



HAL
open science

**Le Module Complexe et l'Impact du Granulat sur la
Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux.
Application aux Dimensionnements Rationnel et
Mécanistique-Empirique**
Mouhamed Lamine Chérif Aidara

► **To cite this version:**

Mouhamed Lamine Chérif Aidara. Le Module Complexe et l'Impact du Granulat sur la Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux. Application aux Dimensionnements Rationnel et Mécanistique-Empirique. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Thiès (ED2DS), 2016. Français. <NNT: >. <tel-01881461>

HAL Id: tel-01881461

<https://hal.science/tel-01881461v1>

Submitted on 26 Sep 2018

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

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



HAL Authorization

UNIVERSITÉ DE THIÈS

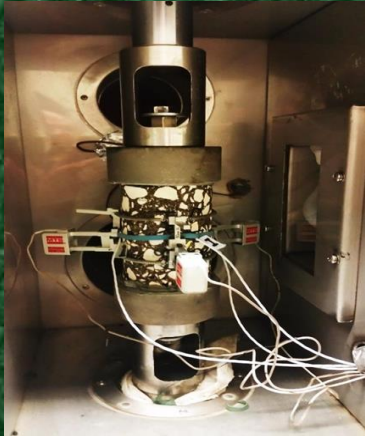


Ecole Doctorale Développement Durable et Société (ED2DS)

Année académique : 2015/2016
N° d'ordre : 007/ED2DS/2016

THÈSE DE DOCTORAT
Mention : Science et Technologie
Spécialité : Géotechnique routière

Présentée par :
Mouhamed Lamine Chérif AIDARA



Le Module Complexe et l'Impact du Granulat sur la Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux.

Application aux Dimensionnements Rationnel et Mécanistique-Empirique

Soutenue le 13/07/2016 devant le jury composé de :

Président

Mamadou SARR

Professeur Titulaire des Universités, Université de Thiès, Sénégal.

Rapporteurs

Yves BERTHAUD

Professeur Titulaire des Universités, Université Paris VI, France.

Mababa DIAGNE

Maitre de Conférences, Institut des Sciences de la Terre, UCAD, Sénégal.

Examineurs

Farid BENBOUDJEMA

Professeur Titulaire des Universités, ENS Cachant (Paris), France.

Makhaly BA

Maitre-Assistant, UFR Sciences de l'Ingénieur, Université de Thiès, Sénégal.

Directeur de thèse

Alan CARTER

Professeur Titulaire des Universités, Ecole de Technologie Supérieure de Montréal (ETS), Canada.

E-mail: mouhamedlamine.aidara@univ-thies.sn ; ajui74@hotmail.com ; Tel : 221 77 476 05 92



UNIVERSITÉ DE THIÈS



Ecole Doctorale Développement Durable et Société (ED2DS)

Année académique : 2015/2016

N° d'ordre : 007/ED2DS/2016

THÈSE DE DOCTORAT

Mention : Science et Technologie

Spécialité : Géotechnique routière

Présentée par :

Mouhamed Lamine Chérif AIDARA

Le Module Complexe et l'Impact du Granulat sur la Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux.

Application aux Dimensionnements Rationnel et Mécanistique-Empirique

Soutenue le 13/07/2016 devant le jury composé de :

Président

Mamadou SARR

Professeur Titulaire des Universités, Université de Thiès,
Sénégal.

Rapporteurs

Yves BERTHAUD

Professeur Titulaire des Universités, Université Paris VI,
France.

Mababa DIAGNE

Maitre de Conférences, Institut des Sciences de la Terre,
UCAD, Sénégal.

Examineurs

Farid BENBOUDJEMA

Professeur Titulaire des Universités, ENS Cachant
(Paris), France.

Makhaly BA

Maitre-Assistant, UFR Sciences de l'Ingénieur,
Université de Thiès, Sénégal.

Directeur de thèse

Alan CARTER

Professeur Titulaire des Universités, Ecole de
Technologie Supérieure de Montréal (ETS), Canada.

Selon la définition proposée en 1987 par la Commission mondiale sur l'environnement et le développement dans le rapport BRUNDTLAND1, le Développement Durable est « un développement qui répond aux besoins des générations du présent sans compromettre la capacité des générations futures à répondre aux leurs ».

Merci Alan !

Remerciements

Mes travaux de recherche ont été effectués grâce à l'appui de l'Entreprise Mapathé Ndiouck (EMN), au Laboratoire des Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB) à Montréal, sous la direction scientifique du feu Professeur Meissa Fall et du Professeur **Alan Carter**.

Tout d'abord je commencerai par rendre un grand hommage au feu Professeur **Meissa FALL**. Et je m'en arrête là, car je n'ai pas les mots pour décrire la qualité de l'homme que j'ai connu tardivement dans ma carrière et qui m'a profondément inspiré, archétype de la générosité et de la loyauté. Que dieu l'accueille dans son paradis.

Mes premiers remerciements vont à ma mère **Oumou DIA** qui m'a soutenu durant ce long parcours et à toute ma famille, en passant par mon oncle **Moussa Chérif AIDARA** à Bamako.

Pour n'avoir ménagé aucun effort à mon égard et cela dans des moments décisifs, j'adresse mes remerciements à son Excellence, Monsieur **Mapathé Ndiouck**, Président d'EMN, à **Bassirou Ndiouck**, Directeur Général d'EMN et à Monsieur **Aziz Ndiouck**, Directeur de la Logistique d'EMN et à tout le personnel d'EMN.

Aux québécois, pour m'avoir accompagné et formé au sein du LCMB de l'Ecole de Technologie Supérieure (ETS) à Montréal en passant par le Professeur **Alan Carter**, le Professeur **Daniel Perraton**, **Francis Bilodeau**, **Sylvain Bibeau**, **Alain Desjardins**, **Mauricio Juan Rios**, **Michael Dubois**, **Linda Laroche**, **Maria Cedan** et tout le "Gang" du LCMB, je dis merci.

Je remercie particulièrement les membres du jury, le Professeur **Mamadou Sarr** d'avoir accepté de présider ce jury. Je remercie les Professeurs **Yves Berthaud** (Université Paris VI) et **Mababa Diagne** (IST) d'avoir accepté d'être les rapporteurs de ce travail. Des remerciements sont adressés aussi aux Professeurs **Farid Bendboudjema** (ENS Cachant, Paris), et **Makhaly BA** (UFR Sciences de l'ingénieur, Sénégal) pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Pour avoir apporté une aide considérable dans la valorisation du quartzite de Bakel à travers la mise en place des planches d'essai sur le réseau routier national, je remercie vivement Monsieur **Ibrahima Ndiaye** Directeur de l'Agéroute et toute sa Direction sans oublier Monsieur **Boubacar Fofana**.

Je remercie Monsieur **François Olard**, Directeur de la Recherche et de l'Innovation à Eiffage Travaux Publics en France pour m'avoir inspiré. Et profitant de l'occasion, je remercie Monsieur **Gérard Sénac**, Directeur Général d'Eiffage Sénégal, Monsieur **Éric Vigouroux** Directeur Technique d'Eiffage Sénégal, Monsieur **Lamine Ndiaye** Chef de service géotechnique et Monsieur **Alioune Badiane** Directeur d'exploitation à Eiffage Sénégal.

J'adresse de profonds remerciements à Monsieur **Mokhtar Thiome**, responsable du Laboratoire d'Analyse Biologique Environnemental et Chimique (LABEC) pour avoir subventionné les essais d'alcali réaction.

Au Directeur de l'Ecole Doctorale Développement Durable et Société (ED2DS), le Professeur **Cheikhna Sylla** ainsi que toute l'équipe de l'école doctorale en particulier Madame **Marème Pouye** pour m'avoir consacré de leur précieux temps.

Pour leur soutien, j'adresse mes remerciements à toute l'équipe de l'UFR Sciences de l'ingénieur (UFR.si) en passant par Monsieur **Mapathé Ndiaye**, **Ouztaz Sall**, **Déthié Sarr**, **Khady Dieng** et à toute la Direction.

Dans l'espoir de la poursuite de notre collaboration, je remercie Monsieur **Omar Kamara**, consultant à EMN, le Professeur **Pape Gumbo Lo**, Directeur général du CEREEQ et Monsieur **Bougouma Kouta** du Ministère des Infrastructures de m'avoir conseillé et guidé dans le long processus de valorisation du quartzite de Bakel.

Mes remerciements vont au Capitaine de la douane sénégalaise, Monsieur **Badara Ndiaye**, au Lieutenant de la douane sénégalaise, Monsieur **Amadou Kane Diallo**, à **Marakary Bayo (Rika)**, Directeur de l'Association National de la Réflexologie à Winnipeg et à tout le Boulevard pour m'avoir accordé leur amitié.

Pour leur soutien et leurs conseils avisés, j'adresse ma gratitude à Monsieur **Bocar Galédou**, à Monsieur **Seydina Omar Ndiaye** et à leurs familles respectives.

Mes derniers remerciements vont aux gérants de Alia Boutique, **Ibrahima** et **Alyaah Jawad**, **Arboucha G.**, Monsieur et Madame **Claudy Martin**, **Aïssatou Diagne**, **Stony**, **Mame Betty Thiome**, **Khady Ndiaye**, **Sarah B. Diop**, **Marie Brousseau**, **Sokhna Seck**, **Ousmane Pouye**, **Souleymane Diop**, **Idrissa Ndiaye**, **Aliou BA**, **Oulimata Thiam**, **Ismaila Thiam**, **Doudou Diouf**, **Marème Ndiaye**, **Missira Keita**, **Alioune Touré** et à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de cette thèse.

Liste des symboles

A :	Coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats, MVRg
A, n :	Paramètres de la rupture pour le mélange bitumineux
a, b, c :	Coefficients de régression non-linéaire
a(T) :	Facteur de translation fonction de la température
a (Ti) :	Facteur de translation fonction de la température
B :	Paramètre de calibrage.
C₂ :	Constante de fatigue à $\varepsilon_t = 1$
D (ξ) :	Susceptibilité de fluage (kPa) ⁻¹
E :	Rigidité du mélange (psi ou MPa)
E₀ :	Rigidité du ressort (psi ou MPa)
E_∞ :	(« module vitreux ») le module lorsque $\omega\tau \rightarrow \infty$
 E* :	Module dynamique (10 ⁵ psi ou MPa)
F :	Fréquence de chargement en Hz
f₂ :	Pente inverse de la courbe de fatigue
f :	Pourcentage en masse des éléments inférieurs à 0,063 mm
G :	Pourcentage en masse des éléments supérieurs à 6,3mm
G_{sb} :	Densité apparente des granulats
 G* :	Module de cisaillement dynamique du bitume (psi ou MPa)
i :	Nombre complexe défini par $i^2 = -1$
J(t) :	Susceptibilité au fluage (kPa) ⁻¹
k, h :	Exposants tels que $0 < k < h < 1$; E0 (module statique) lorsque $\omega\tau \rightarrow 0$
K :	Type d'essieu (simple, tandem, tridem, quad)
L :	Niveau de charge pour chaque type d'essieu
M :	Chemin du trafic supposant une distribution normale de la roue latérale
N :	Nombre de répétitions de charge
N_{f50%} :	Critère de rupture classique qui fixe la durée de vie du matériau à la valeur
	Perte de 50% de module complexe
N_{fII/III} :	Durée de vie (essai de fatigue, en nombre de cycle de sollicitation)
N_{f II/III} Δext :	Courbes d'évolution des écarts des extensomètres (essai de fatigue)
N_{f II/III} φ :	Résultats de l'essai de fatigue présenté dans l'espace complexe de Black
N_f :	Nombre de répétition de la sollicitation à la rupture
N_{i, j, k, l, m} :	Nombre d'application de la charge qui entraîne la rupture par fissuration sous Conditions i, j, k, l, m
N :	Nombre de répétitions de charge
n_{i, j, k, l, m} :	Nombre d'application de la charge aux conditions i, j, k, l, m
P₂₀₀ :	Pourcentage de passant au tamis 0,08 mm (%)
P_{wa} :	Pourcentage d'absorption d'eau des granulats (%)
R₅ :	Pourcentage de refus cumulé au tamis 5 mm (%)
R₁₀ :	Pourcentage de refus cumulé au tamis 10 mm (%)
R₁₄ :	Pourcentage de refus cumulé au tamis 14 mm (%)
S :	Pourcentage en masse des éléments compris entre 6,3 mm et 0,250 mm (%)
s :	Pourcentage en masse des éléments compris entre 0,250 mm et 0,063 mm (%)
S :	Contrainte déviatorique (psi ou MPa)
T :	Température de la chaussée (°F)
T :	Température du mélange (° F)

T :	Température de référence (°F)
t :	Temps (s)
T_i :	Température de référence (°F)
t :	Temps de chargement à la température de référence (s)
tr :	Temps réduit de chargement à la température de référence (s)
V_{beff} :	Teneur en bitume efficace en pourcentage de volume (%)
V_a :	Pourcentage de vides (%)
V_{beff} :	Teneur en liant effective en pourcentage de volume (%)
Y(t) :	Fonction «échelon» de Heaviside
β, γ :	Paramètres décrivant la forme de la fonction sigmoïdale
β_{f1} :	Coefficient de déformation en traction
β_{f1}² :	Coefficient du module (E)
β_{r1}, β_{r1} et β_{r3} :	Facteurs de calibrage du modèle d'orniérage
Δc :	Variation de la profondeur de la fissure due à un cycle de refroidissement
Δk :	Changement dans le facteur d'intensité de contrainte en raison d'un cycle de
δ :	Valeur minimale de E* (psi ou MPa)
δ+α :	Valeur maximale de E* (psi ou MPa)
δ_b :	Angle de phase du bitume (rad)
ε :	Déformation (μdef)
ε₆ :	Niveau de déformation correspondant à 1 millions de cycles de sollicitations (μdef)
ε_p :	Déformation plastique cumulée après N répétitions de la charge (μdef)
ε_r :	Déformation élastique du matériau bitumineux en fonction des propriétés du mélange, de la température et du temps de chargement (μdef)
ε_i :	Déformation initiale (μdef)
η :	Viscosité du liant (10 ⁶ poise)
η₀ :	Viscosité (Poise)
μ :	Coefficient de Poisson
ρ₂₀₀ :	Pourcentage de passant au tamis 0,075 mm (N° 200) (%)
ρ₄ :	Pourcentage de refus cumulé au tamis 4,76 mm (N° 4) (%)
ρ₃₈ :	Pourcentage de refus cumulé au tamis 9,5 mm (3/8 in) (%)
ρ₃₄ :	Pourcentage de refus cumulé au tamis 19 mm (3/4 in) (%)
σ :	Contrainte (psi ou MPa)
σ_m :	Résistance à la traction du mélange bitumineux non fissuré (psi ou MPa)
σ_x, σ_y, σ_z :	Contraintes tridimensionnelles (psi ou MPa)
τ :	Temps caractéristique, dont la valeur dépend uniquement de la température (s)
ω :	Pulsation (2π*fréquence) (rad.s-1)

Liste des abréviations

AASHTO:	«American Association of State Highway and Transportation Officials » (Association américaine des Autoroute et des Responsables de Transport d'Etats).
AAT :	«Advanced Asphalt Technologies» (Technologies avancées du Bitume)
AFNOR :	Association Française de Normalisation
AI :	«Asphalt Institute» (Institut du Bitume)
AIPCR :	Association Internationale Permanente des Congrès de la Route
AMPT :	«Asphalt Mixture Pavement Tester» (Le testeur de performances des mélanges bitumineux)
APA :	«Asphalt Pavement Analyzer» (Analyseur des chaussées bitumineuses)
BBR :	«Bending Beam Rheometer» (Rhéomètre à flexion de poutre)
BDD :	BBSG 0/16 de basalte de Diack, de granularité dense-dense
BDC :	BBSG 0/16 de basalte de Diack, de granularité dense-grossière
BDF :	BBSG 0/16 de basalte de Diack, de granularité dense-fine
BTP :	Bâtiments et Travaux Publics
CAA :	«Coarse Aggregates Angularity» (Angularité des granulats grossiers)
CDD :	Enrobé de calcaire de Bandia, de granularité dense-dense
CDC :	Enrobé de calcaire de Bandia, de granularité dense-grossière
CDF :	Enrobé de calcaire de Bandia, de granularité dense-fine
CFTR :	Comité Français pour les Techniques Routières
DSR :	«Dynamic Shear Rheometer» (Rhéomètre à cisaillement dynamique)
ECAS :	(= NE, nombre d'essieu équivalent)
ESAL :	«Equivalent Single Axle Load» (Charge équivalente simple)
FAA :	«Fine Aggregates Angularity» (Angularité des granulats fins)
FCFA :	Franc des Communautés Financières d'Afrique
FERA :	Fond d'Entretien Routier Autonome
FHA :	«Federal Highway Administration» (Administration Fédérale des Autoroutes)
FSCH :	«The frequency sweep test specimen at constant height» (L'essai de balayage de fréquence à hauteur d'éprouvette constante)
GDD :	BBSG 0/14 ou ESG14 de de quartzite de Bakel, de granularité dense-dense
GDC :	BBSG 0/14 ou ESG14 de quartzite de Bakel, de granularité dense-grossière
GDF :	BBSG 0/14 ou ESG14 de quartzite de Bakel, de granularité dense-fine
HMA :	«Hot Mixture Asphalt» (Enrobés bitumineux à chaud)
HT-IDT :	«Indirect Tensile Strength at High Temperatures» (Résistance à la traction indirecte à température élevée)
HWTD:	«Hamburger Wheel Tracking Device» (Essai Hamburger de simulation du trafic)
IFSTTAR :	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports
Ip :	Indice de pénétrabilité
IRI :	Indice de Rugosité Internationale
LC :	Laboratoire des chaussées du MTQ
LCMB :	Laboratoire des Chaussées et Matériaux bitumineux
LCPC :	Laboratoire des Ponts et chaussées
LTPP :	« Long Term Pavement Performance » (Performance de chaussés à long terme)
MAW :	Modèle de Witczak Approché
MAOW :	Modèle de Witczak Approché et Optimisé

MEPDG:	Mechanistic Empirical Pavement Design Guide
MJA :	Moyenne Journalière Annuelle
MLET :	«Multilayer Elastic Theory» (Théorie Multicouche Elastique)
Mn DOT :	Minnesota Departement of Transportation
MN/ROAD :	Minnesota / ROAD
MPSS :	Déformation permanente par cisaillement maximal
MTQ :	Ministère des Transports du Québec
MTS :	Materials Testing System
MVRg :	Masse Volumique Réelle des granulats
NCHRP :	National Cooperative Highway Research Program
NMAS :	«Nominal Maximum Aggregates Size» (Dimension du plus gros granulat)
PAV :	«Pressure Aging Vessel» (entonnoir de vieillissement sous pression)
PCG :	Presse à Cisaillement Giratoire
RCAT:	«Rotating Cylinder Ageing test» (Essai de vieillissement au cylindre rotatoire)
RILEM :	Regroupement International des Laboratoires Expert en Matériaux
RSCH :	«Repeated shear test at constant height» (L'essai de cisaillements répétés à hauteur d'éprouvette constante)
RTFOT :	«Rolling Thin Film Oven Test» (Essai sur film de liant à l'étuve en rotation)
SCA :	Stratégie de Croissance Accélérée
SHRP :	«Strategic Highway Research Program» (Programme de Recherche des Autoroutes Stratégiques)
SSD :	«Sum of Squared Deviation» (somme de erreurs au carré)
SST :	«Superpave Shear Tester» (l'appareil de cisaillement Superpave)
Superpave:	«Superior Performing Asphalt Pavement» (Performances Supérieures de Chaussé Bitumineuse)
TBA :	Temperature bille et anneau
TRB :	«Transportation Research Board» (Plan de Recherche sur le Transport)
U.S. :	United State
USA :	United State of America
VBE :	«Effective asphalt content, percent by volume» (Teneur en liant effective)
VFA :	«Voids filled with asphalt» (Vide comblé avec du bitume)
VMA :	«Voids in Mineral Aggregate» (Vide de l'ossature minérale)
WLF :	William Landel et Ferry

Table des matières

Le Module Complexe et l'Impact du Granulat sur la Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux.

Remerciements -----	i
Liste des symboles -----	iii
Liste des abréviations -----	v
Table des matières -----	vii
Liste des figures -----	xii
Chapitre 1-----	xii
Chapitre 2-----	xii
Chapitre 4-----	xii
Chapitre 5-----	xiii
Chapitre 6-----	xiv
Chapitre 7-----	xiv
Chapitre 8-----	xv
Liste des tableaux -----	xvi
Chapitre 1-----	xvi
Chapitre 4-----	xvi
Chapitre 5-----	xvi
Chapitre 6-----	xvii
Chapitre 7-----	xvii
Chapitre 8-----	xvii
Résumé -----	xviii
Abstract -----	xix
Introduction générale -----	2
Première partie-----	6
<u>Enrobés Bitumineux Formulés chaud et Dimensionnement Routier</u>	
Chapitre 1 : Les matériaux de formulation et leurs influences sur les performances des enrobés -----	7
1. - Introduction-----	7
2. - Composition-----	7
2.1. - Les composants minéraux-----	7
2.1.1. - Spécification des granulats routiers-----	8
2.1.2. - Influence de la nature pétrographique des granulats sur les performances des enrobés bitumineux.-----	9
2.2. - Le bitume-----	11
2.2.1. - Structure physico-chimique des bitumes-----	12
2.2.2 - Essais de spécification du bitume routier-----	13
2.2.2.1. - Les essais empiriques-----	13
2.2.2.2. - Les essais rhéologiques-----	16
2.2.2.3. - Les essais de vieillissement-----	18

2.2.3. - Classification des liants bitumineux routiers selon la « Strategic Highway Research Program (SHRP) » -----	20
3. Conclusion -----	21
Chapitre 2 - Formulation des enrobés bitumineux -----	22
1. Introduction -----	22
2. - Évolution du trafic routier et impacts sur la formulation -----	23
3. - La méthode de formulation Marshall -----	23
4. - La méthode de formulation française avec la presse à cisaillement giratoire -----	24
5 - La méthode de formulation Superpave -----	26
5.1. - Essais de performances de la méthode Superpave -----	28
5.1.1. - Évaluation de la résistance à l'humidité -----	28
5.1.2. - Évaluation de la résistance à l'orniérage -----	28
6. - Conclusion -----	33
Chapitre 3 – Dimensionnement Mécanistique-empirique -----	33
1. - Introduction -----	33
2. - Historique sur les méthodes de dimensionnement -----	34
3. - Concepts de dimensionnement mécanistique-empirique -----	35
4. - Contraintes et déformations dans les couches bitumineuses des chaussées souples ----	36
5. - Le «Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide» (MEPDG) et les couches bitumineuses -----	38
5.1 - Donnée d'entrées pour couches bitumineuses -----	38
5.1.1 - Le niveau 3 -----	38
5.1.2 - Le niveau 2 -----	39
5.1.3. - Le niveau 1 -----	39
5.2. - Les concepts mécanistiques-empiriques appliquées aux couches bitumineuses dans le MEPDG -----	39
5.2.1. - Mesure de la fatigue des couches d'enrobés bitumineux -----	40
5.2.1.1. - Interprétation d'un essai de fatigue -----	40
5.2.1.2. - Prédiction de la fissuration par fatigue dans le MEPDG -----	43
5.2.1.3. - La prédiction de la fissuration thermique dans le MEPDG -----	46
5.2.2. - Modèles de déformations permanentes -----	48
6. - Les limitations fonctionnelles du MEPDG dans le dimensionnement -----	51
7. – Conclusion -----	53
Chapitre 4 – Etat des connaissances sur la mesure et la prédiction du module complexe et du module dynamique des enrobés bitumineux -----	55
1. - Introduction -----	55
2. - Facteurs influençant le module dynamique des enrobés bitumineux -----	56
3. - Études des différents types de sollicitations soumis aux bétons bitumineux -----	57
3.1. - Sollicitations dues au trafic -----	57
3.2. - Sollicitations dues à la température -----	58
4. - Les classes de comportement des enrobés bitumineux -----	59
5. - Essai de détermination du module complexe -----	60
5.1. - Essai de traction-compression directe sur éprouvette cylindrique (TCD) -----	60
5.2. - Principe de superposition temps-température et modélisation du module dynamique -----	62
5.4. - Détermination des courbes maîtresses à une température T_0 de référence quelconque -----	64
6. - Le modèle sigmoïdal de Witczak et le modèle 2S2P1D -----	64

7. - Prédiction du module dynamique-----	67
7.1. - Le modèle sigmoïdale de Witczak, 1999 -----	68
7.2. - Le nouveau modèle sigmoïdale de Witczak 2006-----	69
7.3. - Le modèle Hirsch -----	70
8. - Détermination graphique du module dynamique (Abaques Shell) -----	71
9. - Conclusion -----	74

Deuxième partie -----75

Etude du Module Complexe et Développement de Modèle de Prédiction du Module Dynamique

Chapitre 5 – Caractérisation des matériaux de l'étude et interprétations des résultats de formulation -----76

1. Introduction -----	76
1. Présentation des matériaux de l'étude -----	76
3. - Procédure expérimentale de la formulation et interprétations des résultats -----	81
Maximale-----	81
3.1. - Comparaison des squelettes de mélanges de même classe de granularité. -----	84
Quartzite dense-fine -----	85
3.2. - Présentation et interprétation des résultats de la formulation-----	86
2.2.1 - Essai de compactage à la Presse Giratoire (PCG)-----	86
2.2.2 - Essai d'orniérage-----	91
2.2.3 Essai de Tenue à l'eau -----	94
2.2.4 - Essai de Fatigue-----	97
2.2.4.1. Le critère de rupture Nf 50%-----	98
2.2.4.2. L'Indice de qualité-----	99
2.2.4.3. Amplitude de la déformation moyenne (ϵ_A) -----	100
2.2.4.4. Evolution des écarts des amplitudes de déformation des extensomètres --	100
2.2.4.5. La déformation centrée -----	101
2.2.4.6. Le Critère Nf II/III (ϕ) -----	102
2.2.4.7. Le contrôle de la température -----	102
2.2.4.8. Synthèse des résultats -----	103
4. - Conclusion -----	105

Chapitre 6 – Mesure du module complexe et modélisation de la courbe maîtresse----- 107

1. Introduction -----	107
2 - Essai de traction / compression directe -----	107
2.1. - Dispositif expérimental-----	108
2.2. - Préparation des éprouvettes-----	108
2.3 - Mise en place de l'essai-----	110
2.4 - Système d'acquisition des données -----	112
2.5. - Procédure de l'essai de module complexe-----	113
3. - Présentation des résultats de l'essai de module complexe -----	113
4. – Modélisation des résultats d'essai de module complexe-----	117
4.1 – Application au dimensionnement rationnel-----	117
5. - Impact structurel et économique de la considération du comportement viscoélastique des enrobés bitumineux dans le dimensionnement routier au Sénégal-----	120
5.1. - Le logiciel ViscoRoute-----	121
5.2 - Structures proposées-----	121
5.3 - Principe du dimensionnement-----	123

5.4 - Analyse et interprétation des résultats de simulation -----	124
5.4.1. - Chaussée souple à base de quartzite de Bakel -----	124
5.4.2 - Chaussée souple à base de basalte de Diack -----	125
6. - Conclusion -----	127

Chapitre 7 - Evaluation des modèles sigmoïdaux de prédiction du module dynamique et optimisation, par approche des diamètres de tamis U.S. par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC). ----- 127

1. - Introduction -----	127
2. - Méthodologie de l'étude -----	127
2.1 - L'essai de cisaillement dynamique au DSR (NF EN14770) -----	128
2.2 - Interprétations statistiques -----	128
2.3 - Remplacement des variables -----	128
3. - Résultats des essais de module complexe -----	130
4. - Evaluation et optimisation des modèles de Witczak (1999 et 2006) -----	130
4.1 - Evaluation du modèle approché de Witczak 1999 (MAW-99) -----	130
4.1.1 - Ajustement et optimisation du modèle approché de Witczak 1999 (MAOW-99) -----	131
4.1.2. Vérification du modèle MAOW-99 -----	133
4.2 Evaluation du modèle approché de Witczak 2006 (MAW-06) -----	133
4.2.1. Ajustement et optimisation du modèle approché de Witczak 2006 (MAOW-06) -----	134
4.2.2. Vérification du modèle MAOW-06 -----	136
5. Conclusion -----	136

Chapitre 8 - Développement du modèle minéralogique SILICE-ZËTA de prédiction du module dynamique et étude de l'impact du type de granulats et de ses propriétés chimiques. ----- 138

1. Introduction -----	138
2. Les paramètres du modèle minéralogique -----	138
2.1 La silice -----	138
2.2 L'essai Los Angeles et l'essai Micro Deval -----	140
2.3 Le potentiel zêta (méthode électrophorétique) -----	141
2.4 Le module de cisaillement G^* -----	144
2.5 La surface spécifique et l'épaisseur du film de liant -----	144
3. Démarche du développement du modèle minéralogique -----	145
3.1 Paramètres du modèle minéralogique -----	146
Calcaire dense-fine -----	146
3.2 Equation de prévision de $\log E^* _{\text{SILICE-ZËTA}}$ -----	146
4. Etude de la sensibilité du modèle minéralogique -----	148
4.1 Impact du type de granulats -----	148
4.2 Impact du potentiel zêta -----	150
4.3 Impact de la teneur en SiO_2 -----	151
4.4 Impact des paramètres non liés à la nature du granulats -----	152
5. Conclusion -----	152

Conclusion générale ----- 155

Références bibliographiques ----- i

Webographie ----- xvi

Liste des normes ----- xviii

Annexe A : Essai de Fatigue	xxi
Le critère de rupture Nf 50%	xxi
L'Indice de qualité	xxii
Amplitude de la déformation moyenne (ϵ_A)	xxiii
Amplitudes de déformation des extensomètres	xxiv
Le centre de déformation	xxv
Critère Nf II/III (ϕ)	xxvi
Le contrôle de la température	xxvii
Annexe B : Résultats d'essai de module complexe (Base de données de calibrage de tous les modèles viscoélastiques)	xxviii
Essai de module complexe - BDC mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxviii
Essai de module complexe - BDD mix / LC 26 700 / NF / EN 12697-26	xxix
Essai de module complexe - BDF mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxx
Essai de module complexe - GDC mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxxi
Essai de module complexe - GDD mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxxii
Essai de module complexe - GDF mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxxiii
Essai de module complexe - CDF mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxxiv
Essai de module complexe - CDD mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxxv
Essai de module complexe - CDC mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26	xxxvi
Annexe C : Base de données de calibrage des modèles de witzak 1999 et 2006 approchés (maw-99, maw-06), et optimisés maow-99 et maow-06) d'enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal (Diamètre de tamis AFNOR et LC).	xxxvii
Annexe D - Densité maximale brute et pourcentage des éprouvettes (module complexe et essai de fatigue)	xliv
Annexe E : Détermination des paramètres des modèles analogiques «avancés» sur Vico-analyse (LCPC)	xlviii
Annexe F – Base de données du modèle minéralogique SILICE-ZËTA	lxvi
Complément vis-à-vis de l'alcali-réactivité du basalte de Diack et du quartzite de Bakel	lxxvi
Résumé	lxxix
Abstract	lxxx

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 - Classes de comportement du bitume en fonction de $ \epsilon $ et t (olard, 2003)	12
Figure 1.2 - Représentation schématique des structures de bitume (adaptée de Di Benedetto et Corté, 2005)	13
Figure 1.3 - Essai de pénétrabilité (LCMB-imp).....	13
Figure 1.4 - Essai de ramollissement bille et anneau (LCMB-IMP).....	14
Figure 1.5 - Essai de ductilité.....	15
Figure 1.6 - Essai DSR (LCMB)	16
Figure 1.7 - Essai BBR.....	17
Figure 1.8 - Essai RTFOT (Bitume info, 2005)	18
Figure 1.9 - Essai PAV (LCMB).....	19
Figure 1.10 - Les différentes étapes de caractérisation des bitumes purs (AASHTO PP6)	

Chapitre 2

Figure 2.1 - Structure interne d'un enrobés bitumineux (A.A.T., 2011).....	22
Figure 2.2 - Schéma du principe de l'essai PCG (Prat et al.,2010).....	25
Figure 2.3 - Dispositif expérimental essai a l'AMPT (OPT, 2013)	29
Figure 2.4 - Dispositif expérimental de l'essai a l'APA (gauche) et éprouvette a 8000 cycles (pavement interactive).....	30
Figure 2.5 - Dispositif expérimental de l'essai «Hamburger Whell-Track test»	31
Figure 2.6 - Dispositif expérimental de l'essai au SST (Pavement Interactive)	31
Figure 2.7 – Dispositif expérimental de l'essai IDT (Priaspalt).....	32

Chapitre 3

Figure 3.1 – Illustration d'une chaussée bitumineuse au Québec adaptée de Meunier (2012)	33
Figure 3.2 – Concepts de l'analyse mécanistique-empirique des chaussées.....	36
Figure 3.3 - Distinction de trois phases différentes dans un essai de fatigue a déplacements constant (Baaj, 2002)	41
Figure 3.4 - Définition du critère classique de fatigue et détermination	41
Figure 3.5 – Droite de fatigue de Wöhler a 10°C et 10Hz (Perraton et Touhara, 2013).....	43
Figure 3.6 – Fissuration "bottom-up" ou "alligator craking" ou fissuration en peau de crocodile (Adaptée de Hammons et al. 2007).....	44
Figure 3.7 – Fissuration "top-down" ou "longitudinal craking" ou fissuration longitudinal (Adaptée de Hammons et al. 2007).....	44
Figure 3.8 – Orniérage généralisé (adaptée de Hammons et al., 2007).....	48

Chapitre 4

Figure 4.1 - Représentation du module complexe (Carter et Perraton, 2002).....	55
Figure 4.2 - Différentes sollicitations induites par le trafic (Proteau et Lavoie, 2014).....	58
Figure 4.3 - Schématisation des sollicitations induites par la température (Adaptée de Di Benedetto et Corte, 2005)	58

Figure 4.4 - Comportement des enrobés bitumineux (ϵ , deformation - n, nombre de cycles) (Adaptée de Di Benedetto et De La Roche, 1998).....	59
Figure 4.5 – Principe de l’essai de flexion en deux points « non homogènes ».....	61
Figure 4.6 – Module complexe d’un enrobé dans le plan Cole et Cole	62
Figure 4.7 – Initialisation des paramètres des modèles analogiques «avancés»	63
Figure 4.8 – Module complexe d’un enrobé dans l’espace de Black (Doucet et Auger, 2010)	63
Figure 4.9 – Exemple d’isothermes et de courbe maîtresse à T_0 égale à 15°C d’un enrobé grenu, EG-10, conforme aux exigences de la norme LC 4202 du MTQ (Carter et Perraton, 2002).....	64
Figure 4.10 –Le modèle de Huet (huet, 1963)	65
Figure 4.11 – Le modèle de Huet-Sayegh (Sayegh, 1965).....	66
Figure 4.12 - Modèle 2S2D1P (Olard, 2003)	67
Figure 4.13 – Diagramme des phases au sein de l’enrobé bitumineux pour utilisation des abaques Shell et Van Der Poel (Adaptée de Huang, 1993)	72
Figure 4.14 – Abaque de détermination du module de rigidité des bitumes (adaptée de Van der poel, 1954)	72
Figure 4.15 – Abaque de détermination du module dynamique des mélanges bitumineux....	73

