



**Figure 3.44 : La réponse en fréquence de déplacement transversal de la poutre mesuré à  $x = L$  et  $x_d = 0$  avec une couche de PZT attachée au milieu du la poutre [95]**



**Figure 3.45 : La réponse en fréquence de déplacement transversal de la poutre mesuré à  $x = 0$  et  $x_d = 0$  avec une couche de PZT attachée au milieu du la poutre [95]**

La figure 3.44 montre un exemple de la forme des courbes souvent rencontrées dans la littérature pour les deux modes de sollicitation. Pour les mêmes conditions initiales d'essai (même température, même fréquence, même déformation initiale et même contrainte initiale), la durée de vie en fatigue à contrainte constante est plus courte que celle à déformation constante. Il est accepté que les essais conduits en mode de contrainte soient plus sévères que ceux effectués en mode de déformation.

L'utilisation de la déformation ou de la contrainte initiales pour comparer les valeurs des durées de vie pour les deux cas peut conduire à une sous-estimation ou une surestimation de la durée de vie.

Pour les deux cas (figure 3.44 et figure 3.45), la déformation initiale augmente pendant l'essai et jusqu'à la rupture de l'éprouvette. L'amplitude de déformation initiale ne représente en aucun cas la valeur de déformation qui a mené à la rupture. Cette valeur de déformation, qu'on peut appeler "la déformation effective de l'essai" est inconnue. Elle serait sûrement plus élevée que la déformation initiale de l'essai. Par conséquent, l'attribution de la durée de vie obtenue à la valeur de déformation initiale n'est pas correcte. Dans ce cas, nous sous-estimons la durée de vie obtenue et celle-ci serait inférieure à celle obtenue pour la même valeur de déformation initiale.

Les courbes présentées dans les figures 3.44 et 3.45 montrent que l'amplitude de déformation moyenne dans la poutre sans couche de contrôle est maintenue constante jusqu'à la fin de test en respectant la commande. En revanche, les amplitudes de déformation mesurées sur les poutres avec une couche de contrôle sont différentes.

L'amplitude mesurée pour  $x=0$  ( $x$  représente le point de contrôle) est plus élevée que celle pour  $x=L$  est plus faible.

La figure 3.44 présente l'évolution de l'amplitude de déformation en fonction du temps. Pour cet essai, la déformation est la réponse à la sollicitation en force. Au début, la déformation augmente très rapidement en raison de la chute du module. Par la suite, la déformation continue sa croissance avec une vitesse beaucoup plus modérée. A la fin, les différences entre les trois amplitudes de déformation augmentent considérablement, influencées par l'apparition des macros fissurations.

Ces courbes ont une grande importance car elles déterminent l'état d'homogénéité ou non homogénéité du champ de déformation dans l'échantillon au cours du test. Les valeurs de ces écarts doivent rester faibles pendant l'essai. Si l'écart de l'un des modes atteint une valeur importante, cela signifie que le champ de déformation est devenu non homogène et que l'essai n'est plus valable. Le critère de rejet a été fixé à un écart de  $\pm 25\%$ , au-delà de cette valeur, l'essai est exclu de l'analyse. Pour la figure 3.45, les écarts des trois extensomètres ont des valeurs relativement faibles au début de l'essai. À la fréquence de 400Hz, l'écart moyen des différentes modes atteint 3.75%, il est -10% pour le



premier et le deuxième mode et de 6.4% pour le troisième mode. Ces valeurs sont inférieures à 25%, ce qui rend possible l'analyse en termes d'endommagement de cet essai.

Avec l'avancement de l'essai, les écarts deviennent plus importants. Au-delà de 400Hz, l'état de déformation dans l'échantillon est considéré non-homogène avec la naissance des macros fissures. L'essai est désormais considéré dans la phase de rupture (phase III). L'écart entre les deux cas atteint la valeur limite de -25%. A la fin de l'essai, les écarts deviennent plus élevés.

### 3.6 Conclusion

La caractérisation des propriétés viscoélastiques des enrobés bitumineux nécessite des essais en laboratoire sous chargements répétés à différentes fréquences et températures. Ces essais sont complexes et fastidieux, mais essentiels pour comprendre le comportement rhéologique de ces matériaux.