Chapitre 5

Figure 5.1 – Courbe viscosité-température d’un bitume 35/50 ERES Sénégal.	79
Figure 5.2 – Courbes granulométriques des trois squelettes granulaires de quartzite insérés dans le fuseau (NF EN 13108-1)	82
Figure 5.3 - Comparaison entre le 0/5 mm initiale et du 0/5 mm finale après concassage.....	83
Figure 5.4 – Courbes granulométriques des trois squelettes granulaires de basalte insérés dans le fuseau (NF EN 13108-1).....	84
Figure 5.5 – Comparaison des squelettes granulaires finaux entre GDF et BDF	84
Figure 5.6 – Comparaison des squelettes granulaires finaux entre GDD et BDD	84
Figure 5.7 – Comparaison des squelettes granulaires GDC et BDC.....	85
Figure 5.8 – Eprouvettes d’enrobés de basalte et de quartzite après compactage à la PCG à 200 girations (LCMB).....	87
Figure 5.9 – Comparaison de la variation d’hauteur des éprouvettes PCG en fonction du nombre de giration	88
Figure 5.10 – Comparaison de la variation du pourcentage de vide des éprouvettes PCG en fonction du nombre de giration.....	88
Figure 5.11 - Variation relative de vitesse de compactage des enrobés de basalte et de quartzite.....	89
Figure 5.12 - Consommation d’énergie pour effectuer l’ISM et l’IRM (Prat et al., 2010).....	90
Figure 5.13 – Essai d’orniérage a l’orniéreur LCPC (LCMB).....	91
Figure 5.14 – Comparaison des pourcentages d’ornière des différents mélanges	91
Figure 5.15 – Comparaison des squelettes granulaires du BDD et du BDF	92
Figure 5.16 – Comparaison des DMCD des squelettes granulaires de basalte en vue d’expliquer la résistance à l’orniérage	93
Figure 5.17 – Comparaison des DMCD des squelettes granulaires de quartzite en vue d’expliquer la résistance à l’orniérage	93
Figure 5.18 – Coupes effectuées sur plaques d’enrobe GDF, BDC, GDD, BDD, GDC ET BDF après les 30000 cycles de l’essai d’orniérage (LCMB).....	94
Figure 5.19 – Dispositif expérimental de l’essai de tenue a l’eau sur éprouvettes de GDC et de BDC (LCMB).....	95
Figure 5.20 - Essai de potentiel zeta et résultats (STEEP)	96

Figure 5.21 – Granulat évalué apres essai de désenrobage sur le basalte et le quartzite.....	97
Figure 5.22 –Critère de rupture NF 50% des éprouvettes testées (BDC-GDC).....	99
Figure 5.23 – Variation de l’indice de qualité des éprouvettes testées (BDC-GDC).....	99
Figure 5.24 - Evolution de l’amplitude des déformations en fonction du nombre de cycle durant l’essai de fatigue en mode de déformation (130 μ def, T = 10 °C ; fr = 10 Hz)....	100
Figure 5.25 - Ecarts moyens de la déformation en fonction du nombre de cycles pour essai de fatigue en mode de déformation (T = 10 °C ; fr = 10 Hz)	101
Figure 5.26 – Variation de la déformation centrée durant l’essai de fatigue en mode de déformation (bdc et gdc a 130 μ def, T = 10 °C ; fr = 10 Hz)	102
Figure 5.27 – Critère de rupture Nf II/III (ϕ) pour essai de fatigue en mode déformation ...	102
Figure 5.28 – Variation de la température des éprouvettes testées	103
Figure 5.29 – Courbe de wöhler du mélange GDC	104
Figure 5.30 – Dissipation d’énergie du BDC et du GDC lors de l’essai de fatigue	105

Chapitre 6

Figure 6.1 - Sollicitation sinusoïdale en traction-compression alternée sur un enrobé.....	107
Figure 6.2 - Vue d’ensemble du dispositif expérimental (LCMB)	108
Figure 6.3 - Compacteur de plaques LCPC et exemples de plaques compactés (lcmb)	109
Figure 6.4 – Carottage de la plaque GDC (LCMB) et entreposage des échantillons.....	109
Figure 6.5 – Mesure des dimensions sur une éprouvettes d’enrobé de quartzite et pesée hydrostatique sur éprouvettes d’enrobé de basalte de Diack (LCMB)	110
Figure 6.6 – Murissement des éprouvettes (calcaire de Bandia, basalte de Diack, quartzite de Bakel) avant essai de module TCD (LCMB).....	110
Figure 6.7 – Collage des casques a l’epoxy (LCMB)	111
Figure 6.8 – Mise en place des extensomètres et installation dans la presse d’une éprouvette (enrobes bitumineux de quartzite de Bakel, de basalte de Diack et calcaire deBandia (LCMB).....	111
Figure 6.9 – Courbes isothermes de $ E^* $ des mélanges BDD, BDF, GDF et GDD (Températures indiquées sur les courbes).....	114
Figure 6.10 – Courbes isochrones de $ E^* $ du mélange BDF (Fréquences en couleur)	114
Figure 6.11 – Représentation dans le plan Cole et Cole des enrobés bitumineux étudiés ...	115
Figure 6.12 – Représentation dans l’espace de black des enrobés bitumineux étudiés	115
Figure 6.13 – Evolution du module dynamique des enrobés de basalte et de quartzite en fonction du pourcentage de vides a 30°C et 10Hz.....	116
Figure 6.14 – Courbes maitresse du mélange bitumineux BDC à différentes températures. 117	
Figure 6.15 - a) exemple de modélisation du module complexe des enrobés BDC et GDC par les modèles de Huet et de Huet –Sayegh à tref = 55.4°C	118
Figure 6.16 – Courbe maitresse du $ e^* $ des enrobés étudiés a t _{ref} = 10°C selon le modèle sigmoïdal de witzzak (1999) avec la méthodologie de l’Asphalt Institute	120
Figure 6.17 – Repère d’observation (x, y, z) du logiciel ViscoRoute (Chabot et al., 2009). 123	
Figure 6.18 – Charge elliptique correspondant a l’empreinte d’une roue.....	124

Chapitre 7

Figure 7.1 – Evaluation du modèle MAW-99	130
Figure 7.2 – Auto-évaluation du modèle MAOW-99 (Base de données de développement du modèle)	132
Figure 7.3 – Verification du modèle MAOW-99 avec la base de données restante	133
Figure 7.4 – Evaluation du modèle MAW-06.....	133
Figure 7.5 – Auto-évaluation de MAOW-06(Base de données de développement du modèle)	135

Figure 7.6 - Verification du modèle MAOW-06 avec la base de données restante	136
---	-----

Chapitre 8

Figure 8.1 - Exemples de polymorphes de la Silice (Calcédoine = Eclatbox.Com ; Quartz = Material Project.Org ; Stishovite = Junglekey.Fr ; Tridymite = Geoforum.Fr).....	139
Figure 8.2 - Essai Los Angeles + Billes de L'essai (Testrichina.Asia).....	140
Figure 8.3 - Représentation schématique du potentiel zeta (Cordouan Technologies, 2015).....	141
Figure 8.4 - Dispositif expérimental de mesure du potentiel zeta (STEPPE-ETS, 2015).....	141
Figure 8.5 - Dispositif expérimental de préparation des solutions aqueuses à différents pH (STEPPE-ETS)	142
Figure 8.6 - Pulvérisateur de roche (Basalte de Diack, calcaire de Bandia et quartzite de Bakel) (D<8 Mm) (STEPPE-ETS)	142
Figure 8.7 - Mesure du potentiel zeta du quartzite à pH = 9,05 (STEPPE-ETS).....	143
Figure 8.8 - Exemple de courbe tendance de G* du bitume 35/50 (Pg 70-16) à 0,1 Hz.....	144
Figure 8.9 - Corrélation entre les valeurs de modules prédites et les valeurs observées	148
Figure 8.10 - Corrélation entre Log E* des enrobés de basalte, de calcaire et de quartzite considérés séparément et Log E* mesuré.....	148
Figure 8.11 - Corrélation entre Log E* des enrobés CDF, CDD, CDC, BDF, BDD, BDF, GDF, GDD et GDF et Log E* mesuré	149
Figure 8.12 - Représentation du module complexe E* des enrobés de calcaire de Bandia (Granulat non routier).	150
Figure 8.13 - Influence de la variation du potentiel zeta positif sur le module dynamique E* (30°C Et 10Hz)	150
Figure 8.14 - Influence de la variation du potentiel zeta négatif sur le module dynamique E* à (30°C Et 10Hz).....	151
Figure 8.15 - Influence de la teneur en SiO ₂ sur le module dynamique.....	151

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 - Effet de l'augmentation des valeurs caractéristiques des propriétés des granulats sur les performances des enrobés (adaptation extraite du tableau 4, AAT, 2011)	8
Tableau 1.2 – Propriétés physiques des roches (Metso Minerals, 2010)	10
Tableau 1.3 – Résistance à la compression typique de granulats du Sénégal (Direction des Mines et de la Géologie du Sénégal)	10
Tableau 1.4 – Effet des variations de température des grades de bitume sur les performances des enrobés bitumineux (adaptation extraite du tableau 4 dans AAT, 2011)	21

Chapitre 2

Tableau 2.1 – Ndesign pour béton bitumineux formulés a chaud (AASHTO R35)	27
Tableau 2.2 - Exigences en VMA pour les enrobés denses (AASHTO R35)	27
Tableau 2.3 – Exigence en nombre d'écoulement (OPT, 2013)	29
Tableau 2.4 - Profondeur maximale d'orniérage recommandée pour le test APA a 8000 cycles (AASHTO TP63)	30
Tableau 2.5 -Les valeurs maximales recommandées pour le MPSS, déterminées a l'aide du test SST/RSCH, (AASHTO T 320)	32
Tableau 2.6 - Les exigences de résistance à la traction indirecte à haute température minimale recommandée (AASHTO T 283)	33

Chapitre 4

Tableau 4.1 – Liste récapitulative des modèles de prédiction du module E^* (Bari et Witczak, 2006)	68
Tableau 4.2 - Comparaison de la fiabilité de l'ajustement des modèles Hirsch et de Witczak (Bari et Witczak, 2006)	71

Chapitre 5

Tableau 5.1 - Mesure de la pénétrabilité (bitume 35/50 ou pg 70-16)	76
Tableau 5.2 - Température bille et anneau (bitume 35/50 ou pg 70-16)	77
Tableau 5.3 - Détermination du module de cisaillement dynamique $ G^* $ au DSR apres rtfot (bitume 35/50 ou PG 70-16)	77
Tableau 5.4 - Détermination de la viscosité en fonction des paramètres A et VTS	78
Tableau 5.5 - Perte de masse du bitume 35/50 ERES Sénégal ou PG 70-16 vieilli (rtfot)	78
Tableau 5.6 - Viscosité Brookfield (bitume 35/50 ou PG 70-16)	78
Tableau 5.7 – Caractérisation géotechnique des mélanges de quartzite de Bakel	80
Tableau 5.8 – Caractérisation géotechnique des mélanges de basalte de Diack	80
Tableau 5.9 – Caractérisation géotechnique des mélanges de calcaire de Bandia	80
Tableau 5.10 – Squelettes des trois mélanges de quartzite	81
Tableau 5.11 - Résultats du tamisage après concassage du 2,5/5 mm du quartzite de Bakel	82
Tableau 5.12 – Squelettes granulaires des trois mélanges de basalte formulés et fuseau	83
Tableau 5.13 – Tableau récapitulatif des formules à étudier (partiel)	85

Tableau 5.14 – Effet des propriétés de fabrication des granulats sur les performances des mélanges bitumineux (extrait du tableau 6.1 de l'AAT, 2011)	86
Tableau 5.15 – Variation du pourcentage de vide dans les éprouvettes PCG en fonction du nombre de giration	87
Tableau 5.16 –Présentation des ISM, IRM, IEM ₁ et IEM ₂ des enrobés bitumineux étudiés..	90
Tableau 5.17 – Résultats de l'essai de tenue à l'eau par trempage du melange BDC	95
Tableau 5.18 – Résultats de l'essai de tenue à l'eau par trempage du melange GDC	96
Tableau 5.19 –Différentes méthodes de détermination de $ E_0^* $ (touhara, 2012)	98
Tableau 5.20 – Synthèse des résultats des essais de fatigue	104

Chapitre 6

Tableau 6.1 – Paramètres de calibrage des modèles analogiques «avancés» disponibles sur Visco-Analyse.....	119
Tableau 6.2 - Constantes du modèle sigmoïdale de witzak calibrées	119
Tableau 6.3 – Structure de chaussée souple de quartzite de Bakel	121
Tableau 6.4 – Structure de chaussée souple de basalte de Diack.....	122
Tableau 6.5 – Paramètres viscoélastiques du modèles de Huet-Sayegh du BDC et du BDD	122
Tableau 6.6 – Modules et angles de déphasage déterminés par le modele de Huet-Sayegh a 34°C et 20Hz du BDC et du GDD	123
Tableau 6.7 – Jumelage standard français (Chabot et al., 2009).....	124
Tableau 6.8 – Champs mécaniques d'observation centrés sous la charge	124
Tableau 6.9 – Simulation de la structure de chaussée à base de quartzite	125
Tableau 6.10 – Simulation de la structure de chaussée à base de basalte de Diack.....	126

Chapitre 7

Tableau 7.1 – Degrés de corrélation en fonction de R^2	128
Tableau 7.2 - Comparaison entre les constantes optimisées de MAOW-99 et les constantes initiales de MAW-99.....	131
Tableau 7.3 - Comparaison entre les constantes optimisées de MAOW-06 et les constantes initiales de MAW-06.....	134
Tableau 7.4 – Récapitulatif des corrélations	136

Chapitre 8

Tableau 8.1 - Propriétés physiques de roches (Metzo-Minerals, 2010).....	139
Tableau 8.2 – Valeurs typiques pour l'essai los angeles (AAT, 2011).....	140
Tableau 8.3 – Résultats essais de potentiel zêta en milieux aqueux	144
Tableau 8.4 – Formule d'enrobés à base de granulat calcaire (cf.chapitre5).....	146
Tableau 8.5 – Test de significativité du modèle minéralogique.....	147
Tableau 8.6 – Test de significativité log $ E^* $ en fonction des variables prédicteurs	147

Résumé

Dans un contexte marqué par un déficit budgétaire du Fond d'entretien routier Autonome au Sénégal (FERA) et par la raréfaction des granulats routiers, marquée par l'épuisement annoncé de la carrière de basalte à Diack, le dimensionnement de routes durables à moindre coût et la valorisation de nouveaux matériaux du Sénégal sont devenus nécessaires. Parmi les solutions de substitution, le quartzite de Bakel est proposé. Un bon dimensionnement de structure de chaussées passe par une bonne caractérisation du comportement réel des matériaux utilisés. Le dimensionnement rationnel avec ALIZÉ-LCPC, considère tous les matériaux utilisés comme élastiques linéaires et caractérisés par leur module de rigidité et leur coefficient de Poisson. Ce qui constitue un manque de précision dans le dimensionnement, car le comportement des matériaux granulaires est élastique non linéaire, tandis que le comportement des matériaux bitumineux est viscoélastique linéaire à faibles déformations. Pour les matériaux bitumineux, le Pavement M-E comme le logiciel ALIZÉ-LCPC utilise les lois de l'élasticité linéaire. Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux peut être caractérisé par son module complexe E^* , les modèles mécaniques ou sa susceptibilité au fluage $J(t)$. Le comportement élastique des enrobés bitumineux est caractérisé par le module dynamique $|E^*|$. Les essais de module complexe se révélant coûteux et nécessitant beaucoup de temps, des modèles de prédiction sont utilisés dans le dimensionnement mécanistique-empirique (Modèles de Witczak). Mais aucun des modèles de Witczak ne prend en compte les enrobés bitumineux caractérisés par les tamis métriques ou l'impact du granulats sous son aspect minéralogique et chimique. Dans le but de faire un premier pas dans la prise en compte de ces facteurs dans la compréhension du comportement des enrobés bitumineux, des études ont été effectuées au LCMB de l'ETS à Montréal sur la caractérisation du comportement viscoélastique-linéaire (Essai de module complexe E^*) des enrobés bitumineux formulés avec les basaltes de Diack, les quartzites de Bakel et le calcaire de Bandia. Les différents résultats obtenus, complétés par des études déjà effectuées sur la classification approximative des roches en fonction de leur teneur en SiO_2 , ont permis de calibrer les modèles sigmoïdaux de Witczak et de développer un modèle minéralogique SILICE-ZËTA. Ce modèle permet en autoévaluation une meilleure prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux et d'expliquer leur comportement à travers les variables prédictives. Cependant, elle reste à être vérifiée avec une base de données indépendante. Ces études ont permis aussi de montrer que les enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal sont des matériaux thermorhéologiquement simples. Le quartzite de Bakel permet de formuler au même titre que le basalte de Diack des enrobés bitumineux conformes aux normes de spécifications en vigueur. Ils ont également une bonne résistance à la fatigue déterminée par la méthode du LCMB, mais ceci reste à être vérifiée dans les conditions d'essai de la norme NF EN1108-1 (10°C, 25Hz). La surestimation de la durée de vie des éprouvettes par le critère de rupture $N_f50\%$ sur N_f II/III lors des essais de fatigue, ne semble pas trop affecter les valeurs de la pente (1/b), de la dispersion S_n et du ϵ_6 . Le comportement viscoélastique des enrobés étudiés est bien représenté par les modèles analogiques «avancés». En comparaison au dimensionnement viscoélastique des couches bitumineuses, le dimensionnement élastique surestime l'orniérage au sommet du sol support, sous-estime la déformation longitudinale et la déformation transversale de la couche bitumineuse et rend sensiblement bien compte de la déflexion de la chaussée. Les faibles vitesses de circulation entraînent une amplification de la déformation transversale. Les modèles de Witczak de prédiction du module dynamique peuvent être utilisés pour les enrobés bitumineux à granulométrie caractérisée par les tamis métriques par remplacement et optimisation des tamis U.S.

Mots clés : Calcaire de Bandia ; Basalte de Diack ; Quartzite de Bakel ; élastique ; Viscoélastique ; Module complexe ; Module dynamique ; Modèle minéralogique ; Orniérage ; fatigue ; tenue à l'eau ; potentiel zêta ; PCG ; adhésivité ; bitume ; DSR.

Abstract

In a context marked by a budget deficit of the Autonomous Road Maintenance Fund in Senegal (FERA) and the scarcity of road aggregates, marked by exhaustion announced the basalt quarry at Diack, design of durable roads at low cost and enhancement of new materials from Senegal have become necessary. Among the alternatives, quartzite of Bakel is proposed. A good pavement structure design requires a good characterization of the actual behavior of materials used. Rational design with ALIZÉ-LCPC, consider all materials as linear elastic and characterized by its elastic modulus and Poisson's ratio. This is a lack of precision in the design, because the behavior of granular materials is non-linear elastic, while the behavior of the bituminous materials is linear viscoelastic at low deformations. For bituminous materials, Pavement M-E as ALIZÉ-LCPC software uses the laws of linear elasticity. The viscoelastic behavior of asphalt concretes can be characterized by its complex modulus E^* , mechanical models or its creep compliance $J(t)$. The elastic behavior of asphalt concretes is characterized by dynamic modulus $|E^*|$. Complex modulus tests are expensive and require revealing much time; therefore prediction models are used in the mechanistic-empirical pavement design (Witczak models). But none of these models takes into account asphalt concretes characterized by metric sieves or the impact of the aggregate in its mineralogical and chemical aspects. In order to take a first step in the consideration of these factors in understanding the behavior of asphalt mixtures, studies were carried out in the ETS-LCMB in Montreal on the characterization of the viscoelastic linear behavior (complex modulus test E^*) of asphalt mixtures made with basalt Diack, quartzite of Bakel and limestone of Bandia. The different results obtained, supplemented by studies already carried out on the rough rock classification based on their SiO_2 content, helped calibrate the sigmoidal model Witczak and develop a mineralogical model SILICA-ZETA. This model in auto evaluation enables better prediction of dynamic modulus of asphalt mixtures and explains their behavior through the predictor variables. But, it must be calibrated by a new free database. These studies have also shown that the asphalt mixtures made with aggregates of Senegal are thermorheologically simple materials. Quartzite Bakel can make just as basalt Diack of asphalt mixtures conform to the applicable specifications. They have a good fatigue resistance determined by the method of LCMB, but this remains to be verified in the test conditions of NF EN1108-1 standards (10°C, 25 Hz). The overestimation of the life of the specimens by the failure criterion $N_f50\%$ on N_f II/III during fatigue testing, does not seem too affect the values of the slope (1/b) of the S_n dispersion and ϵ_6 . The viscoelastic behavior of asphalt studied is well represented by the analogic advanced models. Compared to the viscoelastic pavement design of asphalt layers, the elastic design overestimates rutting at the top of the subgrade, underestimates the longitudinal deformation and transverse deformation of the bituminous layer and makes substantially well aware of the deflection of the floor. The low circulation speeds impose an amplification of the transverse deformation. Witczak predictive models of the dynamic modulus can be used for asphalt in size characterized by the metric sieve by replacement and optimization of U.S sieve.

Keywords: Limestone Bandia; Basalt Diack; Quartzite Bakel; elastic ; viscoelastic; complex modulus; dynamic module; mineralogical model; rutting; tired ; water resistance; zeta potential; PCG; adhesiveness; bitumen; DSR.

Introduction générale

Introduction générale

Le réseau routier classé du Sénégal est très vaste et est composé de 15309 km de route dont seulement 5305 km sont revêtues (Fall et Seck, 2014). Selon l'Agéroute (Agence de gestion des routes) ce réseau ne cesse de croître (Agéroute, 2011). Fall et Seck 2014 ont souligné que le profil d'évolution du réseau laisse apparaître 3 phases dans son évolution :

- une première, entre 1990 et 1995 marquée par une croissance soutenue ;
- une deuxième phase entre 1996 et 2001 caractérisée par une stagnation du réseau due à des contraintes budgétaires, c'est la période post-dévaluation du FCFA ;
- et une dernière, entre 2002 et 2011, qui marque la reprise de la croissance du réseau routier.

L'une des familles de revêtement de chaussée les plus utilisées au Sénégal et dans beaucoup de pays sont les enrobés bitumineux formulés à chaud. Ceux sont des mélanges de granulats et de bitume malaxés à hautes températures. Dans ces matériaux, les granulats occupent environ 95% du poids total, tandis que le liant occupe les 5% restants (AAT, 2011).

Cependant, son avenir est menacé pour deux raisons principales. La première raison est que la principale carrière de granulats de basalte à Diack (principal granulats routier du Sénégal), est finissante et a atteint des profondeurs d'exploitation à la limite acceptables. D'autres réserves de basalte existent, mais sont soit très éloignées (région de Kédougou à Mako) ou proches mais interdites à l'exploitation. En effet, depuis 1972, date du décret présidentiel 072/662, l'exploitation du basalte dans la région de Dakar est complètement interdite. Face à la "raréfaction" des matériaux de construction et dans un contexte actuel dominé par la croissance du secteur du BTP, les politiques ont mis en place un système de valorisation des matériaux du Sénégal (Quartzite de Bakel, Silexites de Taïba etc...) à travers la Stratégie de Croissance Accélérée (SCA), qui est une initiative d'opérationnalisation efficace des politiques de développement de la Stratégie de Croissance Accélérée (DSCA, 2013). Cette stratégie soutient que le potentiel du secteur industriel repose sur les BTP et matériaux de construction, et sur les mines et carrières. Le basalte de Diack est utilisé depuis 1972 au Sénégal dans la construction routière et a fait depuis ses preuves, faisant du quartzite de Bakel un bon matériau de substitution à étudier. La deuxième raison est le budget déficitaire du FERA. En effet, les besoins d'entretien des routes du FERA sont estimés à 171 milliards pour les trois exercices de 2015 à 2017. Ce qui montre que, si les ressources budgétisées restent au même niveau, un important déficit de financement des activités d'entretien routier est à prévoir, si on considère le budget actuellement établi à 52 milliards (FERA, 2015).

Face à un réseau d'une telle importance, qui nécessite autant de fonds pour son entretien, un dimensionnement adéquat doit être assuré pour les structures de chaussée qui le composent. Vu les nombreuses dégradations précoces observées sur nos routes, ceci doit nécessairement passer par une bonne maîtrise du comportement mécanique des matériaux de chaussée.

La méthode de dimensionnement des chaussées utilisée au Sénégal est une méthode rationnelle. Le moteur de calcul de cette méthode est le modèle de Burmister. Il permet de calculer les contraintes et déformations créées par le trafic dans les différentes couches de matériaux constituant la structure de chaussée. Ce modèle s'appuie sur la modélisation mécanique de la structure par un massif semi-infini, constitué d'une superposition de couches de matériau d'épaisseur constante, à comportement élastique linéaire isotrope. Les paramètres descriptifs du comportement mécanique de chaque matériau sont le module de rigidité (E) et le coefficient de Poisson (ν) (Autret et al., 1982). Cependant, le comportement des enrobés

bitumineux n'est pas élastique à faible déformation mais plutôt viscoélastique linéaire (Di Benedetto et Corté, 2005).

Le dimensionnement mécanistique-empirique à travers les logiciels comme le MEPDG software ou le Pavement-ME (Darwin M-E) utilisent les modèles multicouches élastiques (MLET) pour les couches bitumineuses, plus précisément le modèle multicouche élastique JULEA (NCHRP, 2004). Comme le modèle de Burmister, ce modèle considère la couche d'enrobé bitumineux comme élastique linéaire. La différence principale entre le dimensionnement rationnel français (mécanistique) et le dimensionnement mécanistique-empirique réside dans le fait que ce dernier permet de prédire les performances de la chaussée. Cette prédiction étant assurée par des modèles de prédiction de l'orniérage, de la fissuration thermique, de la fissuration par fatigue et de l'Indice de Rugosité International (IRI).

De nos jours, on a tendance à voir l'émergence de nouveau type de logiciel prenant en compte le comportement viscoélastique complet des enrobés bitumineux dans le dimensionnement à travers des modèles mécaniques (Chabot et al., 2009 ; Nguyen et al., 2008). En effet, Duhamel et al. (2005) soulignent que pour des chaussées souples soumises à de forts trafics de poids lourds, les lois de l'élasticité à travers le modèle de Burmister du logiciel Alizé-LCPC permettent un dimensionnement satisfaisant de ces derniers. Mais, pour des chaussées soumises à des trafics faibles ou à de forts gradients de température, il est nécessaire de prendre en compte le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. Vila (Vila, 2001 ; Duhamel et al., 2005), stipule que la circulation de charges lourdes à des vitesses lentes, par exemple, conduit à l'apparition, en bas des couches bitumineuses, de déformations transversales nettement supérieures aux déformations longitudinales. Cet effet, très amplifié par les essieux à charges multiples n'est pas prédit par les calculs classiques effectués en élasticité. Tamagny et al. (Tamagny et al. 2004 ; Duhamel et al., 2005) soulignent que dans le cas d'essais de fissuration par flexion en laboratoire, la viscoélasticité des enrobés peut conduire naturellement à une propagation de la fissure de haut en bas, même dans le cas d'une éprouvette entaillée en partie basse. Une amélioration de la représentativité du modèle multicouche passe donc, entre autres, par la prise en compte du comportement viscoélastique des enrobés bitumineux. Ce comportement est pris en compte dans les outils de dimensionnement comme le logiciel ViscoRoute et le logiciel César-LCPC. Cependant, l'utilisation de tels instruments nécessite le calibrage des modèles mécaniques viscoélastiques par des essais de module complexe.

Il existe plusieurs définitions du module complexe dont l'une des plus simples est qu'il est l'expression de la rigidité d'un matériau viscoélastique soumis à des sollicitations sinusoïdales à fréquences variées (Doucet et Auger, 2010). Le module dynamique $|E^*|$ qui est la norme du module complexe, est utilisé dans les deux types de logiciel (Alizé LCPC, MEPDG). C'est une approximation du module élastique d'un matériau viscoélastique, qui peut être utilisée pour le dimensionnement des chaussées lorsque les lois de l'élasticité sont employées (Burmister, JULEA) (Doucet et Auger, 2010).

Les essais de modules étant coûteux et longs à effectuer des modèles de prédictions sont utilisés dans le dimensionnement mécanistique-empirique. Il s'agit principalement du modèle de Witczak 1999 (Andrei et al., 1999). Ce modèle est utilisé aux niveaux 2 et 3 du dimensionnement. Par contre, les modèles sigmoïdaux de Witczak de prédiction ne prennent en compte ni la nature du granulat, ni les enrobés bitumineux caractérisés par des tamis métriques (AFNOR, LC). Ce qui rend difficile pour ces deux niveaux, le dimensionnement de chaussées revêtues par des enrobés caractérisés par les tamis métriques. Bari et Witczak (2006) ont amélioré le modèle de 1999 en remplaçant la viscosité du liant et la fréquence de chargements considérés par le module de cisaillement $|G^*|$ et l'angle de phase δ_b .

Dans le cadre de cette thèse, les études effectuées sont orientées dans le sens de répondre aux différentes remarques citées précédemment. En effet, si le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux doit être considéré dans le dimensionnement routier au Sénégal, des modèles viscoélastiques représentatifs doivent être choisis. Le quartzite de Bakel peut être considéré comme matériaux de substitution au basalte à condition qu'il permette de formuler des enrobés bitumineux qui répondent aux normes de spécification en vigueur. L'impact structurel de la prise en considération du comportement viscoélastique dans le dimensionnement routier doit être mesuré en comparaison au dimensionnement élastique. Une certaine similitude entre les diamètres de tamis U.S. et les diamètres de tamis métriques doit être observée pour qu'une adaptation des modèles de Witczak aux enrobés bitumineux caractérisés par les tamis métriques soit possible. Pour que la nature du granulats puisse être prise en compte dans un modèle de prédiction du module dynamique, il est impératif d'avoir des paramètres communs à tous les types de roches utilisables et à des proportions variables. Afin de répondre à ces questions, des essais rhéologiques sont nécessaires pour acquérir les données d'entrées nécessaires au dimensionnement élastique (Alizé-LCPC) et au dimensionnement viscoélastique (ViscoRoute, César-LCPC) des couches bitumineuses. Ces résultats sont aussi nécessaires au calibrage et au développement de modèles mécaniques et de modèles de prédiction du module dynamique. Les diamètres de tamis U.S. caractérisant les modèles sigmoïdaux de Witczak (Andrei et al., 1999 ; Bari et Witczak, 2006) peuvent être approchés par les tamis métriques afin de mesurer l'impact sur la prédiction du module dynamique. La nature du granulats peut être représentée par la teneur en SiO_2 vu que c'est un minéral très bien distribué dans les différents types de roche.

La méthodologie de cette étude est basée tout d'abord sur une étude bibliographique poussée et axée essentiellement sur les travaux de références en méthodes de formulation (AAT, 2011 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Junod et Dumont, 2004 ; Pilate et Cocu, 2007, etc...), en rhéologie des enrobés bitumineux (Carter et Perraton, 2002 ; Baaj, 2002 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Olard, 2004 ; Touhara, 2012, etc...) et en dimensionnement routier (Duhamel et al., 2005 ; Chabot et al. 2009 ; Huang, 1993 ; LCPC, 1994 ; NCHRP, 2004 ; Nguyen et al., 2008). Ensuite des épreuves de formulation (essai de compactage à la presse giratoire, essai d'orniérage, essai de tenue à l'eau et essai de fatigue) selon la méthode NFEN 13108-1 et selon la méthode LC ont été effectuées avec comme matériaux de formulation les basaltes de Diack, les quartzites de Bakel, le calcaire de Bandia et un bitume de grade 35/50 ERES (PG 70-16). A partir de ces formules des essais de modules complexes en traction-compression directe (NF EN 12697-26 et LC 26-700) sur éprouvettes cylindriques sont effectués afin de déterminer les paramètres de dimensionnement, de calibrage et de développement des modèles étudiés. Pour le développement du modèle SILICE-ZËTA de prédiction du module dynamique des essais de potentiel zêta au zêta Meter par la méthode électrophorétique sont effectués sur les différents types de granulats étudiés.

Cette thèse de doctorat s'insère dans le cadre du respect des principes du management du développement durable à travers :

- la maîtrise des coûts par la prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux car les essais de module complexe sont coûteux ;
- la recherche des hautes performances à travers la mise en place d'une importante base de données de modules complexes et de modules dynamiques, d'enrobés bitumineux formulés avec les deux principaux granulats du Sénégal. Ces données sont utilisables dans toutes les méthodes de dimensionnement (élastiques et viscoélastiques) et constituent un bon étalonnage de la bibliothèque d'enrobés bitumineux du logiciel Alizé-LCPC. Et aussi à travers l'adoption du dimensionnement mécanistique-empirique au Sénégal ;

- la maîtrise de l'impact environnemental et la gestion des ressources. Ceci par la valorisation des grès quartzite de Bakel. Ce qui permettra le développement de la zone Sud-Est du Sénégal, la libération des populations de Ngoudiane de la pollution due à l'exploitation du basalte et la substitution partielle du basalte de Diack qui est finissant.

Elle s'articule ainsi en deux principales parties. Une première partie consacrée à l'étude bibliographique est constituée de quatre (4) chapitres dont le premier traite de la spécification des matériaux de formulation des enrobés bitumineux et de leurs influences sur les performances de ces derniers. Le chapitre 2 traite de la formulation proprement dite. Les informations nécessaires à la rédaction de ces deux chapitres sont essentiellement tirées des synthèses des manuels de formulation de l'AAT (2011), de Duriez et Arrambide (1959), des travaux de Di Benedetto et Corté (2005) et de Junod et Dumont (2004). Le dimensionnement mécanistique-empirique est détaillé dans le chapitre 3 avec une orientation principalement axée sur les couches bitumineuses. Au chapitre 4, l'état des connaissances sur la mesure et la prédiction du module complexe et du module dynamique des enrobés bitumineux est discuté de manière assez complète. Ces deux chapitres sont basés essentiellement sur la synthèse des guides de dimensionnement du MEPDG (NCHRP, 2004) et du LCPC (LCPC, 1994). Mais aussi sur les travaux de Huang (1993) et de Hammons et al. (2007).

Comme pour la première partie, on distingue quatre chapitres dans la deuxième partie axée essentiellement sur les épreuves de formulation, les essais de modules complexes et le développement de modèles de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal. Le chapitre 5 trace les étapes de la formulation des enrobés bitumineux étudiés et traite de l'impact du granulats et de la granulométrie sur les résultats obtenus. Dans ce chapitre une attention particulière est portée à la caractérisation du comportement à la fatigue des enrobés étudiés à travers l'étude de différents critères de rupture des éprouvettes testées. Les étapes de la procédure LC 26-700 (NF EN 1297-26) de l'essai de module complexe et du principe de superposition temps-température, à travers la modélisation de la courbe maîtresse, du module complexe et du module dynamique, sont détaillées dans le chapitre 6. Ce chapitre traite de l'impact du comportement viscoélastique et du type de granulats sur le dimensionnement des chaussées souples avec de la grave non traité (GNT) en couche de base. Le chapitre 7 est une évaluation et une optimisation des modèles sigmoïdaux de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux de Witczak, par approche des diamètres de tamis U.S. par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC). Ceci afin de permettre le dimensionnement avec le MEPDG des enrobés caractérisés par les tamis métriques au niveau 2 et 3. Le chapitre 8 traite du développement du modèle minéralogique SILICE-ZÊTA et de sa sensibilité par rapport aux variables prédictives. Une conclusion générale synthétise les différents résultats obtenus à travers les thèmes traités, suivis des recommandations et perspectives pour finaliser.

Première partie

Enrobés Bitumineux Formulés chaud et Dimensionnement Routier

Chapitre 1 - Les matériaux de formulation et leurs influences sur les performances des enrobés.

Chapitre 2 - Formulation des enrobés bitumineux.

Chapitre 3 - Dimensionnement mécanistique-empirique.

Chapitre 4 - Etat des connaissances sur la mesure et la prédiction du module complexe et du module dynamique des enrobés bitumineux.

Chapitre 1 : Les matériaux de formulation et leurs influences sur les performances des enrobés

1. - Introduction

Les enrobés bitumineux formulés à chaud sont des mélanges de fractions de granulats recomposées et de bitume, malaxés à hautes températures (Carter, 2002 ; César, 2007 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Freddy et al., 1991). Ils peuvent être complétés par des adjuvants pour améliorer leurs performances. Dans ces matériaux, les granulats occupent environ 95% du poids total, tandis que le liant occupe les 5% restants. En pourcentage de volume, les granulats occupent approximativement 85% du mélange, le liant 10% et les vides 5% (; AAT, 2011 ; AI, 2003 ; Roberts et al., 1991 ; Young-Rack et Souza, 2009). Les composantes des enrobés bitumineux ne partagent pas les mêmes fonctions dans la couche bitumineuse sous sollicitations. En effet, le bitume associé au filler constitue le mastic, qui jouera le rôle de ciment entre les granulats (Cheng et Peng, 1998 ; Durand et al., 1997 ; Harris et Stuart, 1995 ; Molenaar et al., 1997 ; Olard, 2004 ;). Il est issu du pétrole brut et c'est le composant qui rend la rhéologie des mélanges hydrocarbonés complexe à cause de sa susceptibilité à la température et au temps de chargement (Carter et Perraton, 2002 ; Di Benedetto et Corté, 2005). Les granulats doivent être propres pour faciliter l'adhésivité avec le liant, présenter une certaine résistance à l'abrasion pour limiter l'érosion due aux pneumatiques et une certaine résistance à la fragmentation pour supporter les charges dues au trafic routier (AAT, 2011 ; Cominsky et al., 1994). Tous les enrobés bitumineux contiennent un pourcentage de vide. Les enrobés bitumineux formulés à chaud renferment généralement 4% de vides avec un intervalle de 3 % à 8 % (NF EN 13108-1 ; AAT, 2011) relatif au type d'enrobé étudié et à la méthode de formulation utilisée. Dans un enrobé bitumineux, la moindre évolution d'un des composants est ressentie par les autres composants (AIPCR, 1995). Ce chapitre traite de la caractérisation des composantes des enrobés bitumineux à chaud, de la formulation et de leur influence sur les performances obtenues lors de la formulation.

2. - Composition

L'utilisation des matériaux composant les enrobés bitumineux à chaud n'est pas anarchique (Cominsky et al., 1994). Elle répond à des spécifications selon les objectifs du concepteur. Le plus souvent ces spécifications sont présentées sous forme de normes qui peuvent différer d'un état à un autre. Parmi les composants des enrobés bitumineux on distingue essentiellement les composants minéraux, les liants hydrocarbonés et les adjuvants qui ne seront pas traités ici (Di Benedetto et Corté, 2005 ; Tremblay, 2001).

2.1. - Les composants minéraux

C'est le squelette granulaire qui supporte les chargements cycliques et statiques dus au trafic routier (Tremblay, 2001). Le terme granulat peut être défini comme étant un ensemble de particules de matières solides, provenant de roches meubles ou consolidées ou de matériaux recyclés; ces particules sont de dimension, de forme et de nature diverses (Aïtcin et al. 1992). Les granulats utilisés dans la formulation des bétons bitumineux peuvent être classés en trois catégories à savoir les grossiers, les moyens et les fines constituées de poussières minérales ou rocheuses (selon la texture de la roche mère) (AAT, 2011). Les diamètres de tamis permettant de faire la distinction de ses différentes catégories de granulat restent sensiblement différents selon la référence normative considérée. Ainsi, selon les normes AASHTO (AASHTO M 43) les granulats grossiers sont retenus au tamis 2,36 mm, les fins sont de diamètre compris entre 2,36 et 0,075 mm et les fillers qui passent au tamis 0,075mm. Les normes AFNOR (NF EN

13043) et LC limitent les granulats grossiers au tamis retenus à 5mm, les sables entre les tamis 5mm et 0,080 mm (ou 0,063mm) et le filler en dessous du tamis 0,080 mm (ou 0,063 mm). Dans le dimensionnement mécanistique-empirique (M-E) (NCHRP, 2004), les pourcentages de passant ou de refus à certains diamètres de tamis U.S. sont utilisés comme données d'entrée des modèles de prédiction (Andrei et al, 1999 ; Fonseca et Witczak, 1996 ; Bari et Witczak, 2006). Le choix des granulats routiers n'est pas axé seulement sur la taille du granulat mais aussi sur sa forme, son aplatissement et sa dureté. Les granulats roulés ne sont pas adaptés à la formulation des enrobés bitumineux formulés à chaud (AAT, 2011 ; Dumont et al., 1992). La rondeur de leur forme confère aux mélanges bitumineux une mauvaise stabilité et une faible résistance à l'orniérage. Les granulats concassés sont mieux appropriés à la formulation des bétons bitumineux, grâce à l'angularité de leur arrêtes (Dumont et al., 1992). Un bon granulat pour enrobés bitumineux doit être cubique et très anguleux. L'utilisation des fillers est plus flexible, ils peuvent être roulés, concassés ou les deux à la fois (Meininger et al., 1991 ; Part et al., 1999,). La majorité des dégradations observées sur les chaussées sont liées aux propriétés des granulats d'où la nécessité d'une bonne maîtrise de ce composant (AIPCR, 1995 ; Kandhall et al, 1992). Le tableau 1.1 présente l'influence des propriétés des granulats sur les performances des enrobés bitumineux.

Tableau 1.1 - Effet de l'augmentation des valeurs caractéristiques des propriétés des granulats sur les performances des enrobés (Adaptation extraite du tableau 4, AAT, 2011)

(+) = augmentation ; (-) = diminution

Composant	Facteur	Résistance à l'orniérage, déformation permanente	Résistance à la fissuration par fatigue	Résistance à la fissuration thermique	Résistance à l'humidité	Durabilité/Résistance à la pénétration d'eau et d'air	Résistance aux dégradations dues à l'humidité
Granulats	angularité croissante	++					
	Augmentation du D		-	-		-	
	Augmentation de la teneur en fine	++				+	
	Augmentation de la teneur en argile				-		-

2.1.1. - Spécification des granulats routiers

La spécification des granulats routiers dans tous les systèmes de normalisation est essentiellement axée sur deux types de caractéristiques. Les caractéristiques de fabrication et les caractéristiques intrinsèques (NFEN 13108-1). Dans le premier groupe on retrouve la granulométrie, l'angularité, la forme et la teneur en éléments argileux (Hand et al., 2000 ; Kandhal et Parker, 1998 ; Kandhal et al., 1992 ; McLeod et Davidson, 1981). Dans le second groupe on retrouve les propriétés liées à la nature de la roche telle que la dureté, la robustesse, la densité et la teneur en particules nocives (AAT, 2011). Les exigences AASHTO sur les propriétés des granulats à utiliser pour les méthodes de formulation de bétons bitumineux ont été établies par un groupe d'expert lors du programme dénommé «Superior Pavement Performance» (Superpave) (Mc Gennis et al., 1994) sous la direction de la « Strategic Highway Research Program » (SHRP). Ainsi, les propriétés qui ont été identifiées comme influençant directement le comportement des enrobés sous l'action du trafic sont l'angularité

des granulats fins «Fine Aggregate Angularity » (FAA), l'angularité des granulats grossiers « Coarse Aggregate Angularity » (CAA), la forme des granulats, la propreté des granulats et la dureté, la solidité et la proportion de poussière dans le mélange (Tableau 1.1) (Ahlrich, 1996 ; Campen et Smith, 1984 ; Cross et Brown, 1992). Un consensus accepté par ces experts désignait quatre propriétés des granulats comme étant les plus influentes sur la performance des bétons bitumineux et devaient être précisées dans le cadre du système Superpave. Une méthode d'essai et des limites de spécification ont été identifiées pour chacune de ces propriétés (Ahlrich, 1996 ; Chowdhury et Button, 2002 ; Hossain et al., 2000 ; Kandhal et al., 1991 ; Kecham et Shashidhar 2003 ; Wang et Mohammad, 2003 ; White et Haddock., 1998). Les quatre propriétés des granulats de la convention Superpave sont l'angularité des granulats grossiers, l'angularité des granulats fins, la teneur en argile et la teneur en particules plates et allongées. Ces propriétés constituent les propriétés du consensus Superpave (Prowell et al., 2005). D'autres propriétés importantes des granulats furent soulignées par le groupe d'expert sans accords sur les limites de spécification. Ces propriétés sont la ténacité (essai Los Angeles, résistance à l'abrasion), la solidité (essai de sodium ou de sulfate de magnésium) et la teneur en matériaux nocifs. Ce sont les propriétés sources (ISSA, 1999 ; Prowell et al., 2005). Cependant, les travaux des experts n'ont pas eu à bénéficier d'un programme de recherche pour validation et amélioration. Les limites de spécification des propriétés des différents agrégats primaires ne sont pas les mêmes pour tout le mélange granulaire. Pour remédier à cela, comme dans le système Superpave, les exigences de la spécification pour ces valeurs d'essais sont basées sur les données de trafic pour une durée de vie de la chaussée de 20 ans (AAT, 2011). Le trafic est caractérisé comme équivalant à une seule charge d'essieu nommé ESAL « Equivalent Single Axle Load » (Charge axiale équivalente), ECAS ou MJA « Moyenne Journalière Annuelle » et les limites de spécification plus strictes sont prévues pour des chaussées qui seront soumises à des trafics plus sévères (LCPC, 1994 ; Huang, 1993). Notons que Seck et FALL (2014) ont effectué une corrélation entre ESAL et NE (nombre d'essieu équivalent). Dans la spécification des granulats pour la construction de chaussées bitumineuses, pratiquement les mêmes essais sont utilisés dans les procédés AASHTO que dans les méthodes AFNOR ou LC. Dans la prise en compte du trafic dans le choix des granulats, le Comité Français pour les Techniques Routières (CFTR) a publié une note intitulé « Aide au choix des granulats pour chaussées basée sur les normes européennes » qui spécifie clairement le choix des granulats routiers en fonction du trafic et des essais de spécification (CFTR-info, 2005). La spécification des granulats routiers est importante. Cependant, elle ne prend pas en compte pas la nature pétrographique des granulats.

2.1.2. - Influence de la nature pétrographique des granulats sur les performances des enrobés bitumineux.

Les géologues, classent les roches en fonction de leur origine et de leur composition (Aragão, 2007 ; Robert et al., 1991) :

- les roches magmatiques (basalte) sont issues du refroidissement d'un magma. Elles sont qualifiées de volcaniques si elles cristallisent en surface, ou de plutoniques si elles cristallisent en profondeur ;
- les roches sédimentaires (calcaire, quartzite) se forment par dépôts de matériaux au fond des mers, sur la côte, dans un delta, ou, plus rarement, à la surface d'un continent. Ces matériaux, les sédiments, proviennent de l'érosion des autres roches ;
- les roches métamorphiques (quartzite) sont issues de roches préexistantes, magmatiques, sédimentaires ou métamorphiques et qui ont été transformées, en profondeur, par une augmentation de la pression et de la température.

L'impact de la nature pétrographique du granulat sur un enrobés dépend de plusieurs facteurs (Di Benedetto et Corté, 2005 ; Hunter, 2000 ; Krebs et Walker, 1971) dont :

- l'aptitude de la roche à donner des granulats avec de bonnes propriétés géotechniques (angularité, friabilité, etc...) ;
- l'aptitude du granulat obtenu à se lier au liant bitumineux de façon à obtenir une bonne résistance au désenrobage (adhésivité) et au polissage.

Le tableau 1.2 présente une classification plus complète des roches en fonction de leurs propriétés physiques. Il montre que le basalte et le quartzite, plus riche en silice présentent une fragmentation dynamique moins facile que celle du calcaire. Par rapport au calcaire ces deux roches sont très abrasives avec une légère dominance du quartzite. L'aptitude à la fragmentation est directement dépendante des caractéristiques physiques et minéralogiques de la roche. Son abrasion doit être prise en considération pour déterminer le choix du matériel de concassage. Il s'agit d'études menées en laboratoire qui utilisent des techniques de pétrographie et des essais de mécanique des roches. Cette partie doit également permettre de déterminer l'aptitude de cette roche à se fragmenter selon des paramètres dimensionnels donnés. On utilise alors des essais de conformités à des lois de distribution statistique (Metso Minerals, 2010).

Tableau 1.2 – Propriétés physiques des roches (Metso Minerals, 2010)

Roche	SiO ₂	Densité spécifique	Indice de Travail (Bond)	Aptitude au concassage	Los Angeles	Fragmentation dynamique	Aptitude à l'abrasion
Basalte	20-50	2,7-3,1	10-20	20-44	8-21	11-32	500-2300
Calcaire	0-30	2,4-2,8	6-15	30-62	30-45	28-44	0-500
Quartzite	90-99	2,5-2,7	9-17	22-65	17-30	14-40	1400-2400

La plupart des granulats sont constitués d'un composite de plusieurs minéraux qui peuvent présenter des caractéristiques très différentes (Arquié et Tourenq, 1990 ; Perraton et Carter, 2010).

Cependant, quelle que soit leur origine (ignée, métamorphique ou sédimentaire), elles présentent un caractère acide si elles contiennent plus de 65 % de SiO₂ (quartzite) ou un caractère basique si cette teneur est inférieure à 55 % (basalte, calcaire). Ce qui en fait des granulats électropositifs (calcaire, basalte) et des granulats électronégatifs (granite, quartzite, silex, grès...) (Jolicoeur et Otis, 2006 ; MTQ, 2009).

Tableau 1.3 – Résistance à la compression typique des granulats du Sénégal (Apix,2015)

Matériaux	Résistance à la compression (kPa)
Basalte de Diack	117600
Calcaire de Bandia	73990
Grès quartzite de Mbali	124068

Cette nature influence l'affinité du liant avec le granulat (Jolicoeur et Otis, 2006). Cette différence de composition minéralogique influence la dureté des roches, qui influence à son tour les propriétés intrinsèques et les propriétés de fabrications des granulats (Metso Minerals, 2010). Le tableau 1.3 présente les résistances à la compression du basalte de Diack, du calcaire de Bandia et du grès quartzite de Mbali du Sénégal (Ministère des Mines et de

l'industrie du Sénégal). Les calcaires, à l'inverse des matériaux siliceux, présentent une bonne adhésivité avec le bitume. Par contre l'adhérence entre le pneumatique et un granulat calcaire n'est généralement pas bonne et donc ce type de roche n'est pas recommandé pour réaliser une couche de roulement (Di Benedetto et Corté, 2005). La principale influence de la nature pétrographique du granulat sur les enrobés bitumineux demeure dans l'adhésivité avec le liant bitumineux. Les agrégats qui sont les plus sensibles aux dégradations liées à l'humidité sont ceux qui contiennent des quantités importantes de quartz (riche en silice), dont de nombreuses roches ignées. Emery (1997) a montré que les granulats électro-négatifs, par exemple le quartzite, produisaient des enrobés bitumineux plus sensibles au désenrobage que les granulats électro-positifs, tels que le calcaire. Cependant, quelle que soit la nature du granulat, un contact prolongé entre l'eau et les granulats produit un milieu alcalin (pH de 9 à 9,5) susceptible d'accentuer certaines réactions délétères à l'interface bitume-granulat. Fromm (1974) montra qu'à l'interface bitume-eau, les tensioactifs (issus des bitumes modifiés par ajout d'huiles usées) peuvent considérablement réduire l'énergie interfaciale bitume-eau, ce qui favorisera le désenrobage en stabilisant l'état émulsifié du bitume. Roberts et al. (1996) confirment ces résultats en étudiant la qualité des propriétés mécaniques des mélanges d'HMA en utilisant des granulats issues de roches ignées, sédimentaires et métamorphiques. Ils déclarent ainsi que l'effet le plus important de la minéralogie des granulats est son influence sur l'adhérence et les dégradations causés par l'humidité. Prowell et al. (2005) déclarent que les particules fines d'argile en présence d'eau ont tendance à produire des mélanges sensibles aux dégradations causées par l'humidité parce qu'ils enrobent les granulats fins et empêchent leur adhérence au bitume. D'autres influences de la nature pétrographique du granulat sur les performances des enrobés bitumineux ont été noté. Yildirim (2004) a étudié l'impact des granulats sur l'orniérage. Le projet de recherche a duré cinq ans et a été parrainé par le ministère des Transports du Texas (TxDOT). Afin d'évaluer d'une part la corrélation entre les performances obtenues sur le terrain et les performances du laboratoire, des enrobés testés avec l'appareil de simulation de l'orniérage nommé « Hamburg Wheel Tracking Device » (HWTD), et d'autre part de déterminer la relation entre les performances sur site et les résultats des essais d'orniérage HWTD. Trois types d'enrobés bitumineux furent utilisés avec trois types de granulats et des prélèvements furent effectués sur 9 sections de routes. Le compacteur giratoire Superpave a été utilisé pour préparer les échantillons avec un pourcentage de vide de $7\% \pm 1$. Tous les échantillons d'enrobés bitumineux testés se sont bien comportés et répondent aux spécifications du TxDOT pour l'essai d'orniérage HWTD. Les résultats d'orniérage des neuf (9) sections ont montré une très bonne corrélation avec les résultats des essais HWTD. Les profondeurs d'ornières les plus élevées ont été obtenues avec les mélanges préparés avec des granulats roulés, tandis que les mélanges préparés à partir de quartzite et de grès ont enregistré des profondeurs d'ornière très similaires à celle observées sur les 9 sections. Une autre composante fondamentale des enrobés bitumineux est le bitume (Carter, 2002 ; César, 2006 ; Olard, 2004).

2.2. - Le bitume

Le bitume est un élément essentiel des enrobés bitumineux. Il lie les granulats entre eux (Duriez et Arrambide, 1959 ; Harris et Stuart, 1995). C'est un produit résiduel issu soit de la distillation du pétrole brut contenant suffisamment de fractions lourdes pour produire du bitume, soit des procédés de soufflage (d'air chaud à 250 °C permettant l'oxydation des résidus sous vide) et de désasphaltage des résidus sous vide ayant une teneur en fractions lubrifiantes trop importante (par la traversée d'un courant ascendant de solvant) (Olard, 2004 ; Roberts et al., 1996).

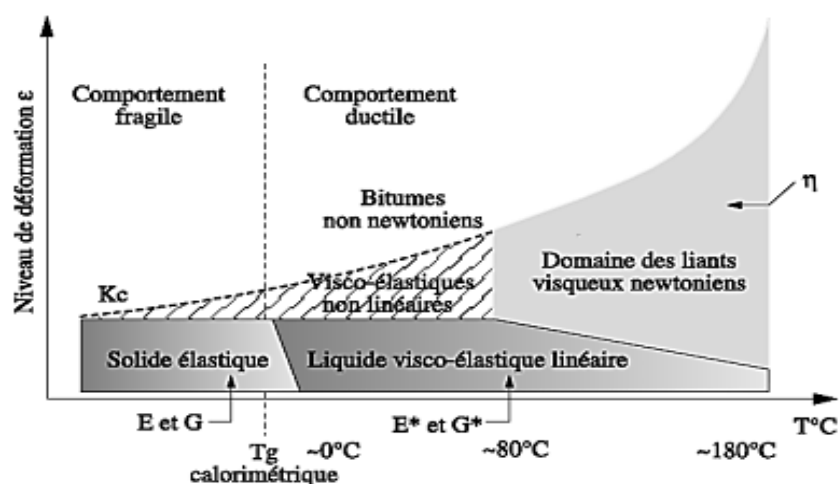


Figure 1.1 - Classes de comportement du bitume en fonction de $|\epsilon|$ et T (Di Benedetto et Corté, 2005)

Une des propriétés les plus importantes du bitume est sa thermosensibilité (AI, 2003 ; Roberts et al., 1996). Il est rigide et cassant à basse température (inférieure à 0°C), fluide à haute température (supérieure à 80°C) et visqueux aux températures intermédiaires, en passant par le domaine viscoélastique linéaire à faible niveau de déformation et le domaine viscoélastique non linéaire à un niveau de déformation plus élevé, comme le montre La figure 1.1 (Di Benedetto et Corté, 2005). C'est la susceptibilité thermique.

Le temps de chargement aussi influence la rigidité du bitume. Ainsi, plus le temps de chargement est long moins le bitume est rigide, c'est la susceptibilité cinétique (Di Benedetto et Corté, 2005). Une autre caractéristique des liants bitumineux est que pour différentes raisons, ils durcissent avec le temps (Alvarez et al., 1994). Par exemple lorsque les bitumes sont chauffés à haute température, de même que pour les enrobés durant la production en central et leur transport au chantier, certains éléments volatiles s'évaporent produisant un durcissement du bitume. Durant ce processus d'évaporation, une oxydation des composés du bitume s'effectue entraînant une augmentation de la rigidité (AAT, 2011).

2.2.1. - Structure physico-chimique des bitumes

L'ensemble bitume est un système colloïdal constitué par une suspension de micelles d'asphaltènes peptisés par les résines dans un milieu huileux (Bonnot, 1993 ; Lelièvre, 1994 ; Hunter, 2000) (Figure 1.2). Dans ce système les résines s'absorbent sur les asphaltènes et permettent leur dispersion dans le mélange huileux (hydrocarbures aromatiques et saturés). On dit qu'il y a peptisation. Les aromatiques assurent le rôle de solvant, tandis que les saturés assurent le rôle de flocculat. Les bitumes se présentent sous deux types de structures que sont la structure « gel » et la structure « sol ».

Selon Lesueur (2002), lorsque les molécules d'asphaltènes forment un réseau flocculé baignant dans un milieu dispersant et faiblement structuré par les résines, on parle de structure « gel » (présentant les caractéristiques d'un liquide non-newtonien). Si les asphaltènes forment une suspension diluée et bien stabilisée dans un milieu dispersant fortement structuré par les résines, les asphaltènes ne peuvent interagir. On parle alors de structure « sol » présentant des caractéristiques de liquide newtonien. Une classe intermédiaire, appelée «sol-gel », correspond aux bitumes intermédiaires.

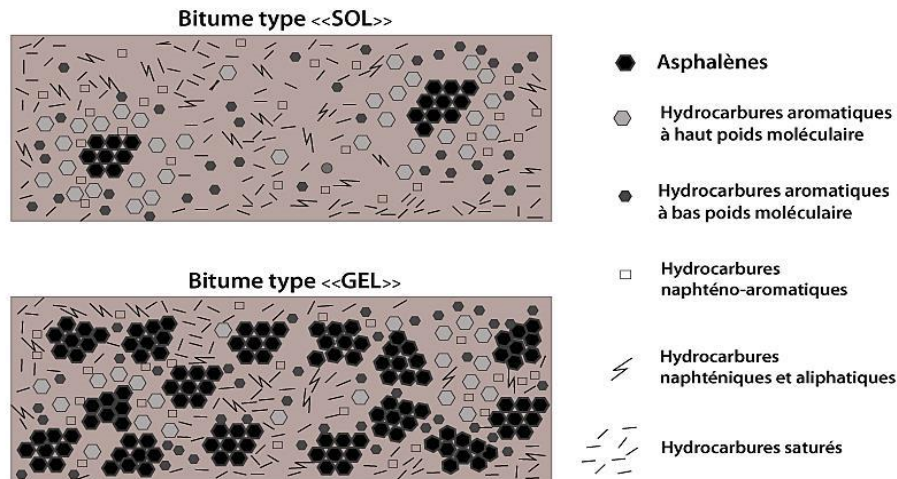


Figure 1.2 - Représentation schématique des structures de bitume (Adaptée de DI Benedetto et Corté, 2005)

2.2.2 - Essais de spécification du bitume routier

Le bitume est un matériau complexe, difficile à spécifier. Plusieurs décennies de recherche ont permis aux chercheurs et ingénieurs routiers d'établir un certain nombre d'essais apte à spécifier les liants hydrocarbonés. Cependant, aux États-Unis la spécification des bitumes a connu une évolution majeure (AAT, 2011). On peut citer parmi eux les essais empiriques (traditionnels), les essais rhéologiques (nouvelles) et les essais de vieillissement (AAT, 2011 ; AI, 2003 ; AI, 2007 ; Duriez et Arrambide, 1959 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Olard, 2004).

2.2.2.1. - Les essais empiriques

Parmi les essais empiriques, l'essai de pénétration (AASHTO T 49) est l'un des premiers essais empiriques à être mis en place pour spécifier les liants bitumineux (Figure

1.3). Ainsi, durant l'essai, la profondeur de pénétration d'une aiguille pondérée (100g) dans le bitume est mesurée avec un appareil appelé pénétromètre et donne une idée sur sa rigidité. Le temps de pénétration varie de 5 à 60 secondes. Parallèlement à l'essai de pénétration on peut citer la température de ramollissement bille et anneau (TBA) et l'essai de ductilité. L'essai TBA (AASHTO T 53) permet de déterminer une température centigrade où le bitume, atteint un stade de ramollissement déterminé conventionnellement (Figure 1.4).

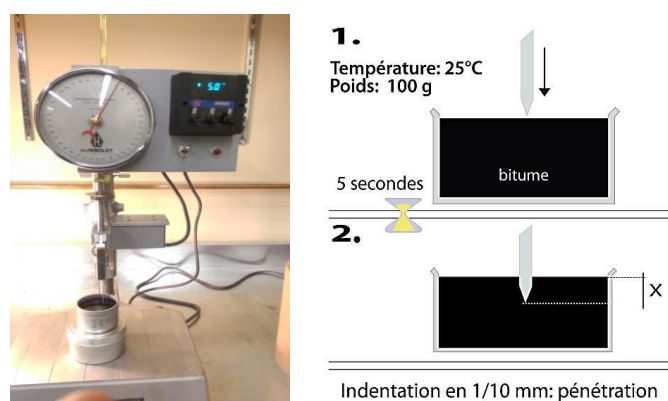


Figure 1.3 - Essai de pénétrabilité (LCMB-IMP)

Selon Duriez et Arrambide (1959), il marque un stade de viscosité déterminée du bitume et correspond à une pénétration virtuelle de 900 différent de la considération de Pfeiffer qui est

de 800 (Pfeiffer, 1950). Il est également utilisé un autre point de ramollissement nommé point de Kraemer et Sarnow (Duriez et Arrambide, 1959). Ce point est utilisé dans l'étude des brais de houille, des produits d'étanchéité et dans la reconstitution des goudrons routiers.

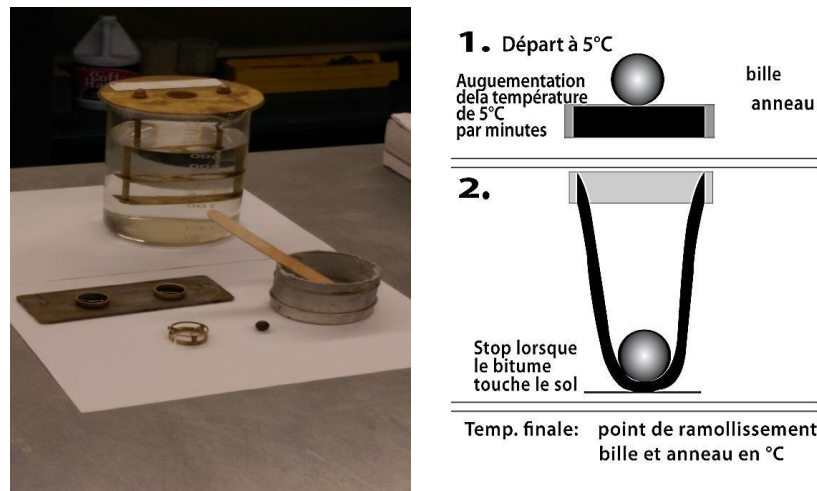


Figure 1.4 - Essai de ramollissement bille et anneau (LCMB-IMP)

Ces deux essais permettent aussi de déterminer la susceptibilité thermique du bitume à travers l'indice de pénétrabilité I_p selon Pfeiffer (1950), par la relation 1.1.

$$I_p = \frac{20 - 500d}{1 + 50d} \quad [\text{Eq. 1.1}]$$

Où d (Equation 1.2) est obtenu à partir des mesures de pénétrabilité à 25°C et de la température bille et anneau TBA en admettant qu'à cette température la pénétration est de 800 l/10mm.

$$d = \frac{\log 800 - \log Pen}{TBA - 25} \quad [\text{Eq. 1.2}]$$

Les bitumes neufs de distillation directe ont aujourd'hui des I_p négatifs généralement compris entre -1 et -2 ; les bitumes semi-soufflés thermiquement moins susceptibles ont des I_p pratiquement nuls ou légèrement positifs (de + 0,2 à + 0,6) ; les bitumes industriels pour étanchéité ont des I_p positifs ($> + 1$) (Di Benedetto et Corté, 2005).

L'essai de ductilité (AASHTO T 51), ou essai de traction sur haltère est un essai de laboratoire qui permet de déterminer l'aptitude d'un liant bitumineux à résister à la traction, à savoir à évaluer sa cohésion (Figure 1.5). Chez les liants bitumineux cette propriété est mesurée par la longueur en centimètres du fil (30cm sur la figure 1.5) obtenu en étirant jusqu'à la rupture, dans des conditions déterminées, un bloc de liant de forme et de dimension standardisés. La température d'essai par défaut est 25°C avec une vitesse d'allongement de 5cm/mn. L'essai de ductilité donne une indication sur la nature du bitume ; associé à l'essai de pénétration, il permet la vérification de la constance des produits livrés.

Cependant, ces essais empiriques sont limités car ils ne mesurent aucune des propriétés fondamentales des liants bitumineux comme le module. Ce qui se traduit par des résultats qui varient considérablement d'un essai à un autre et d'un laboratoire à un autre pour un même

matériau. L'essai de viscosité (AASHTO T 202) est la résistance à l'écoulement du liant. La viscosité représente la propriété du matériau décrivant la dépendance entre la contrainte et la vitesse de déformation (Di Benedetto et Corté, 2005). Elle s'identifie au frottement interne des fluides. Son utilisation débuta aux USA vers les années 1960 (AAT, 2011).

On distingue selon la définition adoptée la viscosité dynamique exprimée en poise et la viscosité cinématique exprimée en stokes (Di Benedetto et Corté, 2005). La viscosité dynamique est utilisée comme donnée d'entrée du modèle de prédiction du module dynamique de Witczak 1999 utilisé dans le MEPG et le Pavement M-E (Andrei et al, 1999 ; NCHRP, 2004).

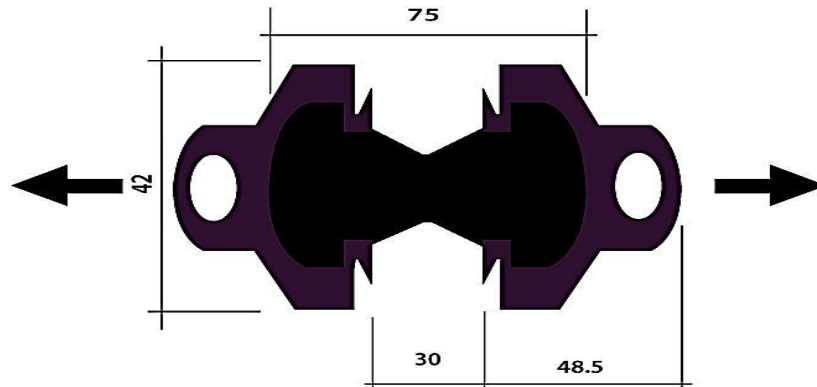


Figure 1.5 - Essai de ductilité

La viscosité dynamique η est le quotient de la contrainte de cisaillement et de la vitesse de cisaillement. La viscosité cinématique est liée à la viscosité dynamique par la masse volumique. Il existe plusieurs relations établies entre la viscosité, la pénétrabilité et la TBA (Duriez et Arrambide, 1959). Ainsi, entre la viscosité (Equation 1.3 et 1.4) d'un liant exprimée en kilopoises et sa pénétration p exprimée en dixième de millimètres, on a la relation :

$$\eta = \frac{\alpha \times 10^6}{p^2} \quad [\text{Eq. 1.3}]$$

Avec $\alpha = 10$
On a donc :

$$\eta = \frac{10^7}{p^2} \quad [\text{Eq. 1.4}]$$

Cependant, l'essai de viscosité présente néanmoins des limites du fait qu'il est plus adapté aux températures élevées où le liant est relativement fluide. Saal et Koens (1933, dans Di Benedetto et Corté) ont aussi établi une relation empirique reliant la viscosité à la pénétration, elle correspond à la formule générale (Equation 1.5) suivante :

$$\eta(Pa.s) = \frac{1.58 \times 10^9}{pen^{2.16}} \quad [Eq. 1.5]$$

A basses et moyennes températures, l'essai de viscosité est difficile à réaliser et à interpréter. Il ne fournit qu'une quantité limitée d'informations sur les propriétés d'écoulement d'un matériau. Par exemple, deux liants peuvent présenter la même viscosité et avoir un comportement différent vis-à-vis de leur élasticité (AAT, 2011). Devant l'incompétence des essais empiriques à décrire une propriété fondamentale des liants bitumineux et celle de l'essai de viscosité à décrire le phénomène de recouvrement et le degré d'élasticité d'un matériau sous chargement, de nouveaux systèmes de classification basés sur la rhéologie des bitumes ont été adoptés (AAT, 2011 ; AI, 1999 ; AI, 2003).

2.2.2.2. - Les essais rhéologiques

Les deux principaux essais rhéologiques utilisés dans la spécification des bitumes purs sont l'essai de cisaillement au rhéomètre à cisaillement dynamique ou « Dynamic Shear Rheometer » (DSR) et l'essai de flexion de poutre à basse température ou « Bending Beam Rheometer » (BBR) (AAT, 2011 ; Anderson, 1994 ; Olard, 2004). L'essai DSR (AASHTO T 315) a pour but de s'assurer qu'un liant bitumineux aura les propriétés mécaniques nécessaires à hautes températures et résistera à l'orniérage sous les chargements dues au trafic. À moyenne température c'est sa résistance par rapport à la fissuration par fatigue qui est visée. C'est un essai de torsion dynamique lors duquel un échantillon mince de liant bitumineux (1mm d'épaisseur à haute température et 2mm à moyenne température) est cisailé entre deux plaques circulaires de 25mm de diamètre (8mm pour l'essai aux températures intermédiaires) dans un cycle de chargement répétitif. Lors de l'essai, la contrainte appliquée varie en fonction de la rigidité du liant. L'essai est réalisé à différentes températures, selon la qualité du bitume. Les résultats de l'essai DSR (Figure 1.6) sont le module de cisaillement noté G^* , la viscosité dynamique η^* et l'angle de phase δ . G^* est une mesure de la rigidité et plus sa valeur est grande, plus le liant est rigide. Le « G » indique que le module de cisaillement est une valeur, et le « * » indique qu'il s'agit d'un module dynamique (AI, 2003).