Ainsi l'importance de développer une analyse sur le comportement en flexion des poutres est liée d'une part à l'utilisation des poutres comme élément de base dans la réalisation des structures, et d'autre part à la caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux stratifiés et des matériaux sandwichs. La détermination du comportement mécanique des matériaux de chaussées permet de calculer la distribution des contraintes et des déformations dans la chaussée nécessaire pour l'évaluation de l'épaisseur de la chaussée résistante à différents mécanismes d'endommagement, en fonction du climat et du trafic. La comparaison du comportement mécanique des matériaux permet de faire une sélection du type de matériaux et d'interventions en fonction de leur performance. De plus, la connaissance du comportement mécanique des matériaux permet d'élaborer des spécifications basées sur les propriétés physiques de ces matériaux (granulométrie, compacité, teneur en bitume, teneur en eau) et des critères de sélection du type d'intervention basés sur une analyse du coût du cycle de vie (construction neuve, réhabilitation, pavage longue durée).

Cette étude porte sur le comportement mécanique d'un matériau bitumineux quasi-compact. Elle a pour objectif le développement d'un modèle de comportement répondant aux exigences requises pour une exploitation industrielle. Les réponses expérimentales mettent en évidence un comportement comparable à celui des bétons, à savoir le caractère asymétrique (différence entre traction et compression). Seulement la contrainte normale est prise en considération, bien que pour les différentes couches, la distribution normale de la contrainte est linéaire et est calculée seulement en fonction de la profondeur de la poutre. En conséquence, la distribution d'effort dans la poutre n'est pas parfaitement linéaire mais linéaire par morceaux.

## Conclusions générales et perspectives

### Conclusions générales

L'agression du trafic routier sur les chaussées implique plusieurs phénomènes qui provoquent à terme la ruine de la structure : l'orniérage, la fatigue et la fissuration. Les essais en laboratoire permettent de dimensionner les différents matériaux vis-à-vis de ces phénomènes pour optimiser la durée de vie des chaussées en fonction du trafic et des conditions climatiques.

Dans cette étude nous apportons de nouveaux éléments d'interprétation et d'identification de ces phénomènes impliqués dans l'essai de fatigue en flexion des mélanges bitumineux.

Notre démarche repose sur l'interprétation de l'allongement vertical significatif des éprouvettes en cours d'essai de fatigue. L'étude expérimentale réalisée montre que l'endommagement concerne toute l'éprouvette, puisque l'extension verticale est mesurable. Il témoigne ainsi du caractère diffus du dommage dans le matériau.

Notre modélisation est qualitativement en accord avec l'ensemble des résultats expérimentaux effectués à déplacement imposé et force imposée, pour plusieurs niveaux de sollicitation, en ce qui concerne les essais pilotés en déplacement. Les résultats numériques sont quantitativement proches des essais pour de nombreuses conditions expérimentales.

Les simulations couplent endommagement et dissipation mécanique et expliquent de façon pertinente pour le début d'essai :

- ♣ la perte du module de rigidité de l'éprouvette ;
- ♣ l'évolution de l'amplitude et de la moyenne de l'extension verticale en tout point de l'enrobé.

Donc ce travail s'intéresse à l'analyse du comportement en rupture des fissures dans un milieu viscoélastique en statique et en fatigue des enrobés bitumineux constitué d'un liant et de granulats. La méthodologie utilisée pour analyser l'évolution de l'endommagement du matériau au cours des essais consiste :

- ♣ à élaborer des échantillons modèles permettant de discriminer les différents modes d'endommagement et des associés aux différentes structures de chaussées et conditions typiques en utilisant une analyse statistique multi variables.
- ♣ à appliquer cette analyse au enrobé au cours des essais statiques et de fatigues.
- ♣ à proposer une approche analytique pour décrire l'évolution de l'endommagement et le comportement en rupture des fissures au cours de la fatigue.
- ♣ enfin à proposer une modélisation basée sur une procédure itérative associée au calcul de structures par éléments finis et une répartition statistique de la contrainte à la rupture dans le volume pour analyser l'évolution de l'endommagement du matériau en fonction du niveau de chargement et du nombre de cycles.