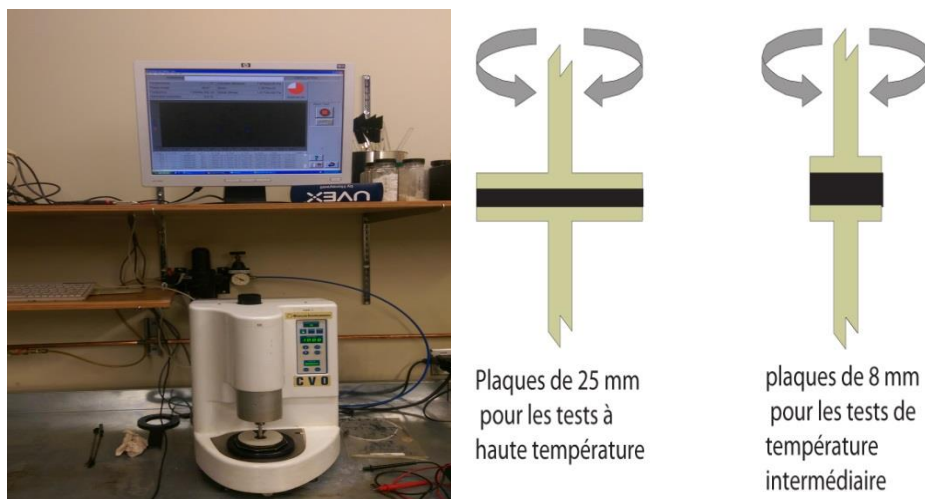


Figure 1.6 - Essai DSR (LCMB)

Dans les essais rhéologiques comme le DSR, l'angle de phase est une mesure de la fluidité du matériau, ainsi plus le matériau est liquide, plus l'angle de phase est important. Les matériaux

élastiques ont un faible angle de phase (AI, 2007). Lors de l'essai DSR à haute température, la valeur de spécification est le rapport $G^*/\sin\delta$ (paramètre de résistance à l'orniérage) exprimé en kPa tandis qu'à moyenne température la valeur de spécification est $G^*.\sin\delta$ (paramètres de résistance à la fissuration par fatigue). Ainsi, l'utilisation simultanée de G^* et de δ dans la spécification, permet de contrôler la rigidité et l'élasticité du liant bitumineux (AASHTO PP6). Les liants élastiques et rigides auront une plus grande valeur de $G^*/\sin\delta$ que les liants liquides et mous. Les liants routiers spécifiés doivent avoir une valeur $G^*/\sin\delta$ d'au moins 1,0 kPa à la température de spécification à l'état non vieilli, en utilisant une fréquence d'essai de 10 rad / s. Après le vieillissement RTFOT, la valeur minimale de spécification est de 2,2 kPa. L'essai DSR à des températures moyennes est exécuté après conditionnement au RTFOT et au PAV, à des températures comprises entre 4 et 40 ° C, par paliers de 3 ° C (4, 7, 10 ° C, etc.). La valeur maximale admissible pour $G^*.\sin\delta$ est de 5 MPa, à une fréquence de 10 rad / s (AI, 2007). Les résultats de l'essai DSR (G^* , δ_b et η) sont utilisés dans la prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux (Andrei et Witczak, 1999 ; Bari et Witczak, 2006 ; Christensen et al, 2003). L'essai BBR (Figure 1.7) permet de prendre en compte le comportement vitreux des bitumes à basse température favorisant la fissuration thermique. En effet, l'appareil BBR est pour le moment le meilleur indicateur des performances à froid des enrobés bitumineux (King et al., 1993 ; Lu et Isacson, 2003). C'est un essai de rigidité en flexion ou un petit faisceau de bitume est chargé durant une minute et la déflexion est mesurée. De la charge appliquée et de la déformation qui en résulte, la rigidité de fluage $S(t)$ (ou creep stiffness) du liant bitumineux est calculée. La valeur m est la pente logarithmique de la courbe de fluage à un moment donné du chargement. Les éprouvettes ont une longueur de 125 mm, une largeur de 12,5mm et une épaisseur de 6,25 mm. Les températures d'essai sont de -36, -30, -24, -18, -12, -6 et 0 ° C. Une performance 64-22 liant, par exemple, devrait être testée en utilisant l'essai BBR à -12 ° C. En effet, lors de la spécification d'un bitume, l'essai BBSR est effectué à une température supérieure de 10°C par rapport à la température inférieure du grade de bitume. La rigidité maximale admissible dans l'essai BBR est 300 MPa à 60 secondes, et la valeur minimale m est de 0,300 avec le même le temps de chargement (AASHTO PP6). Un essai facultatif peut être associé à la spécification. C'est l'essai de traction directe décrit par la norme AASHTO T 314 (essai de rupture, non rhéologique). Cependant, bien que non rhéologique, il est obligatoire pour les bitumes modifiés. Un phénomène important affectant les bétons bitumineux est le vieillissement du bitume par durcissement. Ce dernier débute à la production du liant en central est caractérisé par une oxydation des composants du bitume suite à une perte de matières volatiles. Deux essais principaux permettent d'exprimer ce vieillissement à savoir l'essai RTFOT et l'essai PAV (Anderson, 1994 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Olard, 2004).

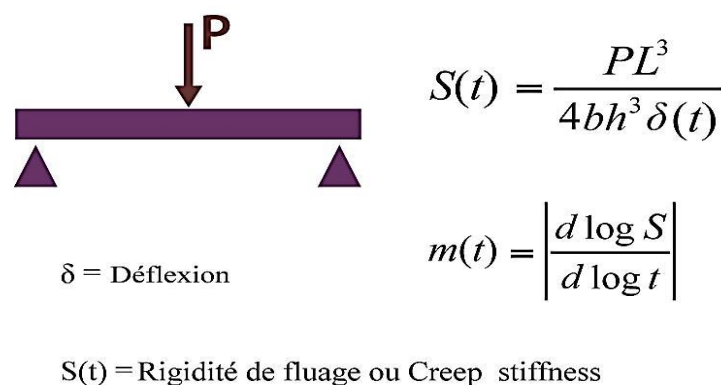


Figure 1.7- Essai BBR

2.2.2.3. - Les essais de vieillissement

Les bitumes subissent deux phases de vieillissement caractérisées par une modification de leur structure chimique (AAT, 2011). Un vieillissement primaire lors de la fabrication en centrale d'enrobage, et un vieillissement secondaire à la mise en circulation de l'enrobé bitumineux. Ces deux phénomènes sont simulés par des essais de conditionnement accélérés à savoir l'essai de vieillissement de films de liant au four tournant ou «Rolling Thin Film Oven Test» (RTFOT) pour le vieillissement primaire et l'essai vieillissement au four sous pression ou « Pressure Ageing Vessel » (PAV) pour le vieillissement secondaire (Anderson, 1994). Selon Di Benedetto et Corté (2005) et César (2007), le vieillissement du bitume se traduit généralement par une réduction de la susceptibilité thermique et cinétique, par une augmentation de la TBA et par une réduction de pénétrabilité et donc par une augmentation de la viscosité. Ces effets entraînent un risque important de fissuration à basse température. Le cas inverse, où le vieillissement n'entraîne qu'une faible évolution de l' I_p , peut conduire à haute température à de l'orniérage si le grade du bitume est mal choisi. L'essai RTFOT (AASHTO T240) est une simulation du processus de l'enrobage (Figure 1. 8). Lors de la production des enrobés bitumineux, les granulats chauffés aux environs de 180°C sont mis en contact avec le bitume chaud qui se répartit en film mince autour du granulat, favorisant ainsi un vieillissement du bitume (MTQ, 2009). L'oxydation chimique est violente car l'apport énergétique est intense (température et oxygène de l'air) (Olard, 2004). Selon Young et al. (1998) et Krebs et Walker (1971), l'oxydation du bitume est la création d'asphaltènes à partir des résines et l'évaporation de la fraction légère, ce qui rend le bitume plus dur (rigidification) et diminue son adhésivité et sa ductilité.

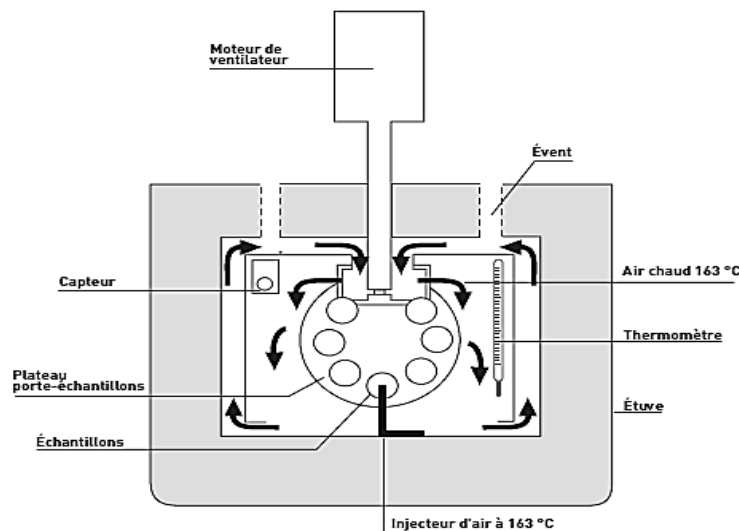


Figure 1.8 - Essai RTFOT (Bitume info, 2005)

Durant l'essai RTFOT, le bitume, placé en film mince par la rotation des éprouvettes cylindriques, est régulièrement exposé à un flux d'air chaud dont le débit est contrôlé. On mesure ensuite les propriétés habituelles sur le liant vieilli (DSR, pénétrabilité et température de ramollissement bille et anneau) en plus de la perte de masse. Ces valeurs, dites après RTFOT, sont alors comparées aux valeurs initiales. Elles sont plus proches de celles du liant extrait de l'enrobé, que de celles obtenues sur le bitume d'origine. L'essai PAV (AASHTO R 28) en concurrence avec l'essai de vieillissement au four cylindrique en rotation ou «Rotatory

Cylinder Asphalt Test» (RCAT), permet de rendre compte du vieillissement secondaire (après 3 à 10 années de service), qui suit le vieillissement de production et de mise en service des enrobés bitumineux.



Figure 1.9 - Essai PAV (LCMB)

Lors de l'essai PAV, le résidu de l'essai RTFOT est chauffé et versé dans des plateaux métalliques superposés (coupelles contenant environ 50g de liant) qui constituent les éprouvettes de l'essai PAV (Figure 1.9). Ces plateaux sont rangés dans un support qui sera placé dans un récipient dans une enceinte thermique. À la température de l'essai (100°C), une pression d'air de 300psi (= 20 bars = 2 MPa) est appliquée dans le récipient. Après une durée de vingt heures (qui constitue un avantage important de l'essai), la pression est diminuée lentement (8 à 10 minutes). Les plateaux d'éprouvettes sont placés ensuite dans un four à 163°C pendant 30 minutes. On mesure alors les propriétés habituelles du liant (DSR, BBR, pénétrabilité et température de ramollissement bille et anneau). Ces valeurs, dites après PAV, sont alors comparées aux valeurs initiales et aux valeurs obtenues après RTFOT.

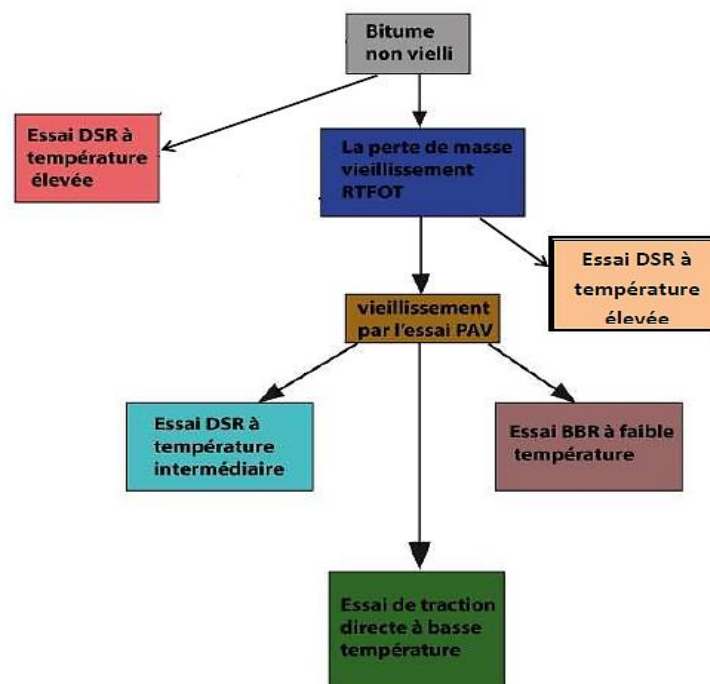


Figure 1.10 - les différentes étapes de caractérisation des bitumes purs (AASHTO PP6)

La figure 1.10 montre les différentes étapes du processus AASHTO de caractérisation des bitumes purs par la réalisation des essais rhéologiques et des essais de vieillissement.

2.2.3. - Classification des liants bitumineux routiers selon la « Strategic Highway Research Program (SHRP) »

C'est la classification « Superior Performing Asphalt Pavement » (Superpave) décrit par la norme AASHTO M 320 (AAT, 2011 ; AI, 2003 ; AI, 1999). Le but principal de cette classification est de s'assurer que chaque liant utilisé sera adapté à son environnement. Cette méthode de classification « Superpave Performance Grade » (PG) utilise des mesures variées des propriétés du liant pour établir leur grade à travers deux nombres comme par exemple PG X-Y (AI, 1999, AI, 2011, AI, 2003, AI, 2007). Dans cet exemple, le « X » représente la température maximale de la chaussée pour laquelle ce liant peut être utilisé à de faibles niveaux de trafic. Le second numéro, « -Y », signifie la température minimale pour laquelle le liant peut être utilisé sans risque de rupture. X et Y sont les températures les plus extrêmes pour lesquelles ce liant est adapté. Les essais de base de la classification sont des essais qui permettent de caractériser la rhéologie des matériaux, c'est-à-dire, de décrire son comportement (relation entre les contraintes et les déformations). L'essai de cisaillement au rhéomètre dynamique ou « Dynamic Shear Rheometer » (DSR) et l'essai au rhéomètre à flexion de poutre ou « Bending Beam Rheometer » (BBR) mesurent tous deux les propriétés des liants bitumineux respectivement entre les températures comprises entre 10°C et 82°C, et les températures comprises entre 0°C et -20°C, pouvant atteindre -30°C au Québec. Le vieillissement est pris en compte dans cette classification à travers les essais RTFOT (simulation de l'enrobage en central) et PAV (simulation de 3 à 10 ans de service). Le seul essai traditionnel pris en compte est l'essai de viscosité. L'une des caractéristiques principales de la classification PG (AI, 2003) est qu'elle n'est pas basée sur des valeurs des propriétés du liant à une température donnée mais plutôt à une température où les valeurs critiques de ces propriétés sont atteintes. C'est pour cette raison qu'il est important de connaître comment ces températures extrêmes sont choisies. Les températures maximales sont définies annuellement par le biais de la moyenne de 7 jours où les températures les plus élevées ont été atteintes à 20mm sous la chaussée (choisi comme température de conception de la chaussée) (OPT, 2013). Cependant, les variations de températures sont très variables d'une année à l'autre. Ce qui implique la nécessité d'une étude statistique pour le choix d'une valeur d'une telle importance. Ce qui sera très fastidieux pour les ingénieurs routiers, si on considère le nombre important de données qu'ils devront traiter. Face à ce problème des logiciels comme le LTPPBind ont été mis au point pour effectuer ces calculs. La même approche est considérée pour les basses températures, mais cependant la mesure est effectuée à la surface de la chaussée à une période donnée pour une année donnée. Le niveau de fiabilité peut varier de 50% à 98% selon les objectifs visés. Cependant, il est conseillé d'utiliser un niveau de fiabilité de 90% pour les chaussées à faible trafic et 95% pour les chaussées à trafic fort (AAT, 2011 ; AI, 1999 ; AI, 2003). Une fois ces températures extrêmes acquises, le choix du liant devient facile mais se heurte le plus souvent à un problème de disponibilité du produit. Pour remédier à cette situation l'utilisation de liants plus performants peut être acceptable, mais des réserves ont été émises sur cette méthode car elle sera la cause de fissurations précoces observées sur certaines chaussées (AAT, 2011 ; OPT, 2013). Le tableau 1.4 présente l'influence des températures des grades (PG X-Y) de bitume sur les performances des enrobés bitumineux. On observe que :

- l'augmentation de la température supérieure (X) augmente la résistance à l'orniérage,

- l'augmentation de la température inférieure (Y) augmente la résistance à la fissuration thermique ;
- l'augmentation de la température intermédiaire augmente la résistance à la fissuration par fatigue.

Tableau 1.4 – Effet des variations de température des grades de bitume sur les performances des enrobés bitumineux (Adaptation extraite du tableau 4, AAT, 2011)

Composant	Facteur	Résistance à l'orniérage et à la déformation permanente	Résistance à la fissuration par fatigue	Résistance à la fissuration thermique
Liant bitumineux	Augmentation de la température supérieure du grade de bitume	+++		
	Augmentation de la température inférieure du grade de bitume			+++
	Augmentation de la température intermédiaire du grade de bitume		++	

3. Conclusion

Le rôle fondamental de la spécification des matériaux de formulation des enrobés bitumineux est la prise en compte de leurs impacts sur les performances de ces derniers. Dans tous les systèmes de spécifications des matériaux de constructions connus, un ensemble d'essais ont été déterminé pour servir de base à la spécification. Cependant, certains systèmes sont "meilleurs" que d'autre ou simplement plus rationnels. Pour le bitume, la méthode de spécification de la norme AASHTO M 320 (Superpave) est basée essentiellement sur des essais rhéologiques tandis que celle de la norme AFNOR (NF EN 12591) de décembre 2009 est basée sur des essais essentiellement empiriques. L'utilisation d'essais rhéologiques sur les bitumes dans les spécifications en plus d'aider aux choix des grades de bitumes permettent de prédire la résistance des enrobés à l'orniérage et à la fissuration par fatigue. Les normes de spécification des granulats routiers ne prennent pas en compte la nature pétrographique des granulats. Elles sont plus axées sur la caractérisation des propriétés intrinsèques et de fabrication en leur imposant des seuils. L'une des influences les plus marquées de la nature pétrographique du granulat est l'adhésivité liant-granulat. En effet, la pétrographie d'un granulat, dépend d'une certaine composition minéralogique fonction de la teneur en SiO₂ de la roche, qui lui confère un comportement chimique type par rapport à un bitume donné. C'est ainsi que les granulats électropositifs (calcaire, basalte) se lient mieux aux liants anioniques que les granulats électronégatifs (granite, quartzite) qui ne se lient qu'aux liants bitumineux cationiques. Une autre influence partielle est que les granulats plus riches en SiO₂ sont généralement plus durs, plus abrasives et moins adaptés au concassage que les autres. C'est ainsi que les quartzites sont plus abrasives que les basaltes qui sont plus abrasives que les calcaires. Dans le cas de la spécification des granulats pour la construction de chaussées bitumineuses, pratiquement les mêmes essais sont utilisés dans les procédés AASHTO que dans les procédés AFNOR, et tous les deux systèmes prennent en compte le trafic dans leurs exigences.

Chapitre 2 - Formulation des enrobés bitumineux

1. Introduction

L'organisation interne des enrobés bitumineux, comme le montre la figure 2.1 est constituée de granulats entourés par des films de bitume (AAT, 2011 ; Olard, 2004). Ces éléments sont agencés entre eux de sorte à laisser apparaître à certains endroits des vides. L'obtention d'une telle structure n'est pas anarchique et répond à une certaine méthodologie appelée « Formulation » (AI, 1997 ; AI, 2001 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Leahy et al., 1999 ; WFTC, 2001). La formulation d'un enrobé bitumineux consiste à choisir et à doser les matériaux qui le composent de manière optimale pour avoir une bonne résistance aux dégradations dues aux facteurs climatiques et au trafic routier (AAT, 2011 ; AIPCR, 1995).

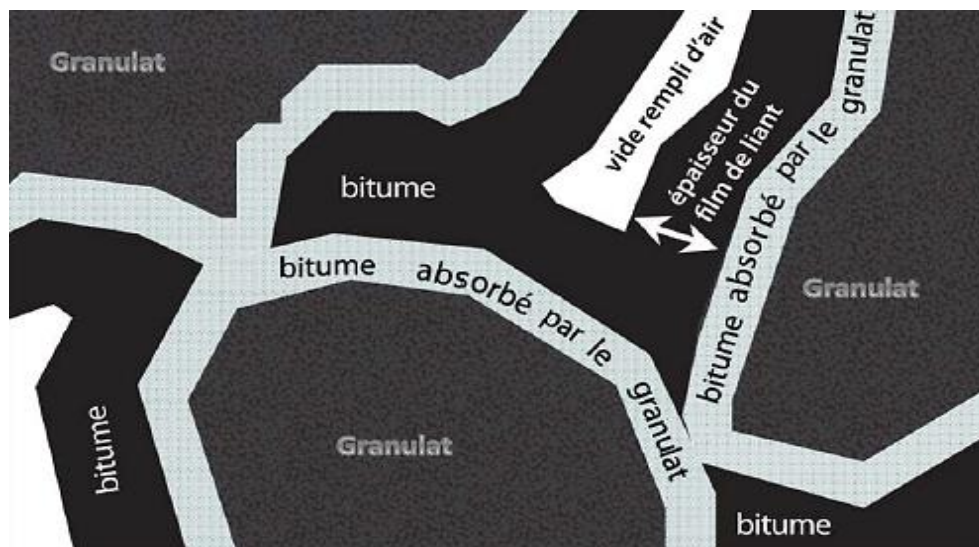


Figure 2.1 – Structure interne d'un enrobé bitumineux (A.A.T., 2011)

Quelle que soit la méthode de formulation utilisée deux phases sont généralement observées (AI, 1997; Di-Benedetto et Corté, 2005 ; Junod et Dumont, 2004) :

- une première phase consistant à la détermination de la composition granulaire et de la teneur en liant est réalisée, avec l'objectif que les granulats soient correctement enrobés afin d'assurer la durabilité du mélange et que le matériau puisse être compacté sur chantier au pourcentage de vides souhaités ;
- et une seconde phase consistant à une vérification effectuée par des essais mécaniques pour juger du bon comportement et des performances escomptées, par exemple la tenue à l'eau et la résistance aux déformations permanentes (orniérage).

Les méthodes de formulations des enrobés bitumineux peuvent être scindées en deux catégories à savoir les méthodes traditionnelles empiriques et les méthodes plus rationnelles. Dans le premier groupe on peut citer les méthodes Marshall et Hveem (AI, 1997) ; et dans le second la méthode française (NF EN 13108-1) et la méthode Superpave (AAT, 2011 ; AI, 2001 ; WFTC, 2001). La transition d'une méthode de formulation à une autre est généralement guidée par la lutte contre l'orniérage et contre la fissuration par fatigue accentuée par l'évolution du trafic routier en intensité et en agressivité. L'insuffisance des méthodes empiriques a conduit au développement vers 1970 en France et aux Etats-Unis, de nouvelles méthodes de formulation basées sur des performances appréciées à partir d'essais mécaniques rattachés autant que possible à des caractéristiques intrinsèques des matériaux ou

plus proches des sollicitations subies par le matériau dans la chaussée (Di Benedetto et Corté, 2005 ; Junod et Dumont, 2004).

2. - Évolution du trafic routier et impacts sur la formulation

Selon l'AIPCR (1995), des années 1970 à nos jours, l'évolution des caractéristiques du trafic routier est assez importante. Elle se traduit par une agressivité plus sévère, non seulement par l'augmentation du nombre de véhicules poids lourds, mais aussi par l'augmentation des effets destructeurs par véhicule. Des études de comparaison de l'agressivité du trafic des années 1970 et 1992 en Belgique ont montré que, pour un même nombre de véhicules commerciaux les conditions de sollicitation sont environ deux fois plus agressives en 1992 qu'en 1970. Des études réalisées en France sur un modèle théorique de prévision des profondeurs d'ornièrre ont également démontré que les poids lourds de 400 kN avec un essieu tridem sont quatre fois plus ornièrant que les poids lourds de 190 kN avec un essieu à roues jumelées. C'est la loi de quatrième puissance qui stipule que l'effet destructeur du trafic n'augmente pas de manière proportionnelle à la charge par essieu, mais à la puissance quatrième de celle-ci (Vanelstraete et Francken, 1995). Ainsi, par rapport à un essieu de 4t, un essieu de 8t n'aura pas un effet destructeur double, mais seize fois plus élevé, sans parler des dégâts provoqués par les charges dépassant la limite autorisée de 13t (Vanelstraete et Francken, 1995). La raison de cette agressivité accrue réside d'une part, dans la plus grande charge et, d'autre part, dans l'utilisation dans les essieux tridem de roues simples à pneu plus large à plus forte pression de gonflage qui exercent à la surface de la chaussée une action plus concentrée que dans le cas des roues jumelées. L'augmentation du nombre d'essieux tridem a modifié la forme des ornières en leur donnant un profil en « W » dissymétrique. Aux États-Unis une étude sur l'augmentation des dégradations liées aux roues simples à pneu large vis-à-vis de la fissuration et de l'ornièrage a montré que la roue simple à pneu large (425/65R 22,5) est significativement plus dommageable pour les structures conventionnelles flexibles que la traditionnelle roue jumelée (11 R 22,5). C'est ainsi que pour une même charge (54,5 kN) et une même pression de contact (0,70 MPa), la roue simple à pneu large induit une déformation unitaire de compression plus élevée dans toutes les couches de la chaussée et un allongement unitaire de traction à la base de la couche bitumineuse également plus élevé. Ces augmentations de déformation entraînent une diminution de durée de vie tant au point de vue de la fissuration que du point de vue de l'ornièrage. Face à cette augmentation du trafic généralisée, les méthodes de formulation tel que la méthode Marshall et la méthode Hveem n'étaient plus très adaptées à la formulation des enrobés bitumineux, d'où une évolution de ces méthodes (Junod et Dumont, 2004 ; Pilate et Cocu, 2007).

3. - La méthode de formulation Marshall

La méthode de formulation Marshall fut la première méthode de formulation empirique de bétons bitumineux à être spécifiée. Elle mit fin à une longue période de tâtonnement des ingénieurs routiers qui n'avaient comme référentiel de formulation que leur propre expérience. En effet, c'est Bruce Marshall de la « Mississippi Highway Department » en 1939 qui élaborait cette méthode qui fut ensuite développée par l'« U.S. Army » durant la deuxième guerre mondiale. Durant l'essai Marshall (AAT, 2011 ; AI, 1993 ; AI, 1994 ; AI, 1997 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Junod et Dumont, 2004) les éprouvettes d'enrobé sont compactées à l'aide d'un compacteur manuel ou automatique. Les deux caractéristiques du mélange bitumineux mesurées sont la stabilité et le fluage, qui traduisent respectivement la résistance et la flexibilité de l'enrobé. L'objectif de la méthode de formulation Marshall est d'assurer que les bétons bitumineux présenteront les caractéristiques suivantes lors de leur mise en œuvre et de leur mise en service (AI, 1997) :

- une bonne stabilité pour assurer à la structure de chaussée une bonne résistance à l'orniérage sous les sollicitations du trafic routier ;
- une teneur en liant suffisante pour une bonne durabilité de la structure ;
- un pourcentage de vides adéquat qui prendra en compte le compactage secondaire. Le surcompactage des bétons bitumineux entraîne un phénomène de remonté du liant bitumineux matérialisé par un glaçage de la couche de roulement. Le mélange perd de sa stabilité et devient sujet à la déformation permanente prématurée. La couche de roulement perd ensuite son adhérence, ce qui a pour conséquence une augmentation de la distance de freinage des véhicules ;
- une mise en œuvre facile de l'enrobé sur les structures de chaussée.

L'essai Marshall malgré sa forte utilisation à travers le monde demeure un essai empirique qui, ne traduit pas les sollicitations cycliques du trafic routier. Pour remédier aux manquements de la méthode Marshall d'autres méthodes de formulation plus performantes ont été mises en place.

4. - La méthode de formulation française avec la presse à cisaillement giratoire

Cette méthode repose sur deux grands axes (Di Benedetto et Corté, 2005 ; Junod et Dumont, 2004). Le premier est la détermination de la quantité minimale de liant en fonction de la granulométrie du mélange. Le deuxième est l'utilisation de la presse à cisaillement giratoire pour estimer le comportement lors du compactage du mélange (Junod et Dumont, 2004). En France Arranbide et Duriez (1959) ont établi l'équation de détermination de la teneur en liant d'un mélange bitumineux en utilisant le module de richesse (K) et la surface spécifique (Σ) à travers l'équation 2.1 :

$$TL = K\alpha\sqrt[5]{\Sigma} \quad [\text{Eq. 2.1}]$$

Où α (Equation 2.2) est le coefficient correcteur relatif à la masse volumique des granulats, MVRg.

$$\alpha = \frac{2.65}{MVRg} \quad [\text{Eq. 2.2}]$$

La surface spécifique conventionnelle Σ est calculée à l'aide de l'équation 2.3 :

$$100\Sigma = 0.25G + 2.3S + 12s + 135f \quad [\text{Eq. 2.3}]$$

Avec les proportions massiques suivantes :

- G = pourcentage en masse des éléments supérieurs à 6,3mm,
- S = pourcentage en masse des éléments compris entre 6.3 mm et 0,250 mm ;
- S = pourcentage en masse des éléments compris entre 0,250 mm et 0,063 mm ;
- F = pourcentage en mase des éléments inférieurs à 0,063 mm.

Par la suite un mélange est choisi et soumis à l'essai d'aptitude au compactage par cisaillement à la presse giratoire afin de déterminer sa maniabilité. L'essai consiste à un compactage d'une quantité calculée d'enrobé bitumineux fabriqué selon les conditions en centrale grâce à deux actions concomitantes (NF EN 12697-35 +A1) :

- d'une force de compression statique correspondant à une pression de l'ordre de 0,6 MPa,
- et d'une déformation de l'éprouvette à laquelle on impose que son axe longitudinal décrive une surface conique de révolution, de sommet O et d'angle au sommet 2α , pendant que les surfaces des deux extrémités de l'éprouvette restent sensiblement horizontales (Figure 2.2). L'angle α est d'environ 1° . Il est déterminé pour chaque type de machine de façon à obtenir des pourcentages de vides fixés sur des matériaux pris comme référence. La vitesse de rotation à peu d'influence sur le résultat, elle est prise couramment égale à 30 tours/min.

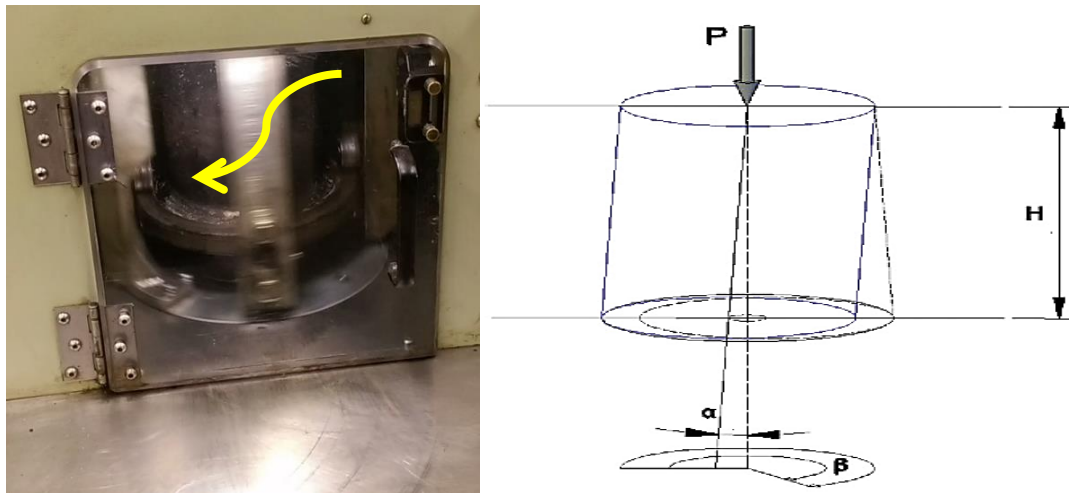


Figure 2.2 - Schéma du principe de l'essai PCG (Del Rio Prat et al. ,2010)

Ce mode de sollicitation (Figure 2. 2) provoque des cisaillements au sein du mélange qui favorisent le réarrangement granulaire et s'apparente aux sollicitations obtenues sur chantier par les engins de compactage. Durant la compaction, la hauteur de l'éprouvette est enregistrée à chaque giration. Cette mesure sert à calculer le pourcentage de vides dans l'enrobé pour chaque giration à travers l'équation 2.4 (LC 26-003).

$$V_{i(\%)} = 100 \times \frac{h(\text{ng}) - h(\text{min.})}{h(\text{ng})} \quad [\text{Eq.2.4}]$$

Où

- $V_i (\%)$ = le pourcentage de vides interstitiels dans l'enrobé,
- $h (\text{ng})$ = la hauteur de l'éprouvette à un nombre de girations donné (mm) ;
- $h (\text{min.})$ = la hauteur de l'éprouvette à 0 % de vides interstitiels (115 mm).

Lors de l'interprétation des essais PCG, trois valeurs de pourcentages de vides peuvent être choisies pour évaluer l'aptitude de l'enrobé bitumineux au compactage. Ce sont les valeurs initiales à 10 girations, intermédiaires à 40, 60, 80, 100 ou 120 girations et finales 200 girations (norme 7c4 4202 et NF EN 13108-1). Les valeurs intermédiaires peuvent changer en fonction du type d'enrobé et du pays. Au Québec la valeur après 10 girations est considérée, le pourcentage de vide visé est de l'ordre de 11 % (norme 7C4 4202). Ce qui permet d'éviter d'avoir un mélange trop maniable qui s'avérerait difficile à compacter sans déformations excessives et conduirait à un matériau qui se révélerait aussi instable sous le trafic (Di Benedetto et Corté, 2005 ; Mahmoud et Bahia, 2004).

En France seules les valeurs intermédiaires sont considérées (NF EN 13108-1). Pour ces valeurs, il est spécifié une fourchette de valeurs pour le pourcentage de vides. Pour les bétons bitumineux courants utilisés en couche de surface, les pourcentages de vides doivent être compris entre 5 % et 10 %. Pour des enrobés destinés à des couches de base, seule la valeur maximale est spécifiée, elle peut atteindre 11 %. Dans la fourchette de valeurs, la valeur supérieure est destinée à assurer la durabilité du mélange, la valeur inférieure vise à éviter une compacité excessive qui favoriserait l'instabilité du mélange et le développement de l'orniérage par fluage sous trafic, ainsi qu'à assurer le maintien d'une macrotexture suffisante pour les couches de roulement (Mahmoud et Bahia, 2004). Un pourcentage de vide à 200 girations supérieur ou égal à 2 % est exigé au Québec pour tous les HMA. Ceci afin d'éviter les phénomènes de ressuage et d'orniérage précoces à 200 girations (norme 7c4 4202). Les résultats de l'essai de compactage à la presse giratoire peuvent être interprétés aussi en termes d'indice de densification et d'indices énergétiques (Mahmoud et Bahia, 2004 ; Del Rio Prat et al., 2010). Dans la méthode de formulation française, quatre niveaux de formulation sont identifiés et caractérisés par des essais mécaniques à effectuer (SETRA, 2001). Ces niveaux sont :

- le niveau 1, applicable à tous les mélanges formulés à chaud ou à froid à l'exception des enrobés coulés, correspond à l'essai PCG et à la tenue à l'eau ;
- le niveau 2, applicable lorsque les mélanges bitumineux sont soumis à de forts trafics, comprend les essais du niveau 1 complétés par l'essai d'orniérage. Cet essai permet d'appréhender la susceptibilité d'un matériau bitumineux aux déformations permanentes en mesurant la profondeur d'ornière engendrée par le passage répété d'une charge roulante à une température fixée généralement de 60°C ;
- le niveau 3, a pour but de mesurer l'apport structurel d'un enrobé bitumineux. Il est caractérisé par les essais du niveau 2 complété par l'essai de module de rigidité ;
- le niveau 4, est applicable aux matériaux hydrocarbonés à chaud utilisés en couche d'assise pour lesquels on détermine en plus des essais de niveau 3, le comportement en fatigue pour l'application de la méthode de dimensionnement.

5 - La méthode de formulation Superpave

Entre 1987 et 1993 un programme nommé le Strategic Highway Research Program (SHRP) fut mis en place par des ingénieurs, des chercheurs et plusieurs organismes et universités à travers les États-Unis (Witczak et al., 2002 ; Witczak, 2005). Le SHRP « Strategic Highway Asphalt Research Program » (Programme de recherche stratégique sur les autoroutes) fut un projet établi sur 5 ans en vue de développer des méthodes de spécification basées sur des essais et une nouvelle méthode de formulation et d'analyse des enrobés bitumineux. En plus du système de classification des liants bitumineux utilisé aux USA et dans d'autres pays, l'un des produits majeur de la SHRP est la méthode de formulation nommée « Superior Performing Asphalt Pavements » (Performance supérieures de chaussées bitumineuses) ou Superpave (SHRP, 1994). La méthode Superpave (AI, 2001 ; WFTC., 2001) s'appuie sur l'essai à la presse à cisaillement giratoire pour la définition de la composition des mélanges. L'essai est effectué avec un angle de 1,25°. La granularité du mélange et la teneur en liant sont ajustées en fonction des critères suivants à savoir :

- le pourcentage de vides pour un nombre de girations fixé NDesign qui doit être conforme aux spécifications. NDesign est une fonction seulement du trafic pour la chaussée étudiée (Christensen et Bonaquist, 2006). Le tableau (2.1) présente les valeurs de NDesign en fonction du trafic en million d'ESAL.

- le pourcentage de vide dans le squelette granulaire noté VMA fonction de la dimension nominale maximal (NMAS) (Tableau 2.2).

La teneur en liant est obtenue par l'équation à partir des paramètres cités ci-dessus par la relation 2.5 :

$$V_b = VBE + \left(1 - \frac{VMA}{100}\right) \left(\frac{G_{sb} P_{wa}}{2}\right) \quad [\text{Eq.2.5}]$$

Avec :

- V_b = teneur en bitume en pourcentage volumique,
- VBE = teneur effective en bitume en pourcentage volumique ;
- VMA = teneur en vide dans l'ossature minérale ;
- G_{sb} = densité apparente des granulats ;
- P_{wa} = pourcentage d'absorption d'eau des granulats.

Tableau 2.1 – NDesign pour bétons bitumineux formulés à chaud (AASHTO R35)

Design Traffic (en million d'ESAL)	N _{Design} (niveau de compactage)
< 0,3	50
0,3 à < 3	75
3 à < 10	100
10 à < 30	100
≥ 30	125

La proportion effective de vides remplis par le bitume (VBE) obtenu par soustraction du pourcentage de vide correspondant au NDesign (généralement 4 %) du VMA. Une fois le mélange choisi sur une variante de 3 échantillons, l'essai de compactage à la presse giratoire est effectué pour confirmer les choix effectués et les essais de performance sont ensuite réalisés.

Tableau 2.2 - Exigences en VMA pour les enrobés denses (AASHTO R35)

NMAS Dimension nominale maximale (mm)	VMA ^a minimal	VMA ^a maximal
4.75	16	18
9.5	15	17
12.5	14	15
19.0	13	15
25.0	12	14
37.5	11	13

a. L'agence spécificateur peut augmenter les valeurs minimales et maximales de VMA jusqu'à 1%, pour obtenir des mélanges avec une teneur croissant de bitume, qui peut améliorer le compactage sur site, la résistance à la fatigue, et la durabilité en général. Mais des précautions doivent être prises pour s'assurer que les mélanges d'HMA résultant maintiennent des résistances à l'orniérage adéquates lors de leur mise en service.

5.1. - Essais de performances de la méthode Superpave

C'est l'étape finale de la formulation des bétons bitumineux, cependant elle présente des niveaux de formulation. Le premier niveau se limite à l'application pratique des essais de performance dans le cadre de la conception de routine des mélanges bitumineux à granulométrie dense. Ces essais sont la résistance à l'humidité décrit par l'AASHTO T 283 et la résistance à l'orniérage pour les mélanges destinés aux niveaux de trafic supérieur ou égal à 3 millions d'ESAL. Les essais de performance les plus avancés, tels que l'essai de résistance au fluage (IDT) et l'essai de fatigue, ne conviennent pas en général à une utilisation dans la formulation des mélanges de routine, mais ils peuvent être utiles dans la recherche et dans le développement des mélanges bitumineux pour des applications critiques ou spéciales (Bonaquist et al., 2003).

5.1.1. - Évaluation de la résistance à l'humidité

La résistance à l'humidité de tous les enrobés bitumineux à granulométrie dense devrait être évaluée à l'aide de la norme AASHTO T 283. Durant l'essai, les échantillons préparés à une teneur en vides de $7,0 \pm 0,5\%$, sont divisés en deux sous-ensembles avec des teneurs en vides moyennes à peu près égales. La résistance à la traction indirecte du premier lot d'éprouvettes est mesurée à sec. Ensuite la résistance à la traction indirecte du deuxième lot est mesurée après conditionnement par saturation sous vide suivi d'un cycle de congélation-décongélation et une immersion dans de l'eau chaude. Le rapport entre les deux résistances citées ci-dessus est utilisé pour évaluer la sensibilité à l'humidité. Un mélange est considéré comme acceptable si le rapport de résistance à la traction est égal ou supérieure à 80% (AI., MS-24).

5.1.2. - Évaluation de la résistance à l'orniérage

Plusieurs essais permettent d'évaluer la résistance à l'orniérage. Cependant, il faut noter qu'un enrobé bitumineux formulé selon la méthode Superpave doit présenter un niveau de fiabilité par rapport à la résistance à l'orniérage de 95% pour un niveau de trafic supérieur ou égal à 3 millions d'ESAL (AAT.2011 ; Witczak, 2007). Ainsi, le but des principaux essais présentés ci-dessous est d'augmenter ce niveau de fiabilité. Les cinq (5) types d'essai utilisés sont :

- l'essai au testeur de performance des mélanges bitumineux ou « Asphalt Mixture Pavement Tester » (AMPT),
- l'essai à l'analyseur des chaussées bitumineuses ou « Asphalt Pavement Tester » (APA) ;
- l'essai de simulation de l'orniérage ou « The Hamburg wheel-track test » ;
- l'essai de cisaillement Superpave ou « Superpave Shear Tester » (SST) ;
- l'essai de résistance à la traction indirecte à hautes températures ou « Indirect Tensile Strain at High Temperatures » (HT-IDT).

L'AMPT est une machine d'essai hydraulique commandée par ordinateur capable de soumettre un échantillon de béton bitumineux compacté à un chargement cyclique à différentes températures et fréquences (Figure 2. 3). Elle a été développée par le NCHRP lors du projet 919 pour tester les enrobés formulés selon la méthode Superpave (Bonaquist et al., 2003 ; Witczak et al., 2002).

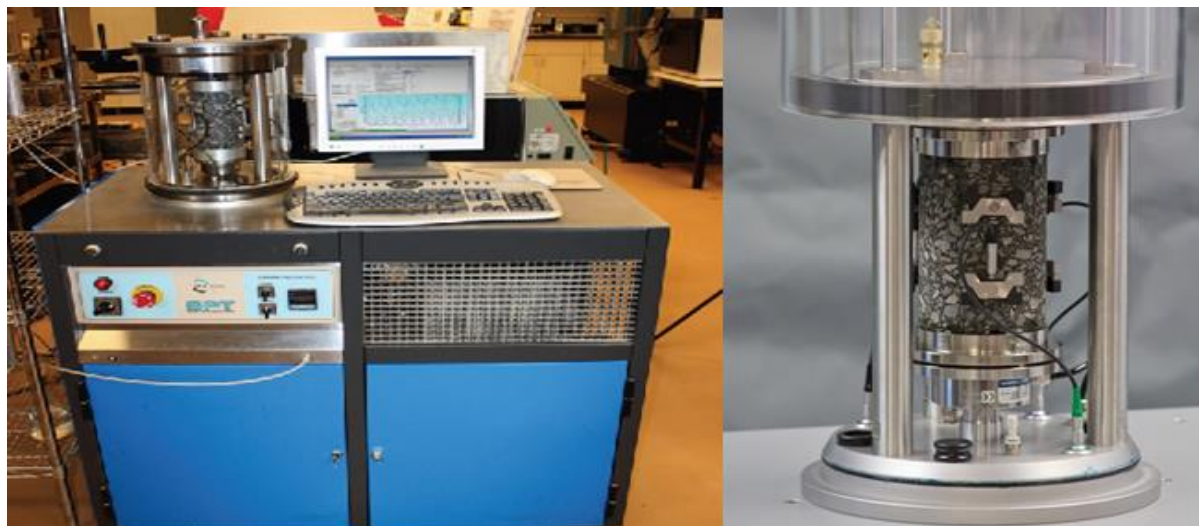


Figure 2.3 - Dispositif expérimental essai à l'AMPT (OPT, 2013)

L'AMPT permet :

- d'évaluer la résistance à l'orniérage par un essai d'écoulement ;
- de mesurer le module dynamique.

Des tests sont effectués pour voir les possibilités d'effectuer l'essai de fatigue avec cette équipement (AAT, 2011 ; OPT, 2013). Pour évaluer la résistance à l'orniérage, un essai d'écoulement non confiné est effectué en utilisant une contrainte axiale répétée de 600 kPa (87 psi) est menée avec l'AMPT. La température d'essai est fiable à 50 % à la température déterminée par le logiciel LTPPBind version 3.1. Les données de températures à analyser par le LTPPBind, sont issues de mesures effectuées à une profondeur de 20 mm pour les couches de surface, ou le haut de la couche pour les couches intermédiaires et de base. Les éprouvettes d'enrobés bitumineux soumises aux chargements cycliques sont de 100 mm de diamètre et 150mm de hauteur, avec des teneurs en vide de 7%. Techniquement avec l'AMPT les essais d'écoulement peuvent être effectués après l'essai de module dynamique (non destructif) (Bonaquist et al., 2003). Le nombre d'écoulement mesuré est alors comparé aux critères élaborés (exigences) lors du projet du NCHRP 9-33 pour les enrobés formulés à chaud ou NCHRP 9-43 pour enrobés tièdes (Bonaquist, 2011). Les critères sont présentés dans le tableau 2.3. Les critères différents observés entre les enrobés à chaud et les enrobés tièdes sont expliqués par les procédés de conditionnement différents des éprouvettes. En effet, pour les enrobés formulés à chaud, les éprouvettes sont conditionnées pendant 4 heures à 135 °C. Les éprouvettes d'enrobés tièdes quant à elles, sont conditionnées pendant 2 heures à la température de compactage prévu sur site. Ce qui est généralement autour de 115 °C (OPT, 2013).

Tableau 2.3 – Exigence en nombre d'écoulement (OPT, 2013)

Trafic en million d'ESAL	Enrobé formulé à chaud	Enrobé tiède
<3	--	--
3 à <10	50	30
10 à <30	190	105
>30	740	415

*Enrobé formulé à chaud conditionné pendant 4heures à135°C
*Enrobé tiède conditionné pendant 2h à la température de compactage in situ

L'analyseur APA est un testeur à roues chargées multifonctionnelles utilisé pour évaluer la déformation permanente (orniérage), la fissuration par fatigue et la sensibilité à l'humidité des enrobés bitumineux (Figure 2. 4) (Romero et Anderson, 2001).

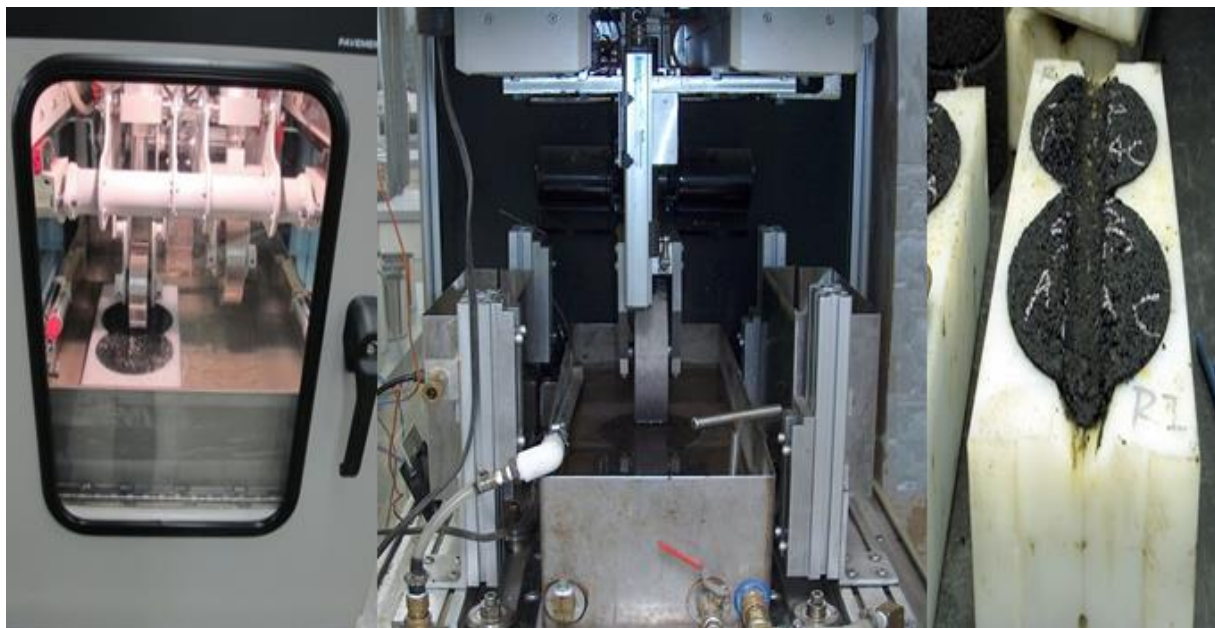


Figure 2.4 - Dispositif expérimental essai à l'APA (gauche) et éprouvette à 8000 cycles (Pavement Interactive)

La norme AASHTO TP 63 décrit la méthode d'essai de résistance à l'orniérage avec l'APA. Cette méthodologie d'essai fut développée grâce aux travaux de Kandhall et Cooley (2003). Lors de l'essai APA un tuyau sous pression est placé sur un court échantillon d'enrobé cylindrique et une roue (de pression variable entre 830 kPa et 1378 kPa) passe répétitivement au-dessus du tuyau à la température supérieure de la classe PG du bitume utilisée (César, 2007 ; OPT, 2013). La profondeur des ornières mesurée après 8000 cycles à 64°C (Georgia Department of Transportation) est donnée par le tableau 2.4.

Tableau 2.4 - Profondeur maximale d'orniérage recommandé pour le test APA à 8000 cycles (AASHTO TP63)

Niveau de trafic, million d'ESALS	Profondeur maximale d'orniérage, mm
<3	---
3 à <10	5
10 à <30	4
≥30	3

Comme l'essai APA, l'essai de simulation Hamburger ou « Hamburger Wheel-Track Test » (HWTD) permet d'évaluer plusieurs paramètres des enrobés bitumineux (résistance à l'orniérage, résistance à l'humidité). Dans l'évaluation de la résistance à l'orniérage décrit par la norme AASHTO T 324, « Hamburger Wheel-Track Testing of Compacted Hot-Mix Asphalt » (Essai de Simulation du trafic sur enrobés à chaud compactés), une roue en acier de 204 mm de diamètre et de 47 mm de large passe sur une dalle d'enrobé immergée dans un bain d'eau chauffé à 50°C (Figure 2.5).



Figure 2.5 - Dispositif expérimental essai «Hamburger Wheel-Track Test»
(Controls Equipment)

Cependant, le « Hamburger Wheel-Track Test » demeure un essai très peu répandu dont les spécifications de la méthode texane sont disponibles. Ainsi, les organismes qui souhaitent utiliser le « Hamburger Wheel-Track Test » comme un essai de performance devraient envisager d'effectuer une étude d'ingénierie pour développer des exigences appropriées concernant leurs conditions locales et les matériaux disponibles. Le SST (Superpave shear tester) est utilisé pour caractériser la résistance d'un béton bitumineux formulé à chaud à la déformation permanente (Figure 2. 6) (Witczak et al., 2002). La machine SST peut effectuer plusieurs types d'essais sur l'enrobé dont les applications les plus courantes sont :

- L'essai de cisaillement répété à hauteur d'éprouvette constante ou «Repeated shear test at constant height» (RSCH) ;
- L'essai de balayage de fréquence à hauteur d'éprouvette constante ou «The frequency sweep test specimen at constant height» (FSCH).

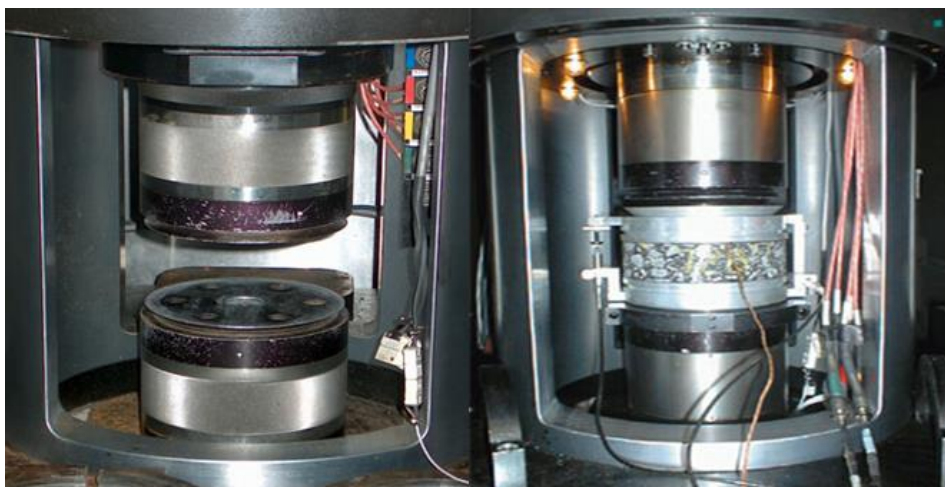


Figure 2.6 - Dispositif expérimental essai au SST (Pavement Interactive)

Les résultats de l'essai RSCH sont utilisés pour déterminer l'accumulation de la contrainte de cisaillement permanente avec des répétitions de charge. Les résultats de l'essai FSCH sont

utilisés pour déterminer le module de cisaillement complexe de l'échantillon (G^*) et l'angle de phase (ϕ). Ces caractéristiques peuvent alors être utilisées pour prédire le potentiel de déformation permanente d'un mélange bitumineux comme décrit dans la norme AASHTO T 320. Le tableau (2.5) décrit les valeurs maximales de la déformation maximale en cisaillement ou « Permanent Maximum Shear Strain » (MPSS) obtenus à partir d'échantillons préparés à des teneurs en vides de $3,0 \pm 0,5\%$, tel que recommandé dans la norme AASHTO T 320.

Tableau 2.5 - Les valeurs maximales recommandées pour le MPSS, déterminées à l'aide du test SST/RSCH, (AASHTO T 320)

Niveau de trafic, million d'ESALS	Valeur maximale du MPSS, %
<3	---
3 à <10	3,4
10 à <30	2,1
≥ 30	0,8

Décrit par la norme AASHTO T 283 l'essai IDT-HT est un essai simple (Figure 2. 7) et peu coûteuse permettant d'évaluer la résistance à l'orniérage des bétons bitumineux. Les travaux de Christensen et al. (2004) ont établi, sur la base des lignes directrices donnée par l'Asphalt Institute pour interpréter les contraintes de cisaillement maximales permanentes de l'essai de cisaillements répétés à hauteur d'éprouvette constante (RSCH) et de la relation observée entre la déformation permanente de cisaillement maximale (MPSS) et la force IDT, les directives préliminaires permettant d'évaluer la résistance à l'orniérage sur la base des essais de résistance IDT qui sont :

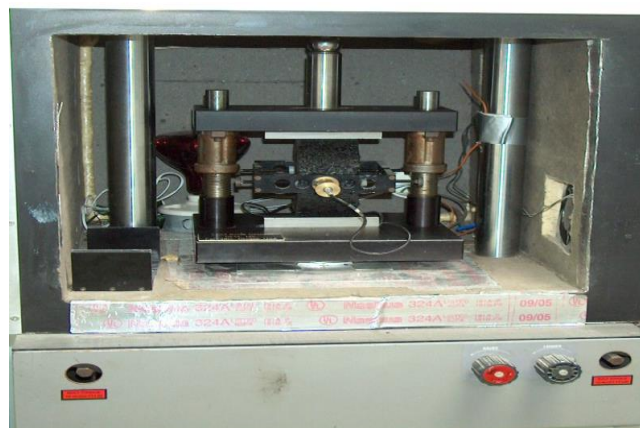


Figure 2.7 – Dispositif expérimental de l'essai IDT. (Priaspphalt)

- si la résistance IDT > 440 kPa, on a une excellente résistance à l'orniérage,
- si elle est comprise entre 320 kPa < IDT force ≤ 440 kPa, on a une bonne résistance à l'orniérage ;
- si elle est comprise entre 200 kPa < force IDT ≤ 320 kPa, on a une résistance à l'orniérage équitable ;
- si la résistance IDT ≤ 200 kPa, on a une mauvaise résistance à l'orniérage.

La température d'essai est de 10°C inférieure à la fiabilité de 50%, de 7 jours de température moyenne maximale de chaussée obtenu à partir LTPPBind Version 3.0 (AAT, 2011). Le tableau 2.6 répertorie les valeurs minimales recommandées pour la force HT / IDT déterminée suivant ce protocole.

Tableau 2.6 - Les exigences de résistance à la traction indirecte à haute température minimale recommandée (AASHTO T 283)

Niveau de trafic, million d'ESALS	Résistance HT/IDT minimale, kPa
<3	---
3 à <10	270
10 à <30	380
≥30	500

6. - Conclusion

La formulation des enrobés bitumineux vise à assurer aux chaussées bitumineuses une bonne stabilité et une bonne durabilité. La méthode Marshall à travers le mode de compactage de ces éprouvettes ne traduit pas une bonne simulation des sollicitations cycliques réelles auxquelles sont soumises les structures de chaussées. La détermination de l'aptitude au compactage des enrobés bitumineux à la PCG est la base des nouvelles méthodes de formulation. Elles associent à un calcul de prévision (analyse volumétrique) et des essais complémentaires d'optimisation et de performance (PCG, orniérage, tenue à l'eau...). Dans ces nouvelles méthodes, les sollicitations cycliques dues au trafic routier sont simulées lors du compactage des éprouvettes d'essai par une presse à compaction giratoire. Ce type de compacteur reste cependant limité car il n'assure pas une distribution homogène des vides. C'est la raison pour laquelle, dans certaine méthodologie d'essai il est remplacé par le compacteur de plaque. L'évolution des performances des enrobés par rapport à la composition volumétrique des constituants du mélange peut être dans certains cas antagoniste. De ce fait, il est important, quel que soit la méthode de formulation choisie de ne point sacrifier une performance aux dépens de l'autre à travers des compromis.

Chapitre 3 – Dimensionnement Mécanistique-empirique

1. - Introduction

Le but de la conception mécanistique-empirique (M-E) est de mesurer les contraintes et déformations générées dans les structures de chaussée par différentes causes physiques et de les calibrer avec les performances de chaussée observées sur le terrain (Huang, 1993 ; Hammons et al., 2007 ; MEPDG, 2004 ; Moavenzadeh, 1974; Tutumluer, 1995). L'accent sur les causes physiques est la partie «mécanistique», et la détermination de la relation avec les performances observées représente la partie «empirique» (Hammons et al., 2007). Plusieurs type de chaussée sont revêtus d'enrobés bitumineux (souples, bitumineuses épaisses, semi-rigide etc...) (LCPC, 1994). La fonction des couches bitumineuses dans de telles structures se résume généralement en couche de base ou en couche de roulement de quelques centimètres (Figure 3.1) (Meunier, 2012).

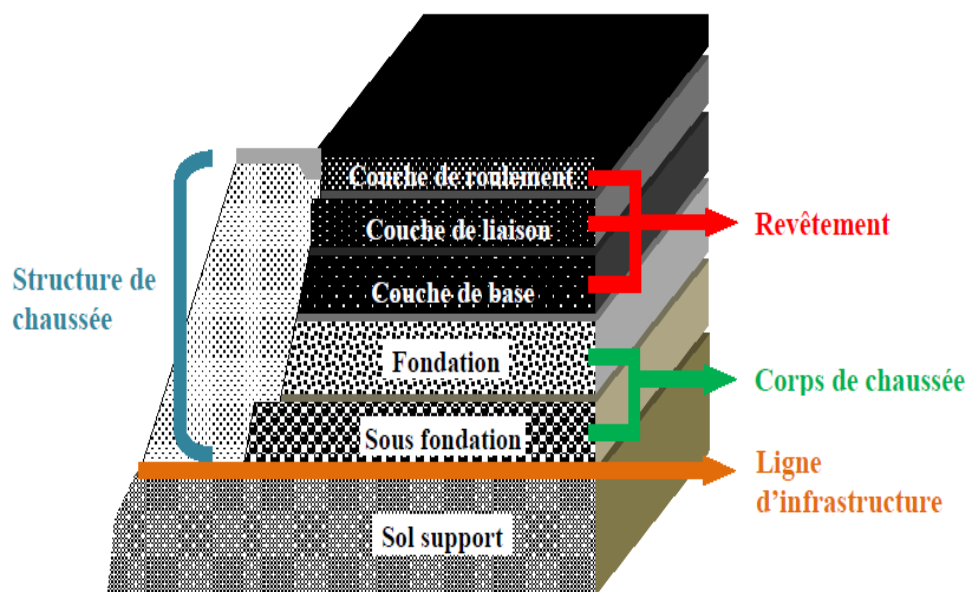


Figure 3.1 – Illustration d'une chaussée bitumineuse au Québec Adaptée de Meunier (2012)

Elles subissent directement le trafic et les conditions climatiques (température et humidité) (Di Benedetto et Corté, 2005 ; Proteau et Lavoie, 2014). C'est la raison pour laquelle dans le dimensionnement M-E des structures de chaussées bitumineuses, plusieurs performances de ces couches bitumineuses sont vérifiées et quantifiées (résistance à l'orniérage, déflexion, résistance à la fissuration par fatigue et thermique) (Al-Omari et Darter, 2013 ; Chang et al., 1996 ; Kaloush et Witczak, 2000 ; Uhlmeyer et al., 2000 ; Ullidtz, 1998 ; Witczak et Mirza, 2000). Dans ce chapitre, après une présentation des principes et concepts du dimensionnement M-E une étude plus exhaustive sera axée sur :

- les contraintes et les déformations dans les couches bitumineuses des chaussées souples ;
- la présentation des différents niveaux de caractérisation des enrobés bitumineux dans le « M-E Pavement Design Guid » (MEPDG) (NCHRP, 2004) ;
- les dégradations qui peuvent affecter les couches bitumineuses ainsi que leurs modèles de prédiction ;

- les limitations techniques du MEPDG dans le dimensionnement à savoir la validité des modèles de prédictions des enrobés lorsque la localité change et les modèles de comportement considérés pour ces derniers.

2. - Historique sur les méthodes de dimensionnement

Les méthodes de dimensionnement des structures souples peuvent être classées en cinq catégories (Huang, 1993). Ces méthodes sont :

- La méthode, dite empirique qui s'effectue avec ou sans évaluation de la portance du sol support et des matériaux constituant les couches de la structure de chaussée. La méthode empirique sans essai de portance sur les matériaux fut basée sur la «Public Road classification system» (Hogentogler et Therzaghi, 1929). Cette méthode fut modifiée par celle du «Highway Research Board» (HBR, 1945), Steele (1945) mis en place une méthode d'estimation des épaisseurs de chaussée basée sur une modification de la classification de 1929. C'est le «California Highway Department» qui en 1929, a mis en place une méthode de dimensionnement empirique basée sur la portance des matériaux (Porter, 1950). Cette méthode, fut appelée la «California Bearing Ratio method» ou méthode CBR. Dans cette méthode l'épaisseur de la chaussée est déterminée à partir de la portance des matériaux la composant. Les méthodes empiriques ne sont pas adaptées aux variations des paramètres de conception (environnement, matériels, charge). Le guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux du Centre Expérimental de recherches et d'études du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) est basé sur les matériaux locaux comme la latérite, le trafic et la portance des sols de plate-forme (CBR).
- La «Limiting Deflection Method» ou méthode dite de limite de rupture par cisaillement consiste à la détermination de l'épaisseur maximale limite de la chaussée sans risque de fissures par la formule de la capacité portante de Terzaghi (Terzaghi, 1943). Dans cette méthode les paramètres de dimensionnement sont la cohésion des matériaux et leur angle de frottement interne. Ces méthodes trop simplistes ont été développées par Barber (1946), McLeod (1953) et Yoder (1959). Elles ont été ensuite abandonnées, car avec l'augmentation du volume et de l'agressivité du trafic, le confort et la sécurité des usagers sont plus recherchés que les limites de ruptures par cisaillement.
- La méthode de limite par déflexion consiste à déterminer l'épaisseur limite de chaussée qui présentera une déflexion dans les limites acceptables. La première limite de déflexion (2,54mm) fut fixée par la KSHC (Kansas State Highway Commission) (1947) en se basant sur des équations modifiées de Boussinesq (Boussinesq, 1885). La deuxième limite (6,35mm) fut fixée par l'US Navy (1953) grâce à la théorie bicouche de Burmister (Burmister, 1943). Les limites de cette méthode sont liées au fait que les ruptures des structures de chaussées sont causées par les contraintes et déformations excessives et non par la déflexion. Cependant, la déflexion reste une méthode dont la vérification est facile à effectuer sur site.
- La méthode de dimensionnement par analyse de la régression basée sur les performances des chaussées ou sur les essais de route. Le meilleur exemple de cette méthode empirique est la méthode AASHTO dans laquelle l'épaisseur des couches ainsi que leur rigidité sont liées à la durée de vie.
- La méthode mécanistique-empirique quant à elle, est basée sur le comportement mécanique des matériaux de construction pris comme données d'entrée, sous les sollicitations soumises au trafic routier et les contraintes et déformations comme réponse de la structure. Ces réponses sont liées par la suite aux performances des

chaussée (modèle de performance) pour prédire les dégradations à long terme à partir d'essais de laboratoire et de l'observation in situ de l'évolution de la structure de chaussée. Ce sont Dormon et Kerkoven (1953, dans Huang 1993) qui en premier utilisent la déformation verticale (en compression) de la surface de la chaussée comme critère de rupture pour réduire la déformation permanente. Saal et Pell (1960, dans Huang 1993) quant à eux recommandent la déformation horizontale (traction) à la base des couches bitumineuses comme critère limitant la fissuration par fatigue. Le dimensionnement mécanistique-empirique présente plusieurs avantages à savoir une amélioration de la fiabilité du dimensionnement, l'habilité à prédire le type de dégradation et la possibilité d'extrapoler certains paramètres (données de laboratoire) lorsqu'ils ne sont pas disponibles (Hammons et al., 2007). C'est pour cette raison qu'on distingue le plus souvent trois niveaux de données d'entrée dans les logiciels de dimensionnement M-E relatifs à la fiabilité de la structure.

3. - Concepts de dimensionnement mécanistique-empirique

Les anciennes méthodes de dimensionnement et le guide d'AASHTO 1993 utilisaient une approche empirique dans la conception des structures de chaussée. L'approche mécanistique-empirique consiste à relier les réponses de la chaussée telles que les déformations, les contraintes aux performances des chaussées (Figure 3.2). C'est une approche rationnelle d'évaluation des effets des chargements dus au trafic sur les matériaux routiers et les techniques de construction des chaussées. Selon Hammons et al. (2007) les principaux avantages de la méthode mécanistique empirique sont :

- une base théorique fondamentalement solide introduite dans cette approche ;
- une modélisation possible des réponses des matériaux ;
- la capacité de modéliser plusieurs gammes de charges des roues, de géométrie et de trafic ;
- la nécessité d'un minimum d'extrapolation des modèles ou des critères pour couvrir le l'ensemble des méthodes de conception et de réhabilitation des différentes situations rencontrées.

Yoder et Witczak (1975, dans BA 2012), stipulent que pour qu'une procédure de dimensionnement soit complètement rationnelle, trois (3) éléments doivent être pleinement considérés :

- la théorie utilisée pour prédire la rupture ou les désordres ;
- la détermination des propriétés des matériaux requises par la théorie ;
- la relation entre le paramètre de rupture et la performance de la chaussée.

Dans une analyse M-E, l'aspect mécanistique repose sur des modèles d'analyse fondées sur les principes du comportement mécanique des matériaux (AI, 1991 ; Barker et Gondzales, 1991 ; Bathe, 1996 ; Chen, 1995 ; Hammons, 1998 ; Mamlouk, 1987 ; Ullidtz, 1998). Le but des modèles mécanistiques est une prédiction de la réponse généralisée des chaussées ou spécifique à une couche sous l'influence du trafic routier et des conditions climatiques. Ces modèles sont liés aux paramètres de performance des chaussées par des fonctions de transferts empiriques.

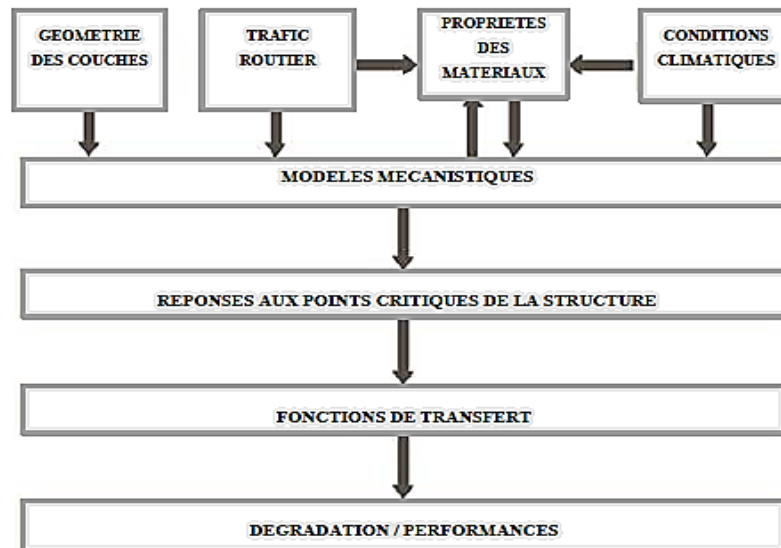


Figure 3.2– Concepts de l’analyse mécanistique-empirique des chaussées (Hammons et al., 2007)

Alors que les contraintes et déformations peuvent être mécanistiquement calculées en utilisant un modèle analytique, la détermination des constantes empiriques dérivées nécessite des données de terrains et des mesures effectuées au laboratoire. Si les constantes sont déterminées à partir de données de laboratoire, un «facteur de changement » peut être nécessaire pour relier la performance du laboratoire à la performance sur le terrain (Timm et Newcomb, 2003).