La technique d'analyse ont été utilisée dans le but de localiser et caractériser les différents mécanismes d'endommagement dans les enrobés bitumineux au cours des essais statiques et de fatigue dans le cas de la flexion 3-points. En effet, peu d'informations en termes de processus d'endommagement existent sur ce type de matériau, Le comportement en fatigue cyclique a été analysé dans le cas de la flexion trois points en contrôlant le signal force avec un rapport de chargement nul et pour plusieurs niveaux de chargement. Les résultats obtenus montrent que l'évolution de la rigidité en fonction du nombre de cycles, Une description du comportement du matériau sous chargement cyclique, basée sur l'interpolation par des fonctions empiriques simples de quelques résultats d'essais, a été développée. Cette approche permet de prédire la durée de vie en fatigue du matériau en évitant les essais systématiques ou tout au moins en réduisant considérablement leur nombre.

## Perspectives

La modélisation établie ici et la pertinence des résultats obtenus offrent des possibilités de développement à plusieurs niveaux.

Tout d'abord la théorie doit être améliorée pour prendre en compte les forts niveaux d'endommagement, et tendre ainsi vers l'initiation de la fissuration macroscopique. En effet, même si les grandeurs globales (force et déplacement en tête d'éprouvette) restent approximativement sinusoïdales, ainsi que les déformations en dehors de la région de fissure macroscopique, il n'en est pas de même près du front de fissure. Ceci peut mettre en défaut l'utilisation d'une décomposition en série de Fourier tronquée à la première harmonique. Ceci nécessiterait la mise en place d'un autre schéma algorithmique permettant de traiter des signaux périodiques non forcément sinusoïdaux :

- ♣ Un calcul fin à l'intérieur d'un cycle effectué à l'aide d'un pas de temps réduit, et permettant de déterminer des grandeurs globales (valeurs moyennes, amplitudes,...) ;
- ♣ À partir de ce bilan sur un cycle, une extrapolation de ces grandeurs globales dans un calcul dont le pas de temps englobe un grand nombre de cycles.

Ce type de schéma algorithmique permettrait également de modéliser des essais de fatigue avec des signaux de charge ment périodiques non sinusoïdaux.

Dans le paragraphe précédent, nous concluons que le dommage de l'enrobé et l'extension moyenne verticale sont étroitement liés. Par conséquent il faudrait établir une loi d'évolution de dommage dont les paramètres pourraient être identifiés de manière assez directe à partir des mesures expérimentales. Mais cette loi d'évolution de dommage nécessite alors de connaître de façon plus complète le champ des déformations moyennes et des amplitudes de déformation, à chaque instant. Ceci nécessite de développer les moyens expérimentaux permettant d'avoir accès à la carte de la déformation moyenne sur toute l'éprouvette.

Dans cette perspective, la technique des jauges extensométriques montre ses limites. En effet, cribler l'éprouvette de jauges reviendrait à renforcer fortement le matériau en surface, et de fausser ainsi les résultats. Une alternative envisageable peut être, par exemple, l'utilisation des techniques d'analyse d'images, combinée aux enregistrements d'une caméra rapide, ou encore la technique du moiré. Un autre champ d'investigation consisterait à coupler des relevés de températures à l'aide d'une caméra infrarouge, aux mesures de déformations. Ces deux champs de variables pourraient alimenter directement la modélisation avec endommagement.

Ensuite, il est nécessaire de valider l'approche développée sur d'autres géométries d'essais pour valider le caractère intrinsèque de la modélisation effectuée.

Dans ce cadre, il paraît intéressant d'évoluer vers d'autres types d'essais pour s'affranchir du caractère structurel de l'essai de flexion.

Ainsi un essai de traction/compression répétées permettrait d'aller vers la simplicité, en s'assurant toutefois que les conditions limites permettent l'extension verticale de l'éprouvette.

Enfin, il reste à prendre en compte l'auto-réparation de l'enrobé qui joue un rôle important dans les essais de fatigue, d'une part en réalisant des essais avec temps de repos, et d'autre part en introduisant dans la modélisation un paramètre qui prenne en compte la réduction du dommage, liée à la recouvrance totale de la qualité originelle des liaisons du bitume.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

- [1] A.O. ABD EL HALIM et al. - "Effect of the highway geometry and construction equipment on the problem of reflection cracks" - Proceeding of the thrid RILEM – Conference on Reflective Cracking in Pavements – Maastricht – pp. 9 – 17 – 1996.
- [2] 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.
- [3] E. AHMIEDI– "Etude de la propagation des fissures en milieu viscoélastique – Application aux enrobés bitumineux" – Thèse de l'Université de Limoges – décembre 1994.
- [4] Balay J-M. Experience de chaussee souples sur le Manege de fatigue du LCPC.rapport interne du LCPC, sept. 2003.
- [5] M. ALIMAMI– "Contribution à l'étude de l'endommagement par fatigue des enrobés bitumineux" – Rapport de recherche LPC n° 151 – Juin 1988.
- [6] D.A. ANDERSON & T.W. KENNEDY– "Developpement of SHRP binder specification" – Proceedings of the annual meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists– 1993
- [7] 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.
- [8] 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 6 th international confernece on structural behavior of asphalt pavements – university of michigan – pp 65-71 – 1987.
- [9] M. ASSI– "Une méthode d'étude du comportement des enrobés bitumineux à la fatigue en cission" – Rapport de recherche de LPC – n°118 – 1983.
- [10] AVIS TECHNIQUE : JOINT ACTIF- n°102 - Comité Français pour les Techniques Routières – juillet 1997.
- [11] C. DE BACKER– "Les températures dans les structures routières"– Centre de Recherches Routières – Vol; XXVI – N° 2 – 1980.
- [12] 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.
- [13] (1977), Catalogue des structures types de chaussées neuves, circulaire77-1156du5décembre, DRCR, SETRA, LCPC.
- [14] Boussinesq J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des cops élastiques. Gauthier Villars, Paris, 1885.

- [15] (1998), Actualisation du catalogue des structures types de chaussées neuves et guide de dimensionnement des renforcements de chaussées souples, SETRA - LCPC, avril
- [16] Caron J.F. et Ehrlacher A. Modelling the kinetics of transverse cracking in composite laminates. Composites Science and Technology, 1997.
- [17] Chabot A., Tamagny P., Ehrlacher A. et Tran Q.D. Stress fields modelling for cracking in pavements. Workshop, Istanbul, Turkey. 2004.
- [18] Chabot A., Tran Q.D. et Pouteau B. Simplified modelling of a cracked composite pavement. First International Conference on Failure Analysis, Lisbonne, Portugal. 2004.
- [20] Cho Y.H. et Koo H.M. A behavior analysis of concrete overlay based on the characteristics of asphalt pavements. The TRB 82nd Annual Meeting, 2003.
- [21] (1971), Catalogue des structures types de chaussées, circulaire du 28 mai, DRCR, SETRA, LCPC.
- [22] (1978), Dimensionnement des renforcements des chaussées souples, guide technique, SETRA-LCPC, juin.
- [23] (1981), Manuel de conception des chaussées neuves à faible trafic, SETRA-LCPC, juillet.
- [24] (1994), Manuel de conception des chaussées d'autoroutes, Scétauroute.
- [25] Guide technique (1994) : Conception et dimensionnement des structures de chaussées, LCPC-SETRA.
- [26] Guide technique (1992) : Réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC-SETRA.
- [27] W. ARAND– "Behavior of asphalt aggregate mixes at low temperatures" – proceeding of the 4 th RILEM – Symposium on mechanical test of bituminous mixtures – budapest – pp. 68-84 – 1990.
- [28] Ahmiedi El Hadj « Etude de la propagation de fissures en milieu viscoélastique : applications aux enrobés bitumineux », Thèse de doctorat de l'Université de Limoges, 1994, 120 p. 121.
- [29] D'Almeida A. G. « Durée de vie en fissuration d'un matériau viscoélastique linéaire orthotrope : le bois », Thèse de doctorat, Université de Bordeaux I, 1984, 77 p.
- [30] Attigui M. « Modélisation du comportement dynamique des structures fissurées par la mécanique de la rupture », Thèse de doctorat de l'Université de Limoges, 1997, 157 p.
- [31] Attigui M., Petit C. « Mixed-mode separation in dynamic fracture mechanics: New path independent integrals », International Journal of Fracture, Vol84, 1997, pp. 19-36.
- [32] S.I. Andersen et J.G. Speight. Observation on the critical micelle concentration of asphaltenes. Fuel, 72 (9):1343–1344, 1992.
- [33] Bao G. Ho S. Suo Z. Fan B. « The role of material orthotropy in fracture specimens for composites », International Journal of Solids and Structures, Vol. 29, 1992, pp. 1105-1116.
- [34] Barenblatt G.I « The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture », Advances in Applied Mechanics, Academic Press, Vol. 7, 1962, pp. 55-129.
- [35] Benrahou K.H., Benguediab M., Belhouari M., Nait-Abdelaziz M., Imad A. « Estimation of the plastic zone by the finite element method under mixed mode (I and II) loading », Computational Materials Science, Vol. 38, 2007, pp. 595-601.