4. - Contraintes et déformations dans les couches bitumineuses des chaussées souples

Un modèle mécanistique peut être assimilé à une description simplifiée de la réalité physique. Ainsi, les couches de matériaux constituant les structures de chaussée sont généralement modélisées comme étant des plaques ou des solides élastiques. La première différence entre les deux théories est que celle des plaques considère cette dernière comme étant d'épaisseur incompressible contrairement à la théorie élastique. La théorie des plaques (Westergaard, 1926a-b) est principalement utilisée pour l'analyse des chaussées à béton de ciment tandis que la théorie de la couche élastique peut être appliquée autant pour les chaussées à béton de ciment que pour les chaussées bitumineuses souples. Le sol support est un espace semi-infini élastique. Il est caractérisé par un module d'élasticité (E) et un coefficient de Poisson (ν). Il est considéré aussi comme un lit de ressort appelé un liquide dense ou d'un ensemble de ressorts étroitement espacés, dont chacun agit indépendamment du ressort voisin appelé fondation de Winkler (Hammons et al. 2007). Plusieurs méthodes se sont succédées dans la détermination des contraintes, des déformations et de la déflexion dans les chaussées. Boussinesq (1885) fut le premier à modéliser la théorie de la couche élastique pour une charge concentrique appliquée à un demi-espace semi-infini. Cette méthode fut la seule valable avant l'apparition de la théorie des couches de Burmister (1943). Ensuite Foster et Alvin (1954) mirent au point une série d'abaques (basées sur la théorie de Boussinesq avec une charge circulaire et un coefficient de poisson de 0,5) pour déterminer les contraintes verticales, radiales, tangentielles, de cisaillement et la déflexion. Ahlvin et Urely (1962) affinèrent les travaux de Foster et Alvin en élaborant une série d'équations et de tableaux à partir desquelles les contraintes, les déformations et les déflexions peuvent être calculées pour un coefficient de poisson variable. Burmister (1943) généralisa la théorie de Boussinesq pour un système à deux couches avec une charge circulaire uniformément répartie. En 1960, Losberg (1960)

développa une méthode d'analyse qui combine à la théorie de la plaque pour les couches supérieures de la chaussée, un modèle solide élastique pour le sol support. L'analyse des systèmes multicouches soumis à des charges multiples a été rendu possible par des outils informatiques à travers des programmes comme (NCHRP-annexe RR, 2004):

- le programme CHEVRON (Michelow, 1963) ;
- le programme BISAR (Peutz et al. , 1968 dans NCHRP, 2004) ;
- le programme ELSYM5 (Kopperman et al., 1989 dans NCHRP, 2004) ;
- le programme WESLEA (Van Cauwelaert et al. 1988) ;
- le programme JULEA (Barker et Gonzalez, 1991) ;
- le programme Ecoroute.

Ainsi, ces abaques, ces modèles et autres techniques de déterminations des contraintes, des déformations et des déflexions dans les structures de chaussée déterminent un certain nombre de méthodologies qui peuvent être classées comme suit (NCHRP-annexe RR, 2004) :

- les méthodes analytiques qui utilisent les modèles mécanistiques comme le modèle de Burmister ;
- les méthodes basées sur la théorie multicouche élastique (MLET);
- les méthodes caractérisées par le « Rate-independent » (BISAR, CHEVRON) ;
- les méthodes utilisant les solutions viscoélastiques (VESYS) ;
- les méthodes de différences finies (FLAC) ;
- les méthodes par éléments finis (FEM) ;
- les méthodes à usage général (Abaques de Foster et Alvin 1954) ;
- les méthodes spécifiques à certaines catégories de structure (ILLI-SLAB, ILLI-PAVE, MICH-PAVE) ;
- La méthode des éléments limites (BEASY) ;
- les méthodes hybrides (DIPLOMAT).

L'approche par éléments finis est l'une des méthodes d'analyse les plus puissantes et les plus polyvalentes actuellement disponible (NCHRP, 2004). Lorsqu'un modèle est utilisé pour analyser une structure de chaussée soumise à un trafic, ce sont les contraintes et déformations qui constitueront les données de sortie (AI, 1991 ; Kaloush et Witczak, 2000 ; Mallela et al., 2002). Ces valeurs sont calculées à des points critiques où elles influencent le comportement de la structure (LCPC, 1994 ; NCHRP, 2004 ; Nguyen et al., 2008). Dans le dimensionnement M-E, l'intérêt de la détermination de ces valeurs est qu'elles constituent des données d'entrée pour les modèles de dégradations utilisés (Chang et al., 1996 ; Kaloush et Witczak, 2000 ; Uhlmeier et al., 2000 ; Witczak et Mirza, 2000), tandis que dans le dimensionnement rationnel du LCPC, ces valeurs sont à comparer à des critères d'admissibilité de chaque matériaux constituant une couche de la structure en fonction du nombre d'essieux équivalent (NE). Pour une structure souple les réponses considérées sont (LCPC, 1994) :

- la déformation horizontale (allongement) de bas en haut des couches bitumineuses ;
- la contrainte et la déformation verticale de compression au-dessus du sol support de chaussée.

L'étape la plus importante de l'approche M-E est la liaison entre les réponses des modèles de calculs mécanistiques et les performances des chaussées, ou le nombre de répétition des chargements pour atteindre une limite de la structure (fatigue).

5. - Le «Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide» (MEPDG) et les couches bitumineuses

Le MEPDG est un logiciel très performant orienté dans le dimensionnement mécanistique-empirique des structures de chaussée. Développé sous le projet 1-37A du NCHRP et mis à jour sous le projet 1-40D, il est basé sur des concepts mécanistiques et empiriques. Pour les couches bitumineuses, en plus de la détermination des contraintes et déformations sous l'action du trafic, des modèles de prédictions calibrés et validés sont inclus dans le programme. Les modèles de calcul utilisés par le MEPDG sont un modèle théorique multicouche élastique nommé JULEA (Barker et Gonzalez, 1991) pour les chaussées souples et un modèle par élément finis nommé DSC2D lorsque la non-linéarité de l'assise et du sol support est pris en compte dans le dimensionnement (NCHRP, 2004). Même si les modèles de calcul fournissent un certain nombre de réponse, la localisation de ces réponses reste un facteur important. Cependant, elle varie en fonction du type de dégradation considéré et de la méthode de localisation utilisée. Dans le MEPDG, les réponses des chaussées sont liées aux performances par des fonctions de transfert (Hammons et al., 2007). Ces fonctions de transfert sont des fonctions de régression des données issues essentiellement du « Performances de Chaussée à Long Terme » (LTPP). Il est possible avec le MEPDG en cas de changement des propriétés des matériaux locaux ou des conditions climatiques, de déterminer des coefficients d'ajustement des réponses des modèles.

5.1 - Donnée d'entrées pour couches bitumineuses

Trois niveaux de données d'entrée peuvent être choisis dans le MEPDG (de même pour le Pavement M-E) pour l'analyse des couches bitumineuses (Hammons et al., 2007 ; Mallela et al. 2002 ; NCHRP, 2004).

5.1.1 - Le niveau 3

A ce niveau de dimensionnement, le module dynamique de l'enrobé bitumineux est prédite par l'équation de Witczak 1999 (Aidara et al, 2015a ; Andrei et al, 1999). Cinq (5) paramètres essentiels sont considérés comme données d'entrée pour l'analyse des couches bitumineuses. Ce sont les propriétés volumétriques du mélange granulaire (ρ_{200} , ρ_4 , ρ_{38} , ρ_{34}), avec :

ρ_{200}	est le pourcentage de passant au tamis 0,075 mm (N° 200) ;
ρ_4	est le pourcentage de refus cumulé au tamis 4,76 mm (N° 4) ;
ρ_{38}	est le pourcentage de refus cumulé au tamis 9,5 mm (3/8 in) ;
ρ_{34}	est le pourcentage de refus cumulé au tamis 19 mm (3/4 in).

Puis, on a les grades de performances Superpave des bitumes, les grades de viscosité conventionnels, les grades de pénétration conventionnels et les paramètres ASTM d'évolution de la viscosité en fonction de la température du bitume (paramètre de régression A et VTS). Les propriétés du liant bitumineux peuvent être choisies selon trois niveaux de spécification à savoir :

- la spécification SUPERPAVE ;
- les grades de bitume conventionnels ;
- les grades de pénétration conventionnels du bitume.

Le niveau 3 considère des valeurs par défaut comme propriétés des matériaux bitumeux à savoir :

- une température de référence de 21,1°C ;
- un coefficient de 0,35 ;
- un pourcentage de bitume effectif de 11% en volume ;
- un pourcentage de vides de 8,5% ;
- une masse volumique du mélange bitumineux de (2370 kg/m³).

Les propriétés thermiques comprennent la conductivité thermique du mélange, et la capacité calorifique du mélange, fixé à 962,964 J/kg.K. Les propriétés volumétriques à considérer sont les vides dus à l'ossature minérale, le contenu de liant efficace et le poids total de l'unité.

Les données d'entrée pour la prédiction de la fissuration thermique sont trois valeurs de la susceptibilité au fluage ou « susceptibilité au fluage » à une température basse de -20°C, moyenne de -10°C et élevée de 0°C pour une durée de chargement de 100s ou de 1000s. Pour un temps de chargement de 1000s, les valeurs à 200s et 500s devront être fournies.

5.1.2 - Le niveau 2

Comme pour le niveau 3, le niveau 2 utilise l'équation de Witczak 1999 pour prédire le module dynamique de l'enrobé bitumineux (NCHRP, 2004). Le niveau 2 nécessite plus d'informations sur le liant bitumineux que le niveau 3. Deux choix de spécification du liant s'imposent dans ce niveau dont l'une est d'effectuer des essais de spécification Superpave et l'autre d'effectuer des essais de viscosité et de pénétrabilité. Si les essais Superpave (rhéologiques) sont choisis une gamme de températures d'essais devra être choisie afin de déterminer le module de cisaillement complexe du liant bitumineux G^* (Pa) et l'angle de phase δ (degré). La pulsation ω est de 10 rads / s pour tous les essais (NCHRP, 2004). D'autre part si les essais classiques de pénétrabilité et de viscosité sont choisis jusqu'à six valeurs au plus. Le point de ramollissement, la viscosité absolue, la viscosité cinématique et la densité spécifique sont des valeurs par défaut fournies par le logiciel. Les informations pour la prédiction de la fissuration thermique sont fournies par des essais de laboratoires contrairement au niveau 3. La température d'essai est la moyenne de -10°C. L'essai de mesure de la susceptibilité au fluage ou « susceptibilité au fluage » est effectué par l'essai de traction indirect (IDT) (voir chapitre 2) (Ba, 2012).

5.1.3. - Le niveau 1

Le niveau 1 est le niveau de dimensionnement le plus fiable que peut présenter le MEPDG. Contrairement au niveau 2 et 3 il nécessite une mesure du module dynamique de l'enrobé bitumineux. Les essais devront être effectués à -12°C, 4.4°C et 21.1°C pouvant aller jusqu'à cinq températures d'essais et un minimum de 3 fréquences de 0,1, 1 et 10 Hz pouvant aller jusqu'à 5 (NCHRP, 2004). Les exigences sur le liant bitumineux sont identiques à celles du niveau 2. Les informations pour la prédiction de la fissuration thermique sont identiques à celles du niveau 2. Les températures d'essais correspondent cependant à celle du niveau 3 (NCHRP, 2004).

5.2. - Les concepts mécanistiques-empiriques appliquées aux couches bitumineuses dans le MEPDG

Les performances des couches bitumineuses prédites par le MEPDG sont essentiellement (Hammons et al, 2007) :

- la fissuration en peau de crocodile ou «Alligator cracking» ;
- la fissuration longitudinale ou «Top-down cracking» ;
- la fissuration thermique ;
- l'orniérage.

5.2.1. - Mesure de la fatigue des couches d'enrobés bitumineux

La fatigue des enrobés bitumineux est un phénomène très important dans le dimensionnement routier. Le phénomène de fatigue, correspondant aux faibles déformations ($<10^{-4}$) pour un nombre de cycles élevés de sollicitations dues à des tractions répétées à la base des couches bitumineuses à chaque passage d'essieux (plusieurs milliers) (Cf. figure 4.4). La fatigue est l'endommagement engendré par la répétition de sollicitations dont l'amplitude reste constamment inférieure à celle entraînant la rupture instantanée de l'enrobé (Perraton et al., 2003). Les essais de fatigue sur enrobés bitumineux peuvent être simulés au laboratoire ou in situ. Il est possible de reproduire son comportement réel, en soumettant régulièrement une chaussée expérimentale à des charges de trafic en grandeur réelle comme spécifié par l'essai AASHO (HRB, 1966) ou le manège de fatigue du LCPC (De la Roche, 1994). Les essais de simulation de la fatigue des enrobés bitumineux au laboratoire sont des essais cycliques caractérisés par une suite de sollicitations alternées (Fortunier, 1998). Les plus courants parmi eux sont :

- les essais à flexion de poutres ou de plaques d'enrobés bitumineux avec différents point de chargement (Jimenez et Gallaway, 1962 ; Jimenez, 1972). Ces essais visent à représenter les efforts répétés de traction par flexion provoqués dans la chaussée par le passage de véhicules;
- les essais de traction indirecte à chargement répété développé par Amedimila et Kennedy (1976, dans Huang 1993) et les essais de traction-compression direct sur éprouvettes cylindriques (méthode LCMB). Les essais de traction ont pour but de représenter directement les efforts de traction engendrés à la base de la chaussée par ces flexions;
- Enfin, les essais de cisaillement ont été mis au point pour prendre en compte les efforts de cisaillement engendrés dans les couches de surface (Di Benedetto et Corté, 2005).

La plupart des essais de fatigue sont réalisés avec des sollicitations sinusoïdales avec ou sans temps de repos (Fortunier, 1998). L'objectif de ces essais est d'obtenir la loi de comportement cyclique du matériau, qui caractérise son évolution au fur et à mesure des cycles de sollicitation. Les essais de traction-compression peuvent être réalisés à déformations ou à contraintes imposées (Fortunier, 1998). La fatigue des enrobés bitumineux se traduit par l'apparition progressive de microfissurations aléatoires au sein du matériau en cours de chargement qui peuvent évoluer en macro fissurations (Touhara, 2012). A ce moment-là, l'évolution de l'endommagement ne peut plus être considérée comme étant un phénomène homogène et la mécanique des milieux continus (MMC) n'est plus applicable. Pour décrire l'évolution de l'endommagement, il faut alors se référer à des notions liées à la propagation des fissures (Baaj, 2002 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Touhara, 2012).

5.2.1.1. - Interprétation d'un essai de fatigue

Dans un essai de fatigue, on distingue trois phases dans l'évolution de la raideur (module) en fonction du temps ou du nombre de cycles de sollicitations (Figure 3. 3) (Baaj, 2002), soit :

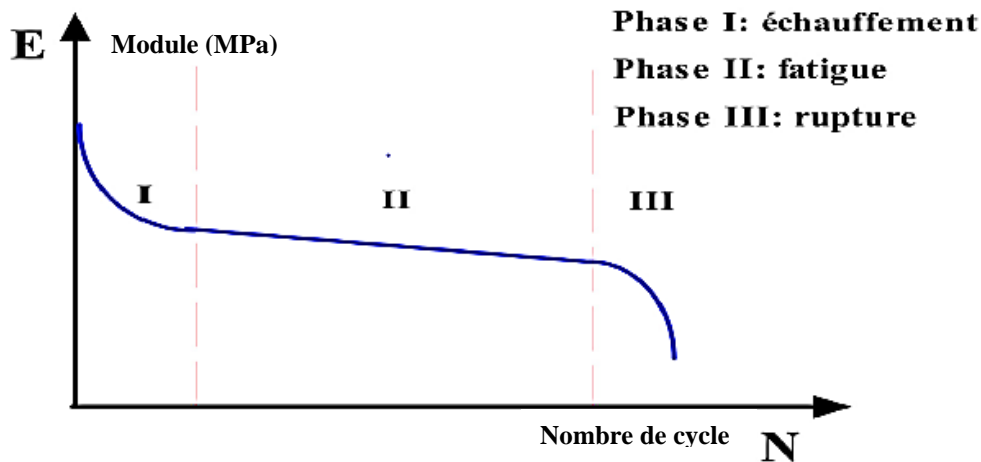


Figure 3.3 - Distinction de trois phases différentes dans un essai de fatigue à déplacements constant (Baaj, 2002)

- la première phase (phase d'adaptation) est marquée par une chute rapide du module. Cette décroissance n'est pas considérée exclusivement liée au phénomène de fatigue. L'échauffement du matériau et la thixotropie jouent des rôles importants. Ce sont des effets biaisant. La perte de module liée à ces phénomènes « parasites » est quasiment réversible lorsque l'essai de fatigue est arrêté ;
- la deuxième phase est caractérisée par une décroissance du module plus modérée et quasi linéaire. Le rôle de la fatigue sur la chute de module est alors prédominant. Bien que l'influence des phénomènes biaisant (échauffement et thixotropie) soient faibles pendant cette phase, ils doivent néanmoins être considérés ;
- lors de la troisième phase, la valeur du module subit de nouveau une chute rapide. Elle correspond à l'apparition de microfissures localisées par accumulation des microfissures en cours des phases I et II.

Plusieurs méthodes d'analyse sont utilisées pour déterminer la résistance à la fatigue d'un matériau bitumineux (Baaj, 2002 ; Di Benedetto et Corté, 2005 ; Perraton et Touhara 2013 ; Touhara, 2012). Ces méthodes sont :

- Le critère de rupture classique qui fixe la durée de vie du matériau ($N_{f50\%}$) à la valeur correspondant à une perte de 50% de module complexe (raideur) (Figure 3.4);

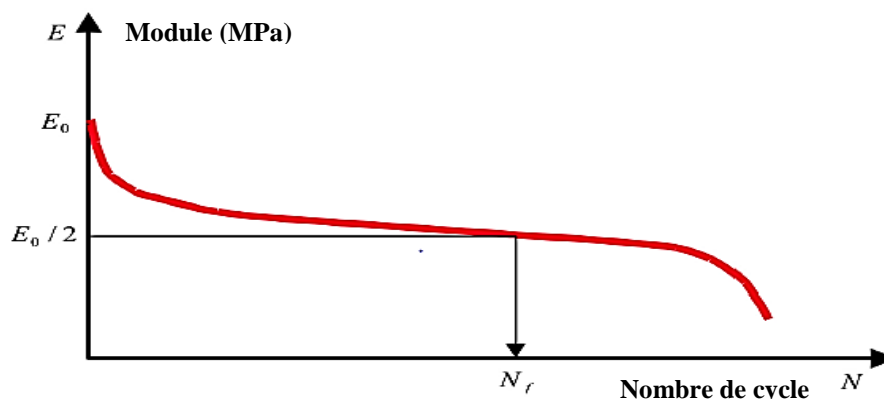


Figure 3.4 - Définition du critère classique de fatigue et détermination de la durée de vie (essai à déplacement constant) (Baaj, 2002)

- le critère de fin de la phase II propose de cerner le moment où le mode d'endommagement change et marque le début de la phase III. La durée de vie correspondante est annotée $N_{fII/III}$ et correspond au nombre de cycles associés au point de transition entre la phase II à la phase III de l'essai. La valeur de $N_{fII/III}$ n'est influencée ni par les différents phénomènes non liés à la fatigue, ni par la phase de rupture liée à la propagation de la macro fissure au sein de l'éprouvette. Pour cerner la valeur de $N_{fII/III}$, deux éléments sont analysés (les courbes d'évolution des écarts des extensomètres $N_{f\Delta ext}$, et les résultats de l'essai présentés dans l'espace de Black $N_{f\phi}$) ;
- la durée de vie établie à partir des courbes d'extensomètres où la valeur de $N_{fII/III}$ est établie en comparant les courbes d'évolution des écarts des amplitudes de déformation par rapport à la déformation moyenne des trois extensomètres répartis uniformément autour de l'éprouvette cylindrique ;
- la durée de vie établie à partir de l'espace de Black qui consiste à suivre la norme du module de l'enrobé bitumineux en cours d'essai dans l'espace de Black pour estimer la durée de vie correspondant à la fin de la phase II et le début de la phase III ($N_{f\phi}$), qui est équivalente au nombre de cycles au point où la valeur de l'angle de phase commence à diminuer.

L'étape finale de la procédure d'essai de fatigue consiste à établir la relation entre les sollicitations imposées et la durée de vie en fatigue. Pour l'essai de fatigue en traction-compression, méthode utilisée au Laboratoire des Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB), le mode de sollicitation est le même que celui imposé pour la mesure du module complexe (Perraton et Touhara, 2013). Au moins trois niveaux de déformations, normalement entre 90 et 120 μdef , sont imposés en traction-compression en vue de définir la relation entre les déformations imposées et la durée de vie en fatigue. Cette relation exprimée dans un domaine log-log permet de déterminer la droite de fatigue de l'enrobé, c'est la droite de Wöhler (Figure 3.5). Cette droite permet la détermination de (Perraton et Touhara, 2013 ; Proteau et Lavoie, 2014 ; Touhara, 2012) :

- la valeur de référence d'epsilon 6 « ϵ_6 » (niveau de déformation correspondant à 1 million de cycles de sollicitations, soit 10^6 cycles) ;
- la pente de la droite de fatigue ($-1/b$) de la courbe de Wöhler (nombre de cycles en fonction du niveau de déformations sur un graphique en échelle log-log) ;
- La dispersion est mesurée par l'écart-type des mesures S_n (les essais de fatigue donnent des résultats dispersés dus à l'hétérogénéité du matériau et au phénomène de fatigue lui-même).

Ces trois valeurs citées ci-dessus servent au calcul de dimensionnement des chaussées.

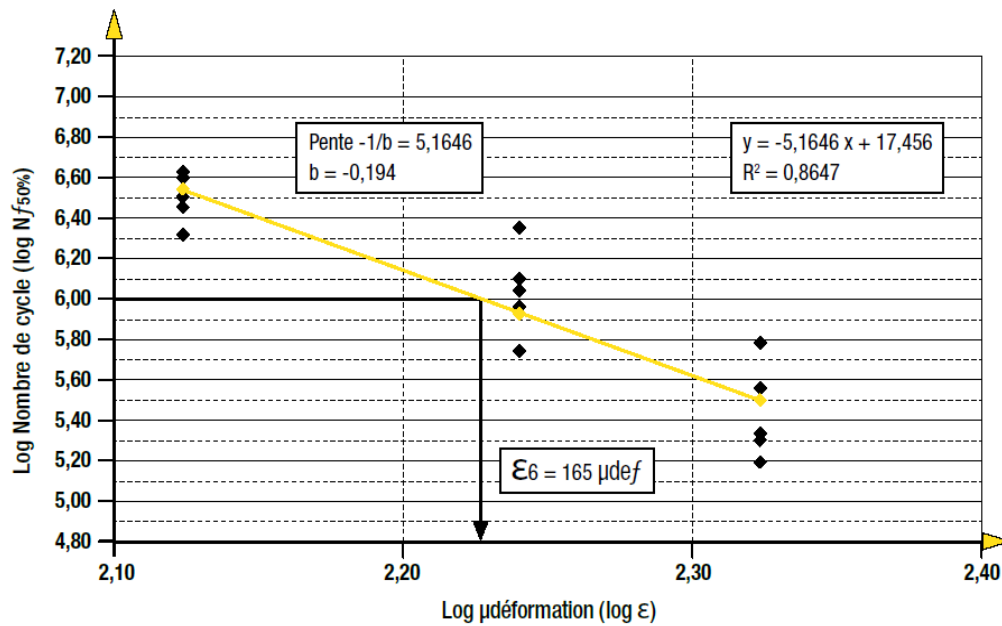


Figure 3.5 – Droite de fatigue de Wöhler à 10°C et 10Hz (Perraton et Touhara, 2013)

Pour l'essai de flexion en trois points, le module dynamique E_s et la déformation initiale ϵ_t sont déterminés à la 200^{ème} répétition du chargement. La courbe de fatigue est traduite par l'équation 3.1 (Huang, 1993) :

$$N_f = C_2 (\epsilon_t)^{-f_2} \quad [\text{Eq. 3.1}]$$

Avec :

- N_f = nombre de répétition à la rupture,
- C_2 = constante de fatigue à $\epsilon_t = 1$;
- f_2 = pente inverse de la courbe de fatigue ;
- ϵ_t = déformation initiale.

Sous une même déformation initiale, les essais de laboratoire ont montré que le nombre de répétition à la rupture baissait lorsque le module de rigidité s'agrandissait (Huang, 1993).

Les critères de rupture de l'essai de fatigue peuvent être déterminés aussi par analyse de la dissipation d'énergie ou par endommagement lié à la détérioration progressive du matériau lors de l'essai de fatigue (Di Benedetto et Corté, 2005). Selon Tayebali (1994a et 1994b), l'approche énergétique mènerait à des résultats plus cohérents que les lois de fatigue usuelles. Cependant, cette méthode est contestée par plusieurs auteurs.

5.2.1.2. - Prédiction de la fissuration par fatigue dans le MEPDG

Bien que très précis, les essais de fatigue sont fastidieux (plusieurs éprouvettes à tester), chers et nécessitent un temps considérable dans leur réalisation. Pour remédier à ce problème, plusieurs méthodes de prédiction de la fatigue (fissuration par fatigue) ont été élaboré dont les plus connu sont le modèle de Shell Oil et le modèle de l'AI (AI, 1986 ; Bonnaure et al., 1980 ; Shook et al., 1982 ; Witczak et Mirza, 2000). La démarche consiste à déterminer le nombre de répétitions d'essieux conduisant à la rupture par fissuration de fatigue. Lors du développement du MEPDG 2002, le projet NCHRP1-37A consista à un calibrage de différents modèles de fissuration par fatigue. En plus des deux modèles de Shell Oil et de l'Asphalt Institute deux types de fissuration par fatigue furent considérés :

- la fissuration orientée du bas vers la surface ou "bottom-up", ou "Alligator Craking", ou "Alligator, Craking" ou fissuration en peau de crocodile présentée sur la Figure 3.6 ;



Figure 3.6– Fissuration "bottom-up" ou "Alligator Craking" ou fissuration en peau de crocodile (Adaptée de Hammons et al. 2007)

- et la fissuration orientée de la surface vers le bas ou "Top-down" ou "Longitudinal Craking" ou fissuration longitudinale présentée sur la Figure 3.7.



Figure 3.7 – Fissuration "Top-down" ou "Longitudinal Craking" ou fissuration longitudinale (Adaptée de Hammons et al. 2007)

La procédure de prédiction de la fatigue consiste à calculer le nombre de répétitions d'essieux qui entraîne la rupture par fissuration de fatigue dans un premier temps. Le calibrage du modèle de Shell montra une importante dispersion des résultats, aucune tendance ne put en être déduite (NCHRP, 2004). C'est ainsi que le modèle de Shell fut abandonné pour le modèle de l'AI. Ce dernier, quant à lui, présentait une meilleure courbe tendance avec une faible dispersion. Mais elle ne s'appliquait qu'à des cas de contraintes constantes (NCHRP, 2004). Des facteurs de correction empirique furent déterminés pour prendre en compte les déformations constantes pour le modèle de l'Asphalt Institute. Ces facteurs sont : $\beta f_1 = 1,2$ sur le coefficient de déformation en traction et $\beta f'_1 = 1,5$ sur le coefficient du module (E). Ainsi, le nombre de cycle à la rupture N_f est donné par l'équation 3.2 (NCHRP, 2004):

$$N_f = 0.00432 * \beta_{f1} * C \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3.9492} \left(\frac{1}{E} \right)^{1.281}$$

$$\beta_{f1} = \beta'_{f1} * k'_1$$

$$k'_1 = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 3.49 * hac)}}$$

[Eq. 3.2]

Avec

hac = épaisseur totale de la couche bitumineuse.

Dans un second temps, l'hypothèse de Miner (1945, dans Ba 2012) permet de calculer le dommage par fatigue, FD, accumulé séparément par le « Bottom-up » et le « Top-down ». FD s'exprime par la relation 3.3 :

$$FD = \sum \frac{n_{i,j,k,l,m}}{N_{i,j;k;l}}$$

[Eq. 3.3]

Où :

$n_{i,j,k,l,m}$ est le nombre d'applications de la charge aux conditions i, j, k, l, m ;

$N_{i,j,k,l,m}$ est le nombre d'application de la charge qui entraîne la rupture par fissuration sous les conditions i, j, k, l, m ;

i = mois ; il tient compte des variations mensuelles des modules de la couche de base et de la plate-forme (dues aux changements de teneur en eau), et de la couche bitumineuse (des aux variations de température) ;

j = temps du jour ; il tient en compte les changements horaires du module de la couche bitumineuse ;

k = type d'essieu (simple, tandem, tridem, quad) ;

l = niveau de charge pour chaque type d'essieu ;

m = chemin du trafic supposant une distribution normale de la roue latérale.

En effet, la loi de Miner (Miner, 1945 dans Di Benedetto et Corté, 2005) est la loi de cumul des dégradations utilisée pour étudier le comportement en fatigue des matériaux in situ en prenant en compte les différents niveaux de sollicitation. Cependant, selon Doan (1977) elle n'est pas vérifiée dans la pratique, mais est tout de même utilisée dans le dimensionnement des chaussées à cause de sa simplicité (LCPC, 1994 et NCHRP 2004). D'autre part, le comportement de l'éprouvette dépend de l'ordre dans lequel sont appliqués les niveaux de sollicitation ainsi que du type de la sollicitation appliquée (contrainte ou déformation). Le modèle final (en feet/mile) de calibrage de la surface fissurée en peau de crocodile est donné par l'équation 3.4 :

$$FC = \left(\frac{600}{1 + e^{(C_1 * C'_1 + C_2 * C'_2 * \log(D * 100))}} \right) * \left(\frac{1}{60} \right)$$

[Eq. 3.4]

Où

$C_1 = 1.0$

$C_2 = 1.0$

$C'_2 = -2.40874 - 39.748 * (1 + hac)^{-2.856}$

$$C'_1 = -2 * C'_2$$

La déviation standard sur l'erreur de FC $S_{eFCBottom}$ a été corrélée à la prédiction des dégradations pour le calcul de la fiabilité comme donné dans l'équation 3.5 :

$$S_{eFCBottom} = 0.5 + 12 / (1 + e^{1.308 - 2.949 * \log D}) \quad [\text{Eq. 3.5}]$$

Le modèle final de fissuration longitudinal (équation 3.6) calibré est :

$$N_f = 0.00432 * \beta'_{f1} * k'_1 * C \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3.9492} \left(\frac{1}{E} \right)^{1.281}$$

$$k'_1 = \frac{1}{0.0001 + \frac{29.844}{1 + e^{(30.544 - 5.735 * h_{ac})}}} \quad [\text{Eq. 3.6}]$$

Le modèle final en feet/mile de calibrage de la surface fissurée longitudinalement est :

$$FC = \left(\frac{1000}{1 + e^{(7 - 3.5 * \log(D * 100))}} \right) * (10.56) \quad [\text{Eq. 3.7}]$$

La déviation standard sur l'erreur de FC S_{eFCTop} a été corrélée à la prédiction des dégradations pour le calcul de la fiabilité comme donné dans l'équation 3.8 :

$$S_{eFCTop} = 200 + 2300 / (1 + e^{1.072 - 2.165 * \log D}) \quad [\text{Eq. 3.8}]$$

5.2.1.3. - La prédiction de la fissuration thermique dans le MEPDG

Le modèle de fissuration thermique du MEPDG (TCMODEL) est une version améliorée de l'approche développée à l'origine dans le cadre du projet de recherche de la SHRP (SHRP A-005) (Quintus, 1994). Une étude a été réalisée dans le cadre du projet du NCHRP (NCHRP 9-19), relatif à l'étude des modèles de prédiction Superpave, afin de faciliter l'intégration de ce modèle de fissuration thermique (TCMODEL) dans le MEPDG (Witczak et al., 2000). La procédure consiste à relier les contraintes thermiques dans la couche bitumineuse calculées à partir de la susceptibilité au fluage ou « Creep compliance » liée à sa résistance à la traction déterminée par un Essai de Traction Indirect ou « Indirect Tension Test » (IDT). La quantité de fissuration transversale prévue dans les couches bitumineuses d'une structure de chaussée est prédite en liant la profondeur de la fissure à un pourcentage de fissuration (fréquence de fissure) par l'équation 2.9 suivante (NCHRP,2004) :

$$C_f = \beta_1 * N \left(\frac{\log C / h_{ac}}{\sigma} \right) \quad [\text{Eq. 3.9}]$$

Où:

$C_f =$ quantité de fissuration thermique observée ;

- $\beta_1 =$ coefficient de corrélation déterminée par étalonnage sur le terrain ;
 $N =$ distribution normale standard ;
 $\sigma =$ écart-type du log de la profondeur des fissures dans la chaussée ;
 $C =$ la profondeur de la fissure ;
 $h_{ac} =$ épaisseur de la couche bitumineuse.

La quantité de propagation de la fissuration induite par un cycle de refroidissement thermique donnée est prédite en utilisant la loi de Paris de propagation des fissures (Equation 3, 10) (NCHRP, 2004) :

$$\Delta C = A \Delta K^n \quad [\text{Eq. 3.10}]$$

où:

- $\Delta c =$ Variation de la profondeur de la fissure due à un cycle de refroidissement ;
 $\Delta k =$ changement dans le facteur d'intensité de contrainte en raison d'un cycle de refroidissement ;
 $A, n =$ paramètres de la rupture pour le mélange bitumineux.

L'approche utilisée pour évaluer les paramètres A et n est basée, en partie, sur les travaux effectués par Schapery, Molenaar et Lytton (NCHRP, 2004). Ils concluent que la courbe maîtresse de la susceptibilité de fluage D (ξ) peut être exprimée par l'équation 3.11 :

$$D(\xi) = D_0 + D_1 \xi^m \quad [\text{Eq. 3.11}]$$

Le modèle généralisé de Kelvin-Voight permet d'ajuster la courbe maîtresse et d'avoir la susceptibilité au fluage, D(ξ) de la couche bitumineuse en fonction du temps réduit, ξ (Papagiannakis et Masad, 2008 dans Ba, 2012), selon l'expression 3, 12 suivante :

$$D(\xi) = D_0 + \frac{D_0 \xi}{T_0} + \sum_{i=1}^N D_1 (1 - e^{-\xi / T_i}) \xi^m \quad [\text{Eq. 3.12}]$$

D_i et T_i sont respectivement des constantes qui caractérisent les $n + 1$ ressorts et patins. Ce développement permet ainsi de prendre en compte la viscoélasticité des matériaux bitumineux dans le processus de dimensionnement. La valeur de m déterminée à partir de la courbe de la susceptibilité de fluage sert au calcul du paramètre de fracture n par la relation 3.13 (NCHRP, 2004) :

$$n = 0.8 \left(1 + \frac{1}{m} \right) \quad [\text{Eq. 3.13}]$$

Une fois que la valeur de n est connue le paramètre de fracture A est calculé par l'équation 3.13 :

$$A = 10^{(\beta * (4.389 - 2.52 * \log(E * \sigma_m^{*n}))} \quad [\text{Eq. 3.13}]$$

Où:

- E = rigidité du mélange ;

σ_m = résistance à la traction du mélange bitumineux non fissuré ;
 B = paramètre de calibrage.