- [36] Bremand F., Dupré J.C., Lagarde A. « Mesure des déformations sans contact par analyse d'images », *Photomécanique 95 – Etude du comportement des matériaux et des structures*, Edition Eyrolles, 1995, pp. 171-177.
- [37] Brinker R. « Crack tip parameters for growing crack in linear viscoelastic materials », *Proc. 1st Int. Conf. On localized Damage*, Springer, Berlin, 1992, pp. 85-98.
- [38] Brochard J., Suo X.Z. « Le taux de restitution de l'énergie  $G$  en mécanique de la rupture non-linéaire, formulation de la méthode G $\theta$ et description de la programmation dans CASTEM2000 », Rapport DTM/94-640 du C.E.A. Novembre 1994.
- [39] Boltzman L., « Zur Theorie der elastischen Nachwirkung Sitzungsber », *Mat Naturwiss. Kl. Kaiser.Akad.Wiss.*, Vol. 70, 1874, pp. 275.
- [40] Boniface V., Simha K.R.Y. « Invariant points on energy contours around a crack tip under mixed mode loading », *International Journal of Fracture*, Vol. 86, 1997, pp. 301-325.
- [41] ABAQUS. Example Problems Manual, 2004. Version 6.5. (document), 1.3, 1.3.2, 1.3.3, 4.3, 4.9
- [42] F-L ADDESSIO and J-N JOHNSON. A constitutive model for the dynamic response of brittle materials. *J.Appl.Phys*, 67(7) :3275–3286, April 1990. 1.3, 2.3.1.
- [43] DI BENEDETTO (H.), SOLTANI (A.), CHAVEROT (P.) – A rational approach for fatigue damage – 1<sup>st</sup> European Eurobitume and Eurasphalt Congress, Strasbourg, 1996 a.
- [44] OLARD, F., étude et modélisation de comportement thermomécanique des enrobés bitumineux. mémoire de doctorat, lyon, 2003.
- [45] Reissner, 1950 Reissner E. On a variational theorem in elasticity. *J. Math. Phys.* volume 29, 1950, pp. 90–95.
- [46] Catalogue des Structures Type de Chaussées Neuves (2001 SETRA/LCPC) en première approche, et a été vérifié par des calculs à l'aide du logiciel professionnel Alizé développé par le LCPC-SETRA.
- [47] Cahier des Clauses Techniques Particulières du projet de l'Autoroute Est-ouest d'Algérie (C.C.T.P).
- [48] P. Bernat, "Etude du comportement des enrobés bitumineux sous irradiation gamma ", Thèse de Doctorat, Université René Descartes-Paris 6 (1994).
- [49] D. C. Philipps, J. W. Hitchon, D. I. Johnson, "The Radiation Swelling of Bitumens and Bituminised Wastes ", *J. Nucl. Mater*, 125: 202-218 (1984).
- [50] S. G. Burnay, "Comparative evaluation of and radiation effects in a bitumenisate", *Nucl. Chem. Waste. Manage*, 7: 107-127 (1987).
- [51] C. Tiffreau, M. F. Libert, P. P. Vistoli, J. Sercombe, "Dossiers de synthèse sur le comportement à long terme des colis : Dossier opérationnel "bitume", " CEA Cadarache N°= DEN/DTN/SMTM/LMTE/ 2004- n°69 (2004).
- [52] M. Mouazen, A. Poulesquen, B. Vergnes, "Correlation between thermal and rheological studies to characterize the behavior of bitumen ", *Rheol. Acta*, 50: 169-178 (2011).