Comme pour les trois niveaux de dimensionnement du MEPDG, trois niveaux de données d'entrée sont nécessaires pour la prédiction de la fissuration thermique. Les paramètres du niveau 1 nécessaires pour étalonner le modèle sont (NCHRP, 2004) :

- des essais de fluage (IDT) à trois températures différentes: -20 ° C, -10 ° C, et 0 ° C pour 1, 2, 5, 10, 20, 50, et 100 secondes de temps de chargement ;
- Un essai de résistance à la traction à -10°C.

Les paramètres du niveau 2 nécessaires sont similaires à ceux du niveau 1. Au niveau 3 seul le grade du bitume est fourni par l'utilisateur et le reste est corrélé par le logiciel.

5.2.2. - Modèles de déformations permanentes

La déformation permanente (orniérage) des mélanges bitumineux est l'une des plus importantes types de dégradations observée dans les structures de chaussée bitumineuses (Figure 3.8). La relation constitutive utilisée est basée sur l'analyse statistique au laboratoire sous chargement répété lors des essais de déformations permanentes.

Ce modèle est le suivant (Equation 3.14) (NCHRP, 2004) :

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = aT^b N^c \quad [\text{Eq. 3.14}]$$

Où:

ε_p = déformation plastique cumulée après N répétitions de la charge,
 ε_r = déformation élastique du matériau bitumineux en fonction des propriétés du mélange, de la température et du temps de chargement ;
 N = Nombre de répétitions de charge ;
 T = température de la chaussée ;
 a, b, c = coefficients de régression non-linéaire.

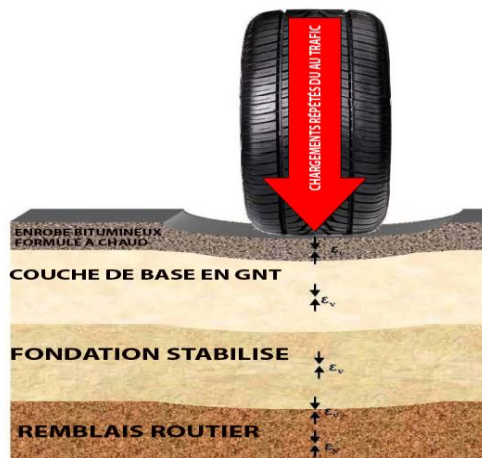


Figure 3.8 – Orniérage généralisé (Adaptée de Hammons et al., modifiée)

Bien que la relation statistique 3, 14, basée sur l'analyse en laboratoire des mélanges bitumineux, soit un point de départ raisonnable, il est logique que les facteurs d'ajustement sur

le terrain, β_{ri} soient nécessaires. Ces coefficients sont déterminés à partir de l'étalonnage du modèle. L'effort de validation à l'aide des données LTTP et de la relation typique de la déformation permanente des enrobés bitumineux est donné par l'équation 3.15 :

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{ri} a T^{\beta_{r2} b} N^{\beta_{r3} c} \quad [\text{Eq. 3.15}]$$

Où

N = Nombre de répétitions de charge ;
T = température du mélange (° F) ;

β_{r1} , β_{r1} et β_{r3} sont les facteurs de calibrage du modèle d'orniérage des enrobés bitumineux. Le modèle recommandé par Leahy concernant le rapport de déformation plastique cumulée à la déformation élastique est (Equation 3.16) :

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = -6.631 + 0.435 \log N + 2.767 \log T + 0.110 \log S + 0.118 \log \eta + 0.930 \log V_{beff} + 0.5011 \log V_a \quad [\text{Eq. 3.16}]$$

$$R^2 = 0.76$$

Où

ε_p = déformation cumulée permanente,
 ε_r = déformation résilient ;
N = Nombre de répétitions de charge ;
T = température du mélange (° F) ;
S = contrainte déviatorique (psi) ;
 η = viscosité à 70 ° F (10 ^ 6 poises) ;
 V_{beff} = teneur en bitume efficace, pour cent en volume ;
 V_a = teneur en vides, pour cent.

Les variances du modèle de Leahy $R^2 = 0,76$ sont considérées comme assez bonnes dans toutes les techniques de modélisation statique. Ce modèle fut analysé par Ayres en combinant les données originales de Leahy ainsi que des données de laboratoire supplémentaires qui avaient été développées à l'Université du Maryland, sous la direction de M. Witczak (NCHRP, 2004). Ainsi, il recommanda un modèle (Equation 3.17) de la forme suivante :

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = -4.80661 + 2.58155 \log T + 0.42956 \log N \quad [\text{Eq. 3.17}]$$

$$R^2 = 0.725$$

Où :

ε_p = déformation cumulée permanente ;
 ε_r = déformation résiliente ;
N = Nombre de répétitions de charge ;
T = température du mélange (° F) ;

Ce modèle de variance moins bonne que le modèle de Leahy fut utilisé dans l'élaboration du programme AYMA traité avec la méthode probabiliste pour couches bitumineuses de Chaussées souples. C'est à partir des données de Leahy et des données additionnelles issus des travaux du projet NCHRP 9-19 "Modèles Superpave" (Kaloush et Witzak, 2000), que Kaloush a développé plusieurs modèles dont les relations (Equations 3.18 et 3.19) suivantes (NCHRP, 2004) :

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = -3.15552 + 1.734 \log T + 0.39937 \log N$$

$$R^2 = 0.644$$

$$S = 0.321$$

$$\frac{S_e}{S_y} = 0.597$$

[Eq. 3.18]

$$\frac{S_e}{S_y} = 0.597$$

et

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = 0.3082 + 0.3534 \log N$$

$$R^2 = 0.550$$

$$S = 0.363$$

$$\frac{S_e}{S_y} = 0.675$$

[Eq. 3.19]

$$\frac{S_e}{S_y} = 0.675$$

C'est ainsi que, l'équation 3.20 utilisant à la fois N et T fut Choisi en tant que modèle initial (pré-étalonné) destiné à être utilisé dans le MEPDG. Le modèle de prédiction initiale fut de la forme :

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = 10^{-3.15552} N^{0.39937} T^{1.734}$$

[Eq. 3.20]

Après calibrage le modèle devient 2.21:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{r1} 10^{-3.15552} N^{0.39937 * \beta_{r2}} T^{1.734 * \beta_{r2}}$$

[Eq. 3.21]

où

β_{r1} , β_{r2} et β_{r3} sont les facteurs de calibrage du modèle d'orniérage des enrobés bitumineux.

La déformation verticale élastique à une profondeur donnée (Selon un axe vertical, défini dans le plan x, y) est définie par la connaissance de l'état des contraintes tridimensionnelles et des propriétés élastiques (module et le coefficient de Poisson) de la couche d'enrobé bitumineux en question à partir de l'équation 3.22 :

$$\varepsilon_{rz} = \frac{1}{|E^*|} (\sigma_z - \mu \sigma_x - \mu \sigma_y)$$

[Eq. 3.22]

Où

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ sont les contraintes tridimensionnelles ;
 μ est le coefficient de poisson ;
 $|E^*|$ est le module dynamique.

La connaissance de la déformation verticale élastique ε_{rz} , ainsi que la relation $\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}$, permet le calcul direct de la déformation plastique, ε_p , à un moment donné au sein de la couche bitumineuse (ou sous-couche), après N répétitions de la charge.
 La profondeur d'ornièrè incrémentielle à chaque profondeur, le long de l'axe x et y dans la couche bitumineuse est donnée par l'équation 3.23 suivante :

$$\Delta R_{di} = \varepsilon_{pi} \Delta h_i \quad [\text{Eq. 3.23}]$$

Enfin, en additionnant simplement les ΔR_{di} progressives à travers la couche entière, on peut obtenir la profondeur totale de l'ornièrè à partir de l'équation 3.24 :

$$R_{d1} = \sum_{i=1}^n \Delta R_{di} \quad [\text{Eq. 3.24}]$$

Le MEPDG bien qu'étant un excellent outil de dimensionnement mécanistique-empirique de chaussé présente tout de même des limitations.

6. - Les limitations fonctionnelles du MEPDG dans le dimensionnement

Selon l'U.S. Department of Transportation, dans l'objectif d'adapter les conditions locales aux MEPDG, de nombreux organismes routiers doivent caractériser l'état des chaussées de leur localité afin d'effectuer un calibrage des modèles du MEPDG. En effet, Galal et Chehab (2005) ont mené une étude dans l'Indiana. L'étude consistait à comparer les mesures des dommages sur les couches d' HMA superposées sur une section de dalle en utilisant la méthode AASHTO 1993, et à les comparer avec les résultats de prédiction des performances avec le MEPDG (version 07). Les mêmes données d'entrées furent utilisées. Les résultats indiquèrent que le MEPDG fournissait une bonne estimation de la mesure des dommages, sauf pour la fissuration longitudinale. Ils ont également souligné l'importance de l'étalonnage locale des modèles de prédiction des performances de chaussée. Pour les modèles du MEPDG, le plus souvent les données collectées sont corrélées à celles du LTPP. Cependant, un certain nombre de défis existent dans ce processus à savoir que (U.S. Department of Transportation) :

- Les sections de routes du LTPP peuvent ne pas représenter pleinement les dimensions des routes des autres pays ;
- Les propriétés des données du LTPP ne peuvent pas refléter la totalité des propriétés des données locales. Cependant, beaucoup d'organismes routiers ne disposent généralement que de données limitées sur l'état de leurs chaussées. Ce qui est particulièrement critique car le processus d'étalonnage nécessite de données issues de nombreuses sections de chaussée.

Le MEPDG fournit des capacités de prévision de l'analyse et de la performance des différents types de chaussées souples et rigides en utilisant des informations comme (Velasquez et al., 2009) :

- le trafic (spectres de charge pour les essieux simple, tandem, tridem, et quadruple) ;
- les caractéristiques des matériaux routiers ;
- les facteurs climatiques ;
- les critères de performance et autres.

Velasquez et al. (2009) dans le rapport du MN/RC 2009-06 réalisèrent les travaux suivants :

- une évaluation des données d'entrée par défaut du MEPDG ;
- l'identification des lacunes dans le logiciel ;
- l'analyse de sa sensibilité ;
- l'évaluation des capacités de prévision du MEPDG ;
- et le calibrage des modèles de prévision pour les conditions du Minnesota.

Pour les chaussées souples, une analyse de la sensibilité et la comparaison des résultats aux limites de rupture ont été effectuées pour les conditions typiques au site du Minnesota. Un large éventail de caractéristiques de conception de chaussées a été considéré (par exemple l'épaisseur de la couche, les propriétés des matériaux, etc.) (Velasquez et al., 2009). Les effets de différents paramètres des chaussées souples sur la prédiction des dommages ont été analysés. Depuis, l'analyse de la sensibilité des chaussées par rapport à ces dommages a été menée sur une période de plusieurs années et le logiciel MEPDG a subi des modifications importantes. Pour les chaussées souples différentes versions du logiciel MEPDG ont été exécutées.

Grâce aux analyses et aux comparaisons effectuées, plusieurs dysfonctionnements majeurs ont été identifiés et signalés aux développeurs de logiciels du MEPDG. L'analyse de la dernière version du logiciel de MEPDG (version 1.003) a montré que de nombreux dysfonctionnements ont été observés. Lors de l'analyse menée dans cette étude, plusieurs problèmes ont été rencontrés avec ce logiciel (Velasquez et al., 2009). Ces problèmes ont été identifiés à travers (Velasquez et al., 2009) :

- la prédiction de la fissuration longitudinale, avec une très faible corrélation entre les valeurs prédites et les dommages observés sur les chaussées souples du MnROAD. En plus le MEPDG (version 0.91) a évolué vers le MEPDG (version 1.003), ce qui ne garantit pas une meilleure corrélation. Considérant que le modèle de fissuration longitudinale sera très probablement modifié dans le cadre d'un projet en cours parrainé par un Programme de la « National Cooperative Highway Research » (NCHRP), il est recommandé de ne pas utiliser ce modèle pour la prédiction de la performance des chaussées souples.
- L'utilisation de la version actuelle du MEPDG n'est pas adaptée aux assises améliorées au ciment ;
- Pour le niveau 2 de dimensionnement, les données d'entrée disponibles pour le bitume ne sont pas cohérentes avec les exigences du logiciel. Il est donc recommandé de limiter la caractérisation du liant bitumineux au niveau 3 de données d'entrées ;
- La caractérisation du sol de fondation suivant les variations saisonnières des conditions d'humidité. Dans certains cas, il pourrait être important d'ajuster le module du sol de plate-forme, non seulement pour atténuer les variations d'humidité, mais aussi des avoir une rigidité efficace de la chaussée.
- Pour les modèles de prédiction de l'orniérage des assises de chaussée, de la fissuration en peau de crocodile et la fissuration thermique, une modification des coefficients de chaque modèles ont été nécessaires.

En attendant que le modèle de fissuration longitudinale soit corrigé, le modèle d'IRI (Indice de Rugosité International) ne pouvait pas être calibré localement pour le Minnesota (Velasquez et al. (2009)). Pour les chaussées rigides les 200000 simulations effectuées ont donné des résultats satisfaisants. Seul un ajustement du modèle de fissuration thermique a été nécessaire, en utilisant les données de performance issues des chaussées du MnROAD et les performances de la base de données du LTPP (MN/RC, 2009). Von Quintus et Moulthrop (2007) ont mené à travers le « Montana Department Of Transportation » (Montana DOT) une étude d'étalonnage locale des modèles de performance du MEPDG pour les chaussées souples. Dans cette étude, les résultats du NCHRP 1-40B (Von Quintus et al., 2005) ont été utilisés pour déterminer les biais et l'écart-type, et de comparer cette erreur à l'écart-type signalé lors du processus de calibrage initial qui a été achevée sous le rapport du projet NCHRP 1-37A (NCHRP, 2004). Les résultats de cette étude sont résumés pour chaque modèle de performance comme indiqué ci-dessous :

- Pour le modèle de prédiction l'orniérage on note une surestimation de la profondeur des ornières totales par le MEPDG;
- Pour le modèle de fissuration en peau de crocodile, les considérations du MEPDG sont jugées raisonnables ;
- Pour le modèle de fissuration longitudinale, aucune tendance constante dans les prédictions n'a pu être identifiée pour réduire le biais et l'erreur standard, afin d'améliorer la précision de ce modèle de prédiction. On pense qu'il existe une erreur de modélisation par un manque significatif d'ajustement dans l'apparition de fissures longitudinales ;
- Pour la fissuration thermique, le modèle de prédiction du MEPDG avec le facteur d'étalonnage local a été jugé acceptable pour prédire la fissuration transversale dans les chaussées bitumineuses dans le Montana ;
- Pour la mesure de l'uni, les équations de prédiction du MEPDG sont recommandées pour une utilisation dans le Montana, à cause du manque de sections d'essai avec des niveaux plus élevés de dégradation dans le Montana et les états voisins ;
- Les études relatés ci-dessus nous montrent que lorsque les données de base du MEPDG changent, il est plus sûr d'effectuer des étalonnages du logiciel afin de réduire les erreurs dans le dimensionnement.

L'étalonnage et l'ajustement des modèles de prédiction des dégradations montrent des résultats satisfaisants sauf pour le modèle de fissuration longitudinale qui s'apparentent à un défaut de conception initiale. Par rapport au comportement mécanique des matériaux bitumineux, l'une des plus importantes limitations du MEPDG réside dans le fait qu'il considère les matériaux bitumineux comme des matériaux élastiques. En effet, son noyau de calcul est le modèle multicouche élastique nommé JULEA. Dans ce modèle les enrobés bitumineux sont caractérisés par leur module dynamique et leur coefficient de Poisson (NCHRP, 2004). Cependant, d'autres outils de dimensionnement mécanistique-empiriques et même rationnels (mécanistique) prennent en considération le comportement viscoélastiques des enrobés bitumineux à travers des méthodes de résolution appelées solutions viscoélastiques.

7. – Conclusion

Le dimensionnement mécanistique empirique suit le même principe que le dimensionnement rationnel français avec Alizé-LCPC dans la détermination des contraintes et des déformations dans la chaussée (réponses mécaniques de la chaussée au trafic). Cependant, les logiciels de

dimensionnement rationnel ne prédisent pas les performances des structures de chaussées à travers des modèles de prédiction. Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux n'est pas pris en compte dans le MEPDG ni dans le Pavement M-E (Darwin ME). Comme pour le logiciel Alizé-LCPC, les modèles multicouches élastiques sont utilisés avec essentiellement comme données d'entrée le module de rigidité et le coefficient de Poisson (modèle de Burmister, modèle JULEA). Il existe néanmoins, des logiciels de dimensionnement rationnel comme mécanistique-empirique qui prennent en compte le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux à travers des modèles mécaniques (Huet Sayegh, Burger). Parmi eux on peut citer les logiciels ViscoRoute, Veroad, César-LCPC etc... Le MEPDG bien qu'étant un bon outil de dimensionnement, présente des limitations liées surtout au calibrage de ses modèles de prédictions d'une localité à une autre.

Chapitre 4 – Etat des connaissances sur la mesure et la prédiction du module complexe et du module dynamique des enrobés bitumineux

1. - Introduction

Le module complexe (E^*) est l'expression de la rigidité d'un matériau viscoélastique (enrobés bitumineux) sous des sollicitations sinusoïdales à fréquences variées (Doucet et Auger, 2010 ; Huang, 1993). Carter et Perraton (2002) et Di Benedetto et De la Roche (1998) le définissent comme étant le coefficient de proportionnalité entre l'amplitude sinusoïdale complexe de la contrainte, à une fréquence (ω) donnée, et l'amplitude sinusoïdale complexe de la déformation. Olard (2004) et Salençon (2009) le définissent comme étant la transformé de la Laplace de la fonction de relaxation lors d'essais harmoniques à faibles vitesses angulaires. C'est un nombre complexe composé d'une partie réelle (E_1) et d'une partie imaginaire (E_2), tel que présenté à l'équation 4.1, qui peut se décomposer en deux paramètres sous sa forme vectorielle, soit son module ($|E^*|$) (norme du vecteur ou du module complexe) à l'équation 4.2 et son argument (ϕ) (angle du vecteur) à l'équation 4.3, tel que représenté dans le plan complexe de la Figure 4.1 (Aklonis et MacKnight, 1983 ; Doucet et Auger, 2010).

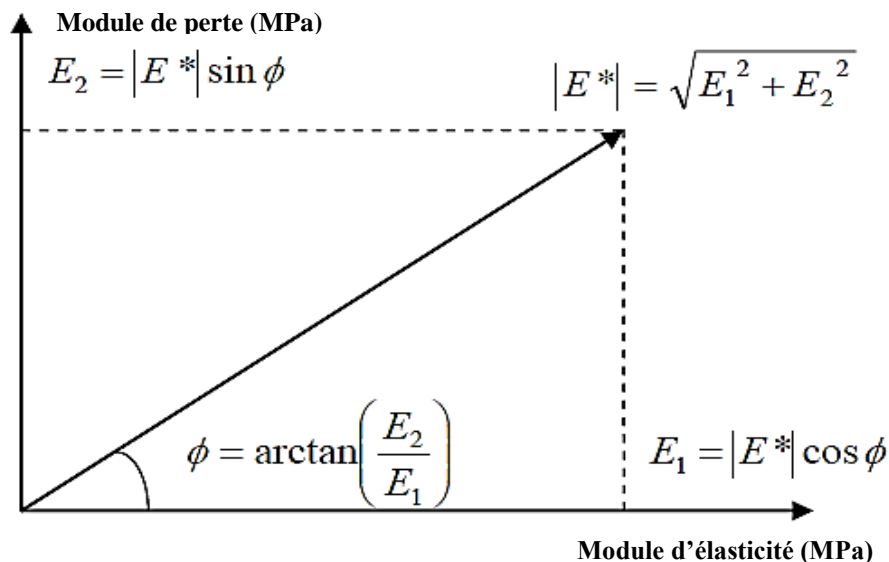


Figure 4.1 - Représentation du module complexe (Carter et Perraton, 2002)

$$E^* = E_1 + iE_2 = |E^*| \cos \phi + i|E^*| \sin \phi = |E^*| e^{i\phi} \quad [\text{Eq.4.1}]$$

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad [\text{Eq.4.2}]$$

$$\phi = \arctan\left(\frac{E_2}{E_1}\right) \quad [\text{Eq.4.3}]$$

Où

- E^* = module complexe (MPa) ;
- $|E^*|$ = norme du module complexe (MPa) ;
- ϕ = argument du module complexe (rad) ;
- E_1 = partie réelle du module complexe (MPa) ;
- E_2 = partie imaginaire du module complexe (MPa) ;
- i = nombre imaginaire.

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 (Carter et Perraton, 2002). Le module complexe n'est pas fonction du temps, mais bien de la fréquence à une température donnée (Di Benedetto et de La Roche, 1998). La détermination du module complexe permet en quelque sorte de s'affranchir de l'effet temporel sur les propriétés rhéologiques du matériau (Carter et Perraton, 2002). $|E^*|$ est une approximation du module élastique d'un matériau viscoélastique, qui peut être utilisée pour le dimensionnement des chaussées lorsque les lois de l'élasticité sont employées. ϕ représente le décalage dans le temps entre la contrainte et la déformation. Il varie de 0° pour un matériau purement élastique (réaction instantanée) à 90° pour un matériau purement visqueux. Le $|E^*|$ est nommé « module dynamique » en Amérique du Nord (AASHTO TP 62-07, ASTM D 3497-79) et « module de rigidité » en Europe (EN 12697-26). Le module complexe E^* est nécessaire pour décrire le comportement viscoélastique complet de l'enrobé (Doucet et Auger, 2010). Il permet de généraliser des méthodes de résolution de problèmes mécaniques développées pour les matériaux élastiques aux matériaux viscoélastiques (Di Benedetto et Corté, 2005).

2. - Facteurs influençant le module dynamique des enrobés bitumineux

Les paramètres qui influencent les résultats des essais de module complexe peuvent être classés en trois (3) catégories (Di-Benedetto et Corté, 2005 ; Doucet et al., 2012) :

- les paramètres liés aux conditions d'essai (fréquence, température, niveau de sollicitation, nombre de sollicitations) ;
- les paramètres liés à l'état du matériau (compacité) et à sa composition (nature) ;
- et la teneur des différents composants (granulats, fines, liant).

Les facteurs influençant le plus les résultats d'essai de module complexe sont la fréquence et la température. Pour la fréquence, l'influence est plus marquée à hautes températures tandis que l'influence de la température est plus marquée à basses fréquences (Doucet et al., 2012). Pour un béton bitumineux 0/14, la valeur de $|E^*|$ varie dans un rapport de 1 à 100 entre 10°C et 40°C , pour une fréquence de 3 Hz et dans un rapport de 1 à 5 entre 1 Hz et 30 Hz à 30°C . L'angle de phase ϕ varie également avec la fréquence et la température. Il augmente avec la température jusqu'à une valeur de température palier puis diminue au-delà (De la Roche 1994). Les normes actuelles de spécification des essais de module complexe (LC 26700, AASHTO TP 62-07 et NF EN 12697-22) considère que les enrobés bitumineux présentent un comportement viscoélastique linéaire pour des déformations inférieures ou égales à $50 \cdot 10^{-6}$, pour les températures habituelles d'usage.

Plusieurs recherches ont été menées sur l'influence du niveau et du nombre de sollicitations sur le module complexe des enrobés bitumineux. Les travaux de Douddaneh (1995) ont montré que le module complexe des enrobés bitumineux 0/6 mm, lors des essais de traction-compression, diminuait avec l'augmentation de la déformation axiale entre $30 \cdot 10^{-6}$ et $80 \cdot 10^{-6}$. Cette diminution est d'autant plus importante que la température augmente et la fréquence diminue (3 % à 5°C et 20 Hz et 27 % à 41°C et 1 Hz). Pour Soleimani (1965), le domaine de linéarité des enrobés bitumineux est très restreint et diminue lorsque la température augmente. Selon Charif (1991), les valeurs de module de rigidité mesurées à l'essai triaxial avec des pressions de confinement de 0,1 et 0,3 MPa, entre 5 et 30°C , à 1 et 25 Hz, sur un enrobé bitumineux 0/10, restent sensiblement constantes pour des valeurs de déformation variant entre 10^{-6} et

100.10^{-6} . Le domaine de linéarité semble alors plus important que lors des essais sans pression de confinement ;

En dehors des conditions d'essai, les paramètres de composition des formules d'enrobés bitumineux jouent un rôle important dans le résultat des essais de module complexe. En premier on peut citer la teneur en liant. Les travaux de Moutier (1991) ont dégagé les tendances générales à savoir que l'augmentation de la teneur en bitume conduit à une augmentation du module jusqu'à une valeur optimale. Au-delà de cette valeur optimale de teneur en liant, le module diminue. Pour des conditions données de température et de fréquence, le module complexe est également grandement influencé par la nature et donc le module du bitume, aussi bien en terme de valeur de la norme du module $|E^*|$, qu'en terme de susceptibilité thermique et cinétique (influence sur ϕ). Plus le bitume est dur et plus la norme du module complexe de l'enrobé est élevée.

Selon Soliman (1976) la nature minéralogique des granulats ainsi que leurs formes semblent avoir peu d'influence sur la valeur du module complexe, tout au moins lorsque que le liant est suffisamment rigide. Il affirme aussi que l'ajout de fines dans un enrobé améliore la qualité du mastic tant que la quantité de bitume est suffisante. Saunier (1968) et Ugé (1977) stipulent qu'on doit cependant s'attendre à ce que le granulat prenne de plus en plus d'importance dans l'enrobé bitumineux, au fur et à mesure que le bitume prend un comportement à prédominance visqueuse (pour les faibles fréquences et les hautes températures). Le mastic bitumineux formé entre le liant et les fines constitue le ciment qui comble les vides du squelette granulaire. Les vides bien que n'étant pas un paramètre de composition des enrobés bitumineux influent de façon importante sur le module complexe des enrobés bitumineux. Ils sont la conséquence des paramètres de composition et de fabrication des enrobés bitumineux et déterminent les degrés de compacité. Ainsi, la rigidité des enrobés bitumineux augmente lorsque la teneur en vides diminue. La diminution de teneur en vides rend également l'enrobé moins susceptible à la température (Moutier 1992). Pour une bonne description de la rhéologie des enrobés bitumineux les sollicitations auxquelles ils sont soumis doivent être bien comprises.

3. - Études des différents types de sollicitations soumis aux bétons bitumineux

Différents types de sollicitations interviennent dans une structure de chaussée mise en circulation. On distingue les sollicitations dues au trafic routier et les sollicitations dues à la température.

3.1. - Sollicitations dues au trafic

Lorsqu'une structure de chaussée est soumise à un trafic routier, les couches bitumineuses (couche de roulement et/ou couche de base) travaillent en traction et en compression répétées (voir Figure 4.2) (Proteau et Lavoie, 2014). Le dimensionnement rationnel français (LCPC, 1994) des structures de chaussée est essentiellement basé sur la comparaison des contraintes et déformations dues au trafic à celles que peuvent supporter les structures bitumineuses (contraintes et déformations admissibles). Les contraintes et déformations dues au trafic routier sont déterminées en utilisant un modèle multicouche élastique. Pour un tel modèle, les données d'entrée sont le module d'Young (élasticité) et le coefficient de Poisson (logiciel Alizé-LCPC). Cependant, le comportement des couches bitumineuses n'est pas élastique mais plutôt viscoélastique à faibles déformations. Ce qui rend les modèles multicouches élastiques, relativement inaptes à traduire les contraintes et des déformations réelles dans les couches bitumineuses soumises au trafic.

Ce problème est remédié dans le dimensionnement mécanistique-empirique (Ken Layer) par l'utilisation de la théorie de la viscoélasticité basée sur la correspondance élastique – viscoélastique (Huang, 1993). La solution viscoélastique consiste, à transformer le problème

viscoélastique, en un problème élastique (plus simple) grâce à la transformation de Laplace-Carson, et à déduire de la solution élastique la solution viscoélastique par la méthode d'approximation (« Collocation Method ») ou par la méthode des résidus successifs (Huang, 1993). De nouveaux logiciels de dimensionnement rationnel utilisent des modèles de comportement purement viscoélastique. C'est le cas du logiciel ViscoRoute (Chabot et al., 2009) et le César-LCPC (NGuyen et al., 2008) qui prennent en compte ce comportement par le biais de modèles de prédiction du module complexe E^* (Huet-Sayegh, Burger etc...).

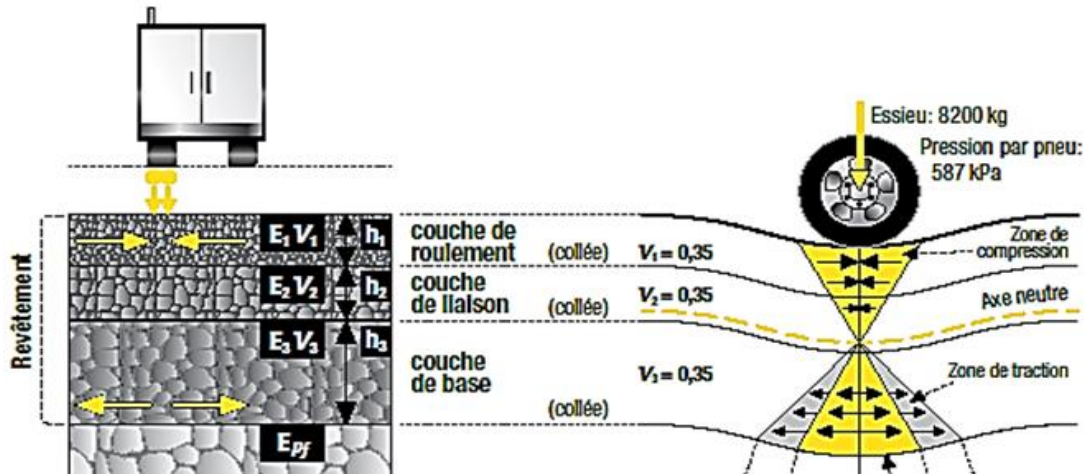


Figure 4.2 - Différentes sollicitations induites par le trafic (Proteau et Lavoie, 2014)

3.2. - Sollicitations dues à la température

L'augmentation de la température a pour principal effet d'abaisser le module de rigidité des enrobés bitumineux par un ramollissement du liant (susceptibilité thermique). Elle peut entraîner aussi des contraintes thermiques. Ce paramètre est surtout pris en compte dans l'étude du comportement vitreux (basses températures) des enrobés bitumineux. La figure 4.3 schématise les différentes sollicitations induites par la température. Ainsi, à très basses températures les couches bitumineuses sont susceptibles de subir une fissuration par retrait thermique pouvant se prolonger vers les couches inférieures.

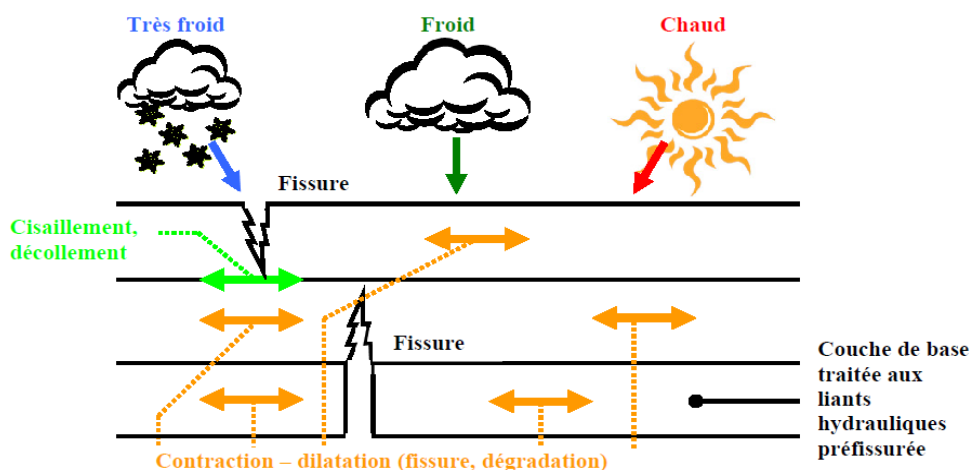


Figure 4.3 - Schématisation des sollicitations induites par la température (Adaptée de Di Benedetto et Corté, 2005)

De même lorsque la fissuration par retrait thermique débute en profondeur sur une couche traitée au liant hydraulique, elle peut affecter la couche bitumineuses par un phénomène de

remonté, causé par un mécanisme de retrait empêché si l'interface entre les couches est assez collée (Di Benedetto et Corté, 2005).

4. - Les classes de comportement des enrobés bitumineux

Comme le liant bitumineux, les enrobés bitumineux ont un comportement complexe. La figure 4.4 permet d'identifier les quatre types de comportement principaux des enrobés bitumineux en considérant l'amplitude de la déformation $|\varepsilon|$ et le nombre de cycles de chargement appliqués N , (Di Benedetto et De la Roche, 1998) :

- Pour un faible nombre de chargements et des déformations de quelques pour cents, le comportement observé est fortement non linéaire ;
- Pour des chargements comprenant quelques centaines de cycles et des déformations faibles ($<10^{-4}$) le comportement est considéré, en première approximation, viscoélastique linéaire (VEL) ;
- Lors de chargements de plusieurs dizaines de milliers de cycles et des déformations faibles, les phénomènes d'endommagement apparaissent, le matériau se fatigue ;
- En outre, lorsque des cycles déviatoires en contrainte sont appliqués à partir d'une contrainte nulle, des déformations irréversibles non négligeables existent pour des amplitudes de déformation proches de la rupture. Leur accumulation crée de l'orniérage.

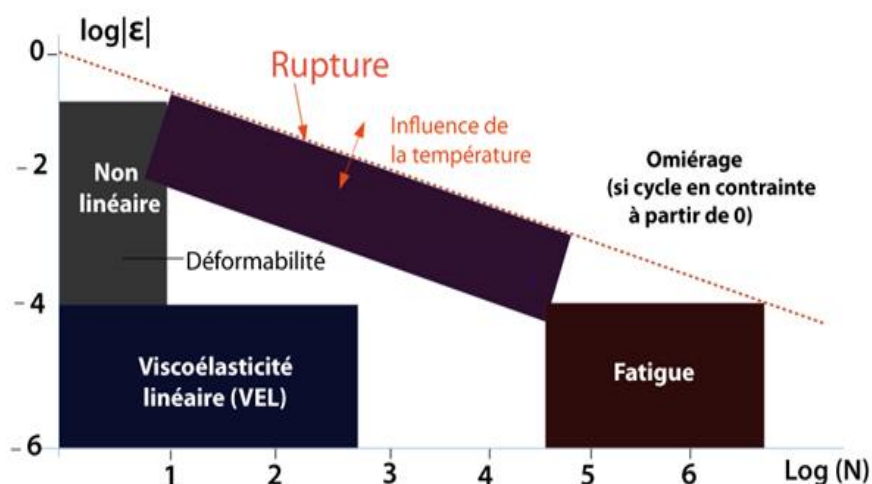


Figure 4.4 - Comportement des enrobés bitumineux (ε , déformation - N , nombre de cycles)
(Adaptée de Di Benedetto et De La Roche, 1998)

Les frontières considérées sur la figure 4.4 correspondent bien évidemment à des ordres de grandeur qui peuvent varier sensiblement selon le matériau, la température et la direction du chemin de sollicitation suivi (compression, cisaillement,...).