- [53] CARSWELL J., CORNELIUS P., PLANQUE L. "The effects of mixture variables on the fatigue performance of bituminous materials". Technical report [en ligne] Australie: BP Bitumen, [www.bpbitumen.com.au/tech/randd/mix.htm](http://www.bpbitumen.com.au/tech/randd/mix.htm), 16 p.
- [54] Bodin D., Pijaudier-Cabot G., d La Roche C., Piau J.M. et Chabot A. A continuum damage approach to asphaltconcret modelling. Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 2004.
- [55] YAN X. "Comportement mécanique des enrobés au bitume et au bitume-polymère (styrel 13) – utilisation de l'essai triaxial de révolution" Thèse de Doctorat, Lyon: INSA de LYON (ENTPE), 1992, 163 p.
- [56] DOUBBANEH E. "Comportement mécanique des enrobés bitumineux des petites aux grandes déformations" Thèse de Doctorat, Lyon: INSA de LYON, 1995, 217 p.
- [57] NEIFAR M. "Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux : expérimentation et modélisation" Thèse de Doctorat, Lyon: INSA de Lyon, 1997, 206 p.
- [58] ASHAYER SOLTANI M.A. "Comportement en fatigue des enrobés bitumineux" Thèse de Doctorat, Lyon: INSA de Lyon, 1998. 289p.
- [59] DI BENEDETTO, H., "Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux: résultats expérimentaux et formulation rhéologique", Mechanical Tests for Bituminous Mixes, Characterization, Design and Quality Control, Proceedings of the Fourth Rilem Symposium, Budapest, 1990.
- [60] RAAB C., PARTL M. N. « Interlayer shear performance: experience with different pavement structures », 3<sup>rd</sup> Eurasphalt & Eurobitume Congress , Vienna 2004, pp. 535 – 545.
- [61] Huet, 1963 Huet C. Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés. Thèse : Faculté des Sciences de Paris, 1963.
- [62] Autret et al., 1982 Autret P., d Boissoudy A. Baucheron et Marchand J.P. Alize iii practice. Proc. 5th int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements. 1982, pp. 174–191.
- [63] Batoz J.L. et Dhatt G. Modélisation des structures par éléments finis. HERMES, 1990.
- [64] DOUCET, F., et G. DORÉ (2004) « Module dynamique et angle de phase des enrobés CLTPP », Proceedings of the 49th annual conference of the Canadian Technical Asphalt Association, Montréal, Canada.
- [65] SALENÇON, J., Viscoélasticité. Cours de calcul des structures anélastiques. Paris : Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1983, 88 p.
- [66] 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
- [67] M.A. ASHAYER SOLTANI – "Comportement en fatigue des enrobés bitumineux" – Thèse de doctorat INSA de Lyon – 1998

- [68] CHRISTENSEN, D., et R. BONAQUIST. (2004) « Evaluation of indirect tensile test procedures for low-temperature performance of hot mix asphalt », NCHRP Report 530, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.
- [69] HESP, S.A.M., TERLOUW, T., VONK, W .C., “Low temperature performance of SBS-modified asphalt mixes”, Association of Asphalt Paving Technologists , Annual Meeting in Reno, Nevada, September 21, 1999.
- [70] HOARE, T.R., HESP, S.A.M., “Low-temperature fracture testing of asphalt binders: regular and modified system s”, Preprint Paper 00-1234, Transportation Research Board Annual Meeting, National Research Council, Washington D.C., January 10-13, 2000.
- [71] HOARE, T.R., HESP, S.A.M., “Low-temperature fracture test for polymer-modified binders : effect of polymer structure, compatibility and bitumen source in styrene-butadiene system s”, 2nd European Eurobitume and Eurasphalt Congress , Barcelone, 2000.
- [72] LEE, N.K., H ESP, S.A.M., “Low-temperature fracture toughness of polyethylene-modified asphalt binders”, Transportation Research Record, vol. 1436, 1994, pp 54-59.
- [73] MORRISON G.R., VAN DER STEL R., HESP , S.A.M., “Modification of asphalt binders and asphalt concrete mixes with crumb and chemically devulcanized waste rubber”, Transportation Research Records, n° 1515, 1995.
- [74] SMIT H, B.J., HOARE T.R., HESP, S.A.M., “The crack pinning mechanism in asphalt mastics and mixtures”, Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists, Clearwater Beach, Florida, March 19-21, 2001.
- [75] CHAMPION, L., Etude des comportements rhéologique et mécanique de liants routiers ou modifiés par un polymère. Thèse de Doctorat, Lyon: INSA de Lyon, 1999, 274 p.
- [76] CHAMPION, L., G ÉRARD, J-F., PLANC HE, J-P., M ARTIN, D., A NDERSON, D., “Evaluation of the low temperature fracture properties of modified binders. Relationships with their micromorphology”, Performance Related Properties for Bituminous Binders, Euro bitume Workshop, Luxem bourg, 3-6 ma i 1999.
- [78] CHAMPION-L APALU, L., PLANCHE, J-P., MARTIN, D., A NDERSON, D., G ERARD, J-F., “Low-temperature rheological and fracture properties of polymer-modified bitumens”, 2<sup>nd</sup> European Eurobitume and Eurasphalt Congress, Barcelone, 2000.
- [79] O LARD, F., D I BENEDETTO, H., “Fracture toughness and fracture energy of bituminous binders at low temperatures”, To be published to the 5<sup>th</sup> RILEM International Conference “Cracking in Pavements”, Limoges, 5-8 mai 2004.
- [80] Arambula E, Caro S, Masad E. Experimental measurements and numerical simulation of water vapor diffusion through asphalt pavement materials. J Mater Civil Eng (ASCE) 2009.doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000059.
- [81] DI BENEDETTO, H., N EIFAR, M., “Experimental characterisation and modelling of thermo-visco-plastic behaviour of bituminous mixtures”, BCRA 2002.



- [82] S.I. Andersen et K.S. Birdi. Aggregation of asphaltenes as determined by calorimetry .J. Coll. Int. Sci., 142 (2):497–502, 1991.
- [83] E.J. Barth. Effect of paraffin wax. Asphalt, pages 69–77, 1962.
- [84] H.C. Booijet G.P.J.M. Thoone. Generalization of kramers-kronig transforms and some approximations of relations between viscoelastic quantities. Rheol. Acta, 21:15–24, 1982.
- [85] J.B. Boussingault. Mémoire sur la composition des bitumes. Ann. Chim. Phys., 64:141, 1837.
- [86] DOUBBANEH, E., Comportement Mécanique des Enrobés Bitumineux des « Petites » aux « Grandes » Déformations. Thèse présentée devant l’Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1995, 217 p.
- [87] 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
- [88] Xia, Z., Zhou, C., Yong, Q., & Wang, X. 2006. On selection of repeated unit cell model and application of unified periodic boundary conditions in micro-mechanical analysis of composites. International Journal of Solids and Structures, 43, 266 – 278.
- [89] Brenner, R., Masson, R., Castelneau, O., & Zaoui, A. 2002. A “quasi-elastic” affine formulation for the homogenised behaviour of nonlinear viscoelastic polycrystals and composites. European Journal of Mechanics A/Solids, 21, 943 – 960.
- [90] Beghin A. Etude de la rupture des bitumes à basse température : influences des facteurs de composition et de la rhéologie des liants. Thèse : Université Paris VI, 2003.
- [91] M. Kerboua, M. benguediab, K.H. Ben rahou, A. Megnounif et F. Kaoulala, Behavior in stress and deformation of bituminous coating and modulus, *Open science repository engineering* 70081968. May 29, 2013.
- [92] M. Kerboua, M. benguediab, K.H. Ben rahou, A. Megnounif et F. Kaoulala, Behavior in Stress and Deformation Sands for Asphalt Mixe, *International Journal of Engineering Research & Technology. Vol. 2 Issue 8, August – 2013.*
- [93] M. Kerboua, M. benguediab, K.H. Ben rahou, A. Megnounif et F. Kaoulala, Bituminous Materials with a High Resistance to Flow Rutting, *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 2014, Vol.2, No.1, 1-11, Available online at <http://pubs.sciepub.com/ajcea/2/1/1> © Science and Education Publishing DOI:10.12691/ajcea-2-1 -1
- [94] M. Kerboua, M. benguediab, K.H. Ben rahou, A. Megnounif et F. Kaoulala, Semi active control of civil structures, analytical and numerical studies, *Science Direct, Physics Procedia* 55 (2014) 301 – 306 © 2014 Elsevier, Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com).
- [95] M. Kerboua, M. benguediab, K.H. Ben rahou, A. Megnounif et F. Kaoulala, Vibration control beam using piezoelectric-based smart materials, *Composite Structures* 123 (2015) 430–442, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.044>.



### KERBOUA Mohammed

Ingénieur en génie civil Université de Tlemcen

Magister en génie civil Université de Sidi Bel Abbés

Magister spécialisé en réservoir engineering Institut Algérien du Pétrole

E-Mail : [kerbouammed@yahoo.fr](mailto:kerbouammed@yahoo.fr)

**RESUME :** Les enrobés bitumineux et leurs applications dans le génie civil sont présentés. Ces matériaux sont constitués d'un liant et des charges minérales comme le gravier ou la pierre concassée. Ils présentent donc une microstructure hétérogène, par la présence de plusieurs constituants, les pores et les microfissures. L'analyse expérimentale a permis de mieux cerner l'influence de quelques paramètres sur le comportement viscoélastique à la rupture de ces matériaux soumis aux différentes sollicitations. L'analyse du comportement des chaussées nécessite une bonne description du comportement mécanique des matériaux constitutifs. Or, très souvent ce comportement est analysé à l'aide des modèles élastiques. Dans cette étude, on propose d'effectuer une analyse plus réaliste en prenant en compte le comportement viscoélastique de l'enrobé bitumineux et sa variation avec la température. Après une présentation du modèle de comportement utilisé et la détermination des paramètres mécaniques, on présente une validation du modèle sur des essais in situ suivie par une analyse du comportement d'une chaussée type et par une étude de l'influence sur ce comportement des propriétés des matériaux constitutifs, de la température et du nombre de passages. Ensuite, l'essai de flexion 3 points a été utilisé pour identifier et localiser les mécanismes d'endommagement de ces matériaux au cours du chargement. Enfin, quelques études sur la propagation de l'endommagement utilisant des modèles numériques associés à la méthode des éléments finis sont présentées. Les résultats de ces travaux ont montré l'influence d'un certain nombre de paramètres sur l'évolution de l'endommagement et la propagation de la fissuration au cours des sollicitations.

**ABSTRACT:** The asphalt and their applications in civil engineering are presented. These materials are composed of a binder and mineral fillers such as gravel or crushed stone. They therefore have a heterogeneous microstructure, by the presence of several components, the pores and microcracks. Experimental analysis has helped to clarify the influence of some pavements standard model on the viscoelastic fracture behavior of these materials under different stresses. Pavement behavior Analysis requires a good description of the mechanical behavior of the materials. However, very often this behavior is analyzed using elastic models. In this study, we propose to make a more realistic analysis taking into account the viscoelastic behavior of asphalt and its variation with temperature. After a presentation of the behavior of the model used and the determination of mechanical parameters, we present a model validation on field tests followed by an analysis of the behavior of a pavement type and a study of the influence on the behavior of properties of the materials, temperature and the number of passes. Then the 3-point bending test was used to identify and locate the damage mechanisms of these materials during charging. Finally, a few studies on the propagation of damage using digital models associated with the finite element method are presented. The results of this work showed the influence of a number of parameters on the damage evolution and crack propagation during stress.

**المخلص:** إن تطبيق الإسفلت في مجال الهندسة المدنية متواجد بشدة في الوقت الحاضر. ويتركب من مادة رابطة لينة ومواد معدنية مثل الحصى أو الحجر المجروش. وبالتالي لديه بنية مجهرية غير متجانسة، من خلال وجود العديد من المكونات يخلق المسام والشقوق الصغيرة. وقد ساعد تحليل تجريبي لتوضيح تأثير بعض العوامل على سلوك كسر اللزوجة في هذه المواد تحت تأثير الضغوط المختلفة. تحليل سلوك الإسفلت يتطلب وصفا جيدا من السلوك الميكانيكي للمواد. ومع ذلك، في كثير من الأحيان يتم تحليل هذا السلوك باستخدام نماذج مرنة. في هذه الدراسة، إننا نقترح إجراء تحليل أكثر واقعية مع مراعاة السلوك اللزج للإسفلت والتغير مع درجة الحرارة. وبعد عرض لسلوك النموذج المستخدم وتحديد الثوابت الميكانيكية، نقدم إثبات لصحة النموذج عن طريق إجراء اختبارات ميدانية تعقبها تحليل لسلوك طريق إسفلتي مثالي وعن طريق دراسة تأثير درجة الحرارة وعدد مرور السيارات على سلوك خصائص المواد المكونة له. تم استخدام اختبار الانحناء 3 نقط لتحديد هوية ومكان وآليات تلف هذه المواد أثناء الشحن. وأخيرا، نعرض عدد قليل من الدراسات حول انتشار الضرر باستخدام نماذج رقمية مرتبطة بطريقة العناصر المتناهية الصغر. وقد أظهرت نتائج هذا العمل تأثير عدد من الثوابت على تطور الضرر والشروخ.