La prise en compte de ces classes de comportement dans le dimensionnement routier se traduit par quatre propriétés thermomécaniques essentielles à déterminer lors du dimensionnement dont (Di Benedetto et Corté, 1990) :

- La dépendance du module de rigidité vis à vis de la température et du mode de chargement,
- La caractérisation de la fatigue ; c'est à dire la dégradation du matériau lorsqu'il est soumis à un grand nombre de "petits" chargements ;

- La vérification de la résistance à l'orniérage, qui est créé par l'évolution des déformations permanentes accumulées avec le nombre de chargements ;
- La propagation des fissures notamment à basse température, liée au retrait thermique ; malgré son importance, cette classe de comportement n'est généralement pas introduite dans l'approche traditionnelle de dimensionnement.

5. - Essai de détermination du module complexe

Parmi les essais de mesure du module complexe les plus utilisés actuellement, on peut citer l'essai de compression simple sur éprouvette cylindrique (AASHTO TP 62-07 et NF EN 12697-22), et l'essai de traction-compression sur éprouvettes cylindrique (NF EN 12697-22 et LC26-700).

5.1. - Essai de traction-compression directe sur éprouvette cylindrique (TCD)

Cet essai consiste en la détermination du module complexe (E^*) des enrobés à l'aide d'un équipement de traction-compression directe (TCD) sur éprouvettes cylindriques. Le E^* est déterminé à petites déformations, à différentes fréquences et températures, afin de caractériser le comportement viscoélastique linéaire de l'enrobé. Le E^* est un nombre complexe qui se décompose en deux paramètres, le module dynamique ($|E^*|$), qui est la norme de E^* , et l'angle de phase (ϕ), qui est l'argument de E^* . Le $|E^*|$ est utilisé pour le dimensionnement des chaussées et le ϕ permet d'apprécier le comportement viscoélastique de l'enrobé (Doucet et Auger, 2010).

Du point de vue de sa mesure, le module complexe n'est pas un concept nouveau. En effet, Papazian (1962) fut l'un des premiers à mesurer le module complexe d'une éprouvette d'enrobé bitumineux avec un chargement de type sinusoïdal et une sollicitation en compression. L'essai fut mené à des températures contrôlées et des fréquences variables pour chaque température. Il en conclut que le concept de viscoélasticité pourrait être appliqué au dimensionnement et à l'analyse des structures de chaussées.

Kallas (1970) mesura le module complexe d'un enrobé bitumineux sous chargement sinusoïdal en traction et en traction-compression (essai homogène). Les modules dynamiques et les angles de phase de l'essai de traction et de traction-compression ont été comparés à ceux de l'essai de compression. Les conclusions suivantes ont été tirées de l'étude pour des enrobés denses formulés avec du bitume pur et contenant des pourcentages de vides compris dans les limites normales :

- les différences de module dynamique sont généralement négligeables ou relativement faibles pour tous les trois types d'essais, avec des températures allant 40°F à 70 °F (4 °C à 21 °C) et de fréquences de 1 à 16Hz ;
- les différences de module dynamique sont significatives entre les essais de traction ou de traction-compression et l'essai de compression à une fréquence de 1 Hz et à des températures allant de 70 à 100 °F (21°C à 38 °C). Dans ces conditions, la moyenne du module dynamique en traction ou en traction-compression est égale à environ un demi à deux tiers de celle de la compression ;
- Les différences d'angles de phase sont significatives entre les résultats de l'essai de traction et de l'essai de compression, et sont moins significatives entre l'essai de traction-compression et celle de compression ;
- La valeur de l'angle de phase est élevée en essai de traction, plus faible en compression et intermédiaire pour l'essai de traction compression. En moyenne,

l'angle de phase en traction dépasse celui de la compression de 50%, et l'angle de la traction-compression dépasse celui de la compression de 25%.

Kallas en conclue que si une conception est basée sur la théorie de l'élasticité avec un module dynamique donné pour l'enrobé bitumineux, l'une des trois méthodes d'essai ci-dessus peut être utilisée. Mais que si la conception est basée sur la théorie de la viscoélasticité avec à la fois un module dynamique et un angle de phase variable, un essai compatible aux conditions de chargement réelles doit être utilisé. L'essai de traction-compression est le seul parmi ces essais à approcher les sollicitations dues au trafic routier, tel que confirmés par Witczak et Root (1974) et Khanal et Mamelouk(1995). Le module dynamique peut également être déterminé à partir d'un essai de flexion (essai non-homogène). L'appareil d'essai de flexion en deux points développé par Shell pour la détermination du module d'élasticité des enrobés bitumineux et l'appareil de flexion en deux points sur éprouvettes prismatiques sont représentés sur la figure 4.5 (Bonnaure et al., 1977).

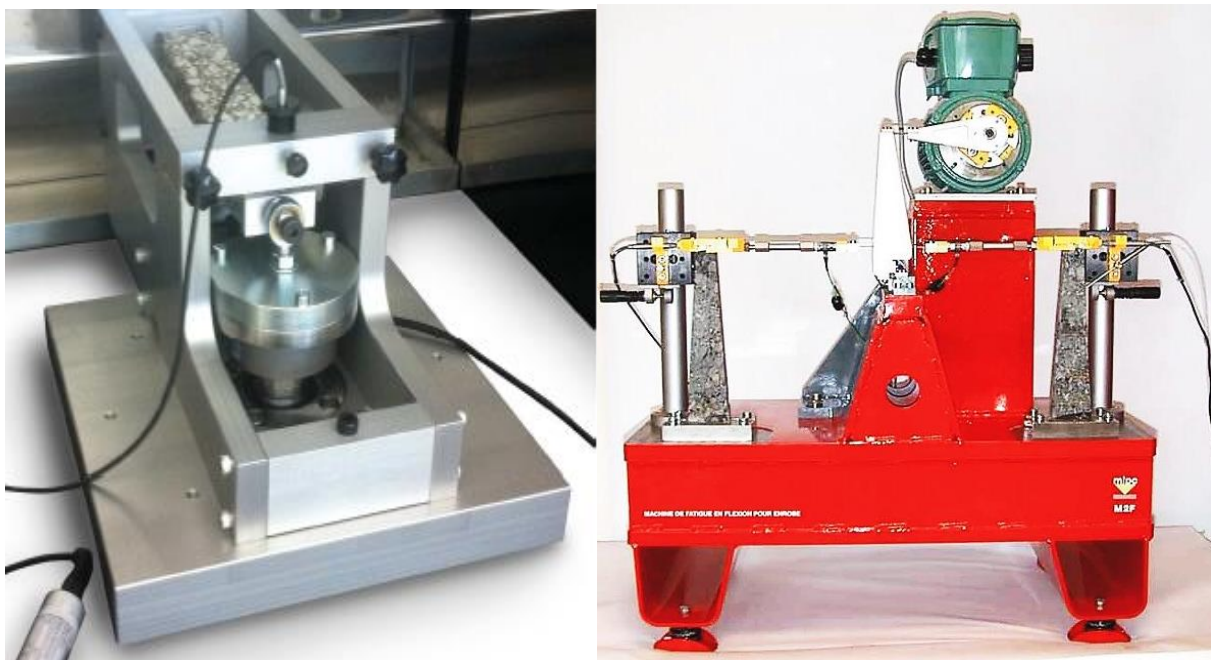


Figure 4.5 – Principe de l'essai de flexion en deux points « non homogènes » (IFSTTAR, 2010)

Durant l'essai, un échantillon trapézoïdal fixé à sa partie inférieure est soumis à une charge sinusoïdale à son extrémité libre. Une portion continue de la charge et de la déformation à l'extrémité libre est obtenue, et le module de rigidité de l'échantillon peut être calculé. Un autre moyen est prévu pour calculer le module de rigidité par une mesure de la déformation de la surface à mi-longueur de la poutre avec un extensomètre. L'essai peut également être utilisé pour déterminer l'angle de phase. À partir du module de rigidité et de l'angle de phase, le module complexe peut être obtenu (Huang, 1993).

Entre fin 1980 et début 1990 (Clyne et al., 2003) le Regroupement International des Laboratoire Expert en Matériaux (RILEM) organisa un programme d'essai international dont l'objectif était de promouvoir et de développer une méthode de formulation en associant des méthodes de mesures significatives des chaussées bitumineuses. Durant ce programme, les essais de module complexe à des températures et fréquences variées furent vérifiés par 15 laboratoires de pays participants à travers l'Europe en utilisant différents types d'échantillon et de chargement. Il fut démontré que les essais de flexion et les résultats des essais de

traction indirecte présentait une certaine conformité sous certaines conditions, et que les résultats étaient reproductibles (module et angle de phase). C'est en 1990 lors de la mise en place du Mn/ ROAD par le NCHRP que le terme de module dynamique pris la tournure de module complexe dynamique. On peut citer aussi d'autres méthodes de mesure du module complexe à savoir la méthode par onde de propagation ou « Wave Method » et la méthode par cisaillement ou « Superpave Shear Tester » (Cf. chapitre 2) (Clyne et al., 2003).

5.2. - Principe de superposition temps-température et modélisation du module dynamique

L'évolution du module complexe est représentée dans le plan complexe Cole et Cole ou dans l'espace de Black. Dans le plan complexe de Cole et Cole, les résultats de E^* d'un enrobé bitumineux quelconque à différentes fréquences et températures sont représentés par une variation de E_2 en fonction de E_1 (Figure 4.6) (Doucet et Auger, 2010). Sur la figure 4.6, le $|E^*|$ et le ϕ de l'enrobé sont illustrés sous forme polaire pour une température et une fréquence données dans le plan de Cole et Cole, ou quand l'enrobé bitumineux répond au principe de superposition Temps/Température, les résultats sont sous la forme d'une courbe unique (Doucet et Auger, 2010).

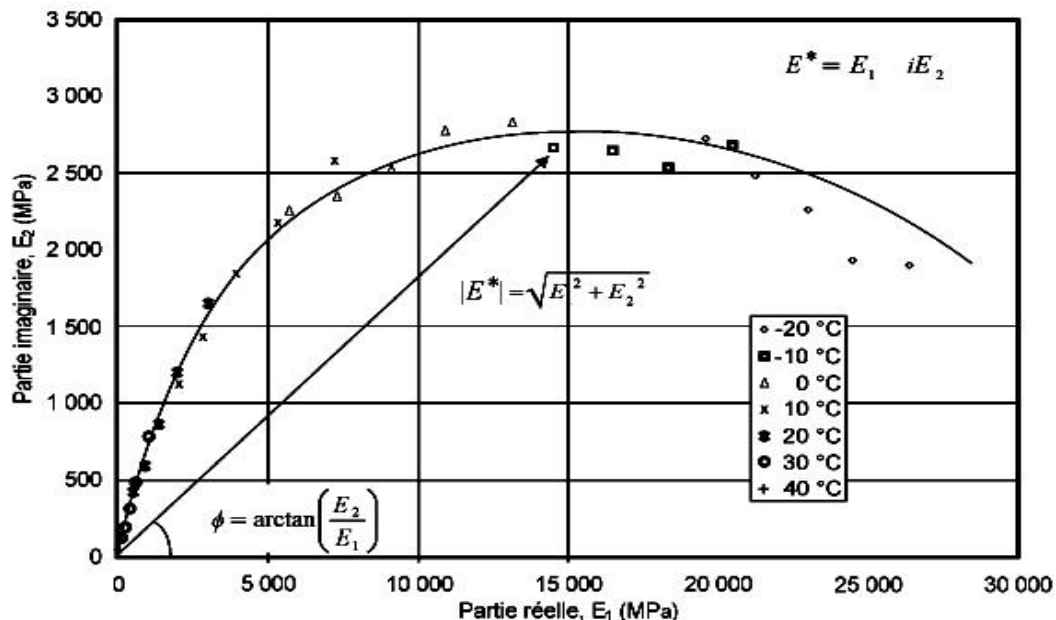


Figure 4.6 – Module complexe d'un enrobé dans le plan Cole et Cole (Doucet et Auger, 2010)

La représentation des résultats sur plan Cole et Cole est utilisée dans la détermination des paramètres des modèles analogiques «avancés» comme le modèle 2S2P1D (Figure 4.7). Dans l'espace de Black les mêmes résultats sont représentés par une variation de l'angle de phase ϕ en fonction de la norme du module complexe (Figure 4.8) (Lefeuvre, 2001). L'espace de Black permet de visualiser le $|E^*|$ et le ϕ maximum de l'enrobé. L'unicité de la courbe de Black autorise la construction d'une courbe maîtresse. Cette unicité se traduit dans l'espace de Black par un ajustement des isothermes en une courbe unique.

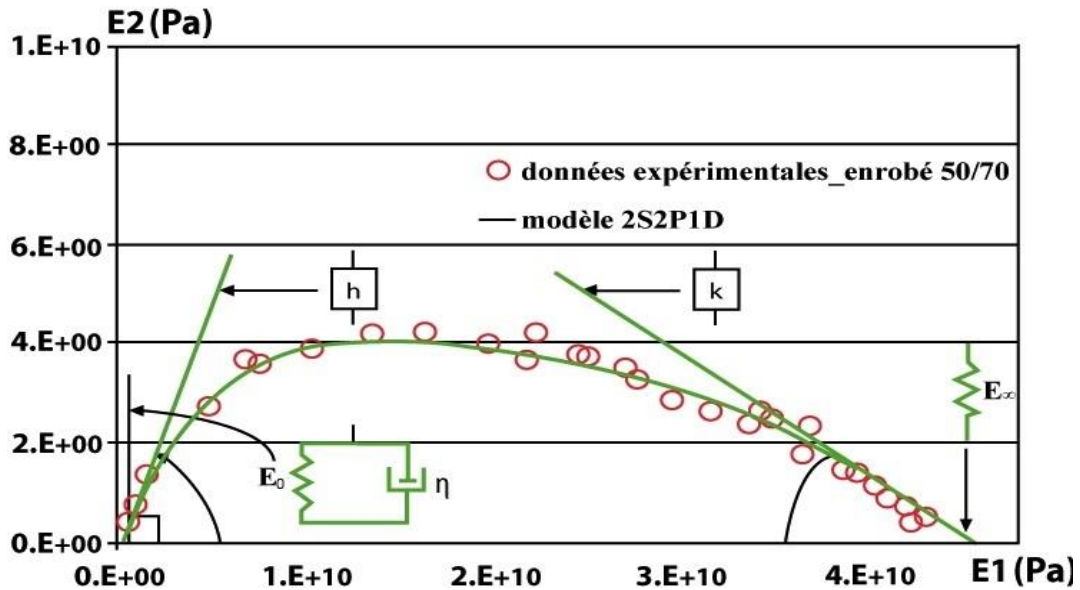


Figure 4.7 – Initialisation des paramètres des modèles analogiques «avancés» /modèle 2S2P1D (Adaptée d’Olard et Di Benedetto, 2003)

Lorsque cette condition est validée, on peut conclure qu’un comportement mécanique, basé sur l’évaluation du module et l’angle de phase peut être obtenu dans les conditions d’essai et que le principe de d’équivalence temps - température peut s’appliquer. Si l’unicité de la courbe n’est validée que sur un intervalle de fréquence, alors il est possible d’appliquer le principe d’équivalence partielle temps-température qui n’est valide que sur l’intervalle considéré (Olard, 2004).

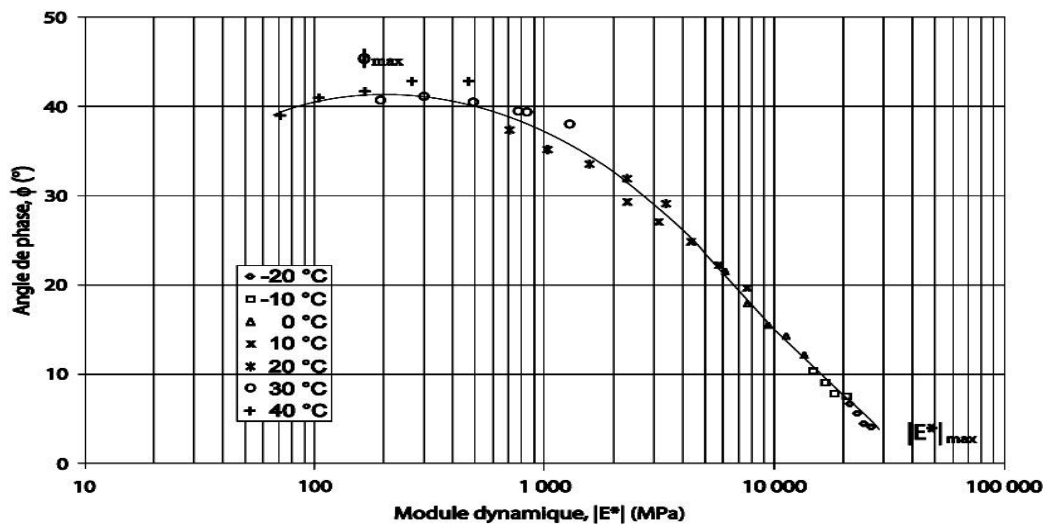


Figure 4.8 – Module complexe d’un enrobé dans l’espace de Black (Doucet et Auger, 2010)

Ce principe permet d’énoncer qu’une même valeur de module dynamique du matériau viscoélastique peut être obtenu à différents couples de fréquences et de températures (Olard, 2004). Pour un matériau thermorhéologiquement simple, en traçant les isothermes de $|E^*|$ en fonction de la fréquence en base logarithmique, on remarque qu’en traduisant les isothermes le long de l’axe des fréquences, on obtient une courbe unique, appelée "courbe maîtresse", qui couvre une isotherme T_0 choisie comme référence (Carter et Perraton, 2002). La figure 4.9 présente le cas d’une courbe maîtresse obtenue à $T_0=15^\circ\text{C}$ pour un enrobé grenu. Cette translation nécessite des facteurs de translation notés a_T .

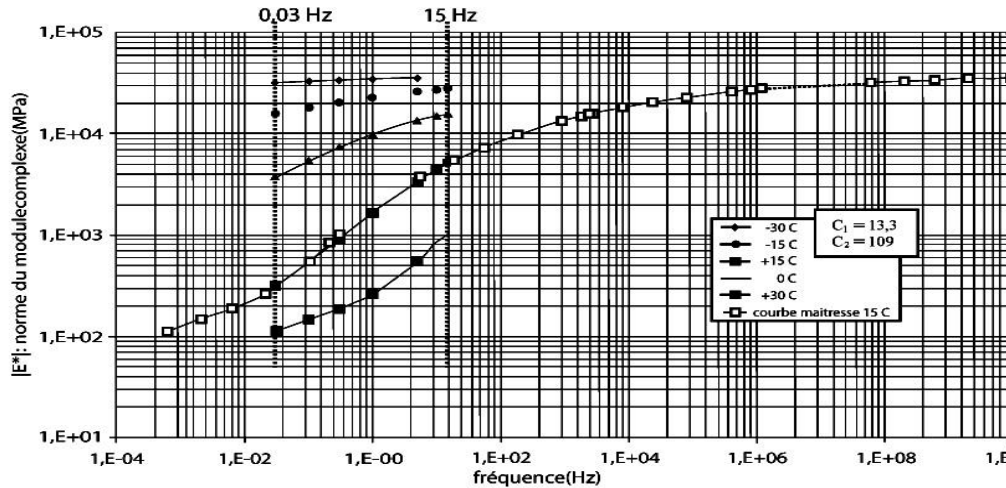


Figure 4.9 – Exemple d’isothermes et de courbe maîtresse à T_0 égale à 15°C d’un enrobé grenu, EG-10, conforme aux exigences de la norme LC 4202 du MTQ (Carter et Perraton, 2002)

5.4. - Détermination des courbes maîtresses à une température T_0 de référence quelconque

L’unicité des courbes obtenues pour les enrobés bitumineux dans l’espace de Black ou dans un diagramme Cole-Cole montre que le principe d’équivalence temps-température est applicable. Une courbe maîtresse peut être tracée si l’on détermine à partir d’un réseau d’isothermes, la variation du coefficient de translation $\log(a_i)$ en fonction de la température T (Carter et Perraton, 2002). Deux formules sont généralement utilisées pour déterminer le coefficient de translation. La première (Equation 4.4) est la loi de William, Landel et Ferry (Aklonis et MacKnight, 1983) :

$$\log(a_T) = \frac{-C_1(T_i - T_{ref})}{C_2 + (T_i - T_{ref})} \quad [\text{Eq. 4.4}]$$

Avec C_1 et C_2 qui sont les paramètres caractéristiques du produit. T_i et T_{ref} sont respectivement la température d’essai et la température de référence (°C). Ferry (1960) montra que cette loi s’applique à de nombreux polymères. Di Benedetto et De La Roche (dans Neiffar, 1997) confirment que la relation de WLF traduit correctement les évolutions obtenues expérimentalement sur les enrobés bitumineux. La deuxième formule est l’équation d’Arrhénius (Equation 4.5) (Di Benedetto et Corté, 2005):

$$\log(a_T) = 0.43422 \frac{\Delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad [\text{Eq. 4.5}]$$

Avec a_T , T et T_{ref} qui ont les mêmes significations que précédemment, ΔH est l’énergie d’activation apparente et R est la constante des gaz parfaits (8,27 J/mole K).

6. - Le modèle sigmoïdal de Witczak et le modèle 2S2P1D

En dimensionnement mécanistique-empirique la courbe maîtresse peut être modélisée par une fonction sigmoïdale utilisée dans le «Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide» (MEPDG) (Aïdara et al, 2015a ; NCHRP, 2004).

La fonction sigmoïdale est décrite sous la forme 4.6 :

$$\log(E^*) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma(\log t_r)}} \quad [\text{Eq.4.6}]$$

Avec :

- tr = temps réduit de chargement à la température de référence ;
- δ = valeur minimale de E* (psi) ;
- δ+α = Valeur maximale de E* (psi) ;
- β, γ = paramètres décrivant la forme de la fonction sigmoïdale.

Dans cette modélisation le facteur de translation t_r est sous la forme 4.7 suivante :

$$t_r = \frac{t}{a(T)} \quad [\text{Eq.4.7}]$$

Avec :

- tr = temps réduit de chargement à la température de référence ;
- a(T) = facteur de translation en fonction de la température ;
- t = temps de chargement à la température de référence (s);
- T = température de référence (°F).

Pour plus de précision une relation polynomiale de second degré peut être utilisée. Elle lie $\log a(T_i)$ à la température en degré Fahrenheit. L'équation 4.8 est décrite comme suit :

$$\text{Log}a(T_i) = aT_i^2 + bT_i + c \quad [\text{Eq. 4.8}]$$

Avec :

- a (Ti) = facteur de translation fonction de la température ;
- Ti = température de référence (°F);
- a, b et c = coefficient du polynôme de second degré.

L'équivalence temps-température est réalisée en déterminant simultanément les quatre coefficients de la fonction sigmoïde (δ , α , β , et γ) comme décrit dans l'équation 4.6 et les trois coefficients du polynôme du second ordre (a, b, et c) comme décrit dans l'équation 4.8. Un programme d'optimisation non linéaire pour résoudre simultanément ces sept paramètres est utilisé pour l'élaboration des courbes de base. La courbe maîtresse peut être modélisée aussi par les modèles analogiques «avancés» comme le modèle 2S2P1D (Aïdara et al, 2015b). Ce modèle est l'aboutissement de l'évolution des modèles analogiques «avancés». Le premier d'entre eux est le modèle de Huet (1963) qui fut initialement proposé pour modéliser le comportement des liants et des enrobés bitumineux.

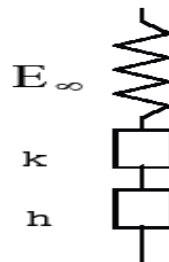


Figure 4.10 – Le modèle de Huet (Huet, 1963)

Il s'agit d'un modèle analogique constitué d'un assemblage d'un ressort de rigidité E_∞ (qui représente le module instantané) et de deux éléments à fluage parabolique ($J_1(t)=at^h$ et $J_2(t)=bt^k$) montés en série (Figure 4.10). L'expression du module complexe pour ce modèle est la suivante (Equation 4.9):

$$E^* = \frac{E_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad [\text{Eq. 4.9}]$$

Avec :

i : nombre complexe défini par $i^2 = -1$; $\omega = 2\pi$ *fréquence, la pulsation ; E_∞ : limite du module complexe quand $\omega\tau \rightarrow \infty$; h, k : exposants tels que $0 < k < h < 1$; δ : constante sans dimension ; τ : temps caractéristique dont la valeur varie uniquement avec la température; tient compte du Principe d'Equivalence Temps-Température.

Pour le modèle de Huet, aucune expression analytique de la fonction de relaxation $R(t)$ n'est disponible, seule la fonction de fluage est disponible. Face aux limitations du modèle de Huet à basses fréquences et hautes températures avec un module nulle, Sayegh (1965) développa le modèle de Huet-Sayegh en associant en parallèle au modèle de Huet un ressort de raideur E_0 représentant le module statique (Figure 4.11).

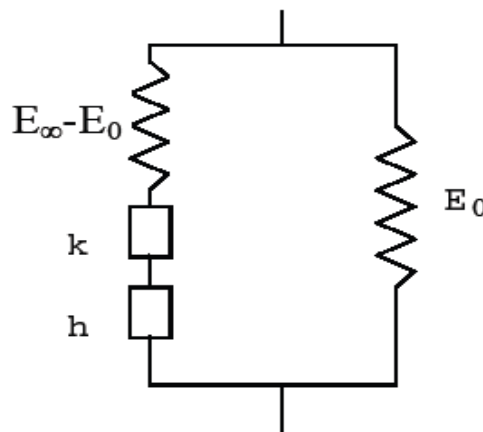


Figure 4.11 – Le modèle de Huet-Sayegh (Sayegh, 1965)

L'expression du module complexe est la suivante (Equation 4.10):

$$E^* = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad [\text{Eq. 4.10}]$$

Avec les mêmes notations que celles du modèle Huet et E_0 le module statique quand $\omega\tau \rightarrow 0$. Aucune expression analytique de la fonction de fluage du modèle de Huet-Sayegh n'est disponible dans le domaine temporel. Ce modèle, décrit bien le comportement des enrobés bitumineux mais pour le bitume il est équivalent au modèle de Huet (Aidara et al., 2015b ; Touhara, 2012). C'est dans ce contexte que le modèle 2S2P1D (2 Springs / Ressort, 2 Parabolic / 2 amortisseurs paraboliques et 1 Dashpot / amortisseur), fut développé à l'ENTPE par Olard et al. (Olard et Di Benedetto, 2003) en proposant une généralisation du modèle de Huet-Sayegh, par l'introduction d'un amortisseur linéaire (Figure 4.12).

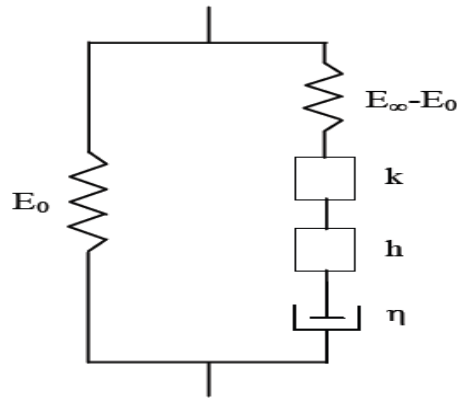


Figure 4.12 - Modèle 2S2D1P (Olard, 2003)

Il permet une meilleure simulation du comportement des bitumes et celui des enrobés bitumineux (Aïdara et al, 2015b). Et permet d'améliorer le modèle de Huet-Sayegh à hautes températures et basses fréquences. A une température donnée, ce modèle possède 7 constantes et son module complexe est donné par l'équation 4.11 suivante :

$$E^*(i\omega\tau) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad [\text{Eq 4.11}]$$

Où i est le nombre complexe défini par $i^2 = -1$; $\omega = 2\pi \times \text{fréquence}$ est la pulsation ; k, h sont des exposants tels que $0 < k < h < 1$; E_0 ("module statique") le module lorsque $\omega\tau \rightarrow 0$; E_∞ ("module vitreux") le module lorsque $\omega\tau \rightarrow \infty$; τ : temps caractéristique, dont la valeur dépend uniquement de la température ; β : constante sans dimension ; η : viscosité Newtonienne ; $\eta = (E_\infty - E_0) \beta\tau$. Lorsque $\omega\tau \rightarrow 0$, alors $E^*(i\omega\tau) \rightarrow E_0 + i\omega (E_\infty - E_0) \beta\tau$.

7. - Prédiction du module dynamique

Les méthodes de mesure du module complexe sont coûteuses et nécessitent un temps considérable, que les entreprises ne disposent habituellement pas. Certains pays même ne disposent ni des aptitudes, ni des outils nécessaires à la réalisation de ces types d'expérience. Face à cela, les méthodes de prédiction constituent une solution salubre, mais nécessitent un certain ajustement par rapport aux méthodes de mesure au laboratoire. Il existe plusieurs méthodes de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux constituées de modèles, d'abaques ou de systèmes d'équations préalablement déterminés. Ces méthodes sont basées sur les propriétés et les densités (volume/mélange) des granulats et des liants hydrocarbonés. Parmi les méthodes de prédiction les plus anciennes on peut citer l'abaque de Shell (Bonnaure et al., 1977) ou la formule de l'Asphalt Institute (AI, 1982.). Parmi les méthodes les plus récentes, on a le modèle de Witczak (Andrei et al., 1999) et le modèle Hirsh (Christensen et al., 2003). Sur le tableau 4.1, le modèle de Witczak et al 1999 (N°11) utilisé dans le MEPDG a été récemment amélioré par Bari et Witczak (2006). Ces deux modèles constituent les modèles sigmoïdaux de Witczak.

Tableau 4.1 – Liste récapitulative des modèles de prédiction du module E^* (Bari et Witczak, 2006)

N° du modèle	Modèle de prédiction de E^*	Année de publication
1	Modèle de Van der Poel	1954
2	Modèle de Shook et Kallas	1969
3	Modèle de Witczak et Early	1972
4	Modèle de Bonnaure	1977
5	Modèle de Witczak et Shook	1978
6	Modèle de Witczak de 1981	1981
7	Modèle de Witczak, Uzan et Miller	1983
8	Modèle de Witczak et Akhter	1984
9	Modèle de Witczak, Leahy, Caves et Uzan	1989
10	Modèle de Witczak et Fonseca	1996
11	Modèle d'Andrei, Witczak et Mirza	1999
12	Modèle Hirsh de Christensen, Pellinen et Bonaquist	2003

7.1. - Le modèle sigmoïdale de Witczak, 1999

C'est le modèle le plus populaire à cause de son utilisation dans le "Mechanistic Empirical Pavement Design Guide" (MEPDG). Il est basé sur environ 2750 mesures de modules dynamiques, de 205 mélanges bitumineux (formulés avec 171 liants purs et 34 liants modifiés) testés ces 30 dernières années dans les laboratoires de l'Asphalt Institute, de l'Université de Maryland et de la «Federal Highway Administration» (FHA). L'équation 4.12 définit le modèle comme suit :

$$\log|E^*| = -1.249937 + 0.029232\rho_{200} - 0.001767(\rho_{200})^2 - 0.002841\rho_4 - 0.058097V_a - 0.0802208\left(\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a}\right) + \frac{3.871977 - 0.0021\rho_4 + 0.003958\rho_{38} - 0.000017(\rho_{38})^2 + 0.005470\rho_{34}}{1 + e^{(-0.603313 - 0.31333\log(f) - 0.39532\log(\eta))}}$$

[Eq. 4.12]

avec :

- $|E^*|$ = module dynamique (10^5 psi) ;
- η = viscosité du liant (10^6 poise) ;
- f = fréquence de chargement en Hz ;
- ρ_{200} = pourcentage de passant au tamis 0,075 mm (N° 200) ;
- ρ_4 = pourcentage de refus cumulé au tamis 4,76 mm (N° 4) ;
- ρ_{38} = pourcentage de refus cumulé au tamis 9,5 mm (3/8 in) ;
- ρ_{34} = pourcentage de refus cumulé au tamis 19 mm (3/4 in) ;
- V_a = pourcentage de vide d'air ;
- V_{beff} = Teneur en liant effective en pourcentage de volume.

La relation 4.13 suivante permet ensuite de déterminer l'angle de phase de l'enrobé ($\phi_{enrobé}$) connaissant la rigidité de l'enrobé et la fréquence considérée :

$$\phi_{enrobé} = -464.568 + 186.6469(\log|E^*_{enrobé}|) - 17.5259(\log|E^*_{enrobé}|)^2 + 0.326268f$$

[Eq. 4.13]

La relation entre la viscosité dynamique et la pénétrabilité d'un liant est donnée par l'équation 4.14 (Witczak et al., 1999):

$$\log(\eta) = 10.5012 - 2.2501\log(Pen) + 0.00389(Pen)^2 \quad [\text{Eq. 4.14}]$$

Avec η , la viscosité du liant bitumineux et Pen la pénétrabilité (pen) pour 100g en 5s (0,1 mm) de chargement. L'équation 4.15 donne une méthode de détermination de la viscosité dynamique du liant bitumineux couramment utilisée de nos jours.

$$\eta = \frac{|G^*|}{10} \left(\frac{1}{\sin \delta} \right)^{4.8628} \quad [\text{Eq. 4.15}]$$

Avec :

- $\eta =$ Viscosité dynamique du liant, poise ;
- $|G^*| =$ Module de cisaillement dynamique du liant (psi) ;
- $\delta =$ angle de phase du liant.

Dans le rapport du NCHRP 1-37A, le modèle de Witczak 1999 fut développé par calibrage du modèle de prédiction du module dynamique de Witczak et Fonseca. Elle se fit par ajout d'une nouvelle base de données à la base de données originale. L'évaluation de la fiabilité du modèle original sur la base de données originale donna une précision R^2 de 0,87 et un Se/Sy de 0,36 dans la base arithmétique et l'évaluation de sa fiabilité sur la nouvelle base de données est moins précise avec $R^2 = 0,73$ et $Se/sy = 0,53$. Ces différences observées sont affectées aux différences de granularité et de bitumes dans les mélanges des deux bases de données. Les résultats du calibrage sur la fiabilité du modèle de Witczak 1999 fut satisfaisant avec un R^2 de 0,941, et Se/Sy de 0,2449 (Witczak et al., 1999).

7.2. - Le nouveau modèle sigmoïdale de Witczak 2006

Cependant, le modèle de Witczak de 1999 pose un problème lié au fait que la rigidité du liant est caractérisée par la viscosité qui ne prend pas en compte les effets de la fréquence de chargement. Dans ce modèle, la fréquence ω est considérée comme une autre variable d'entrée indépendante dans l'équation prédictive. Toutefois, la viscosité du liant dépend de la fréquence de chargement. Ainsi, des changements dans les fréquences de chargement induisent des changements de viscosité du liant. De ce point de vue, le scénario présenté par le modèle de 1999, où la viscosité du liant reste constante lorsque la fréquence de chargement varie, ne peut se concevoir dans la réalité. En 2006 Bari et Witczak (Bari et Witczak, 2006) établissent, en tenant compte de remarques citées ci-dessus et de 7500 mesures de module sur 346 mélanges d'enrobés bitumineux à chaud présentent un nouveau modèle (Equation 4.16) où la viscosité du liant et la fréquence de chargements considérés directement dans le modèle de 1999 sont remplacées par le module de cisaillement $|G^*|$ et l'angle de phase δ_b du liant.

$$\log E^* = -0.349 + 0.754 \left(|G_b^*|^{-0.0052} \right) \times \left(\begin{array}{l} 6.65 - 0.032\rho_{200} + (0.0027\rho_{200})^2 \\ + 0.011\rho_4 - 0.0001(\rho_4)^2 + 0.006\rho_{38} \\ - 0.00014(\rho_{38})^2 - 0.08V_a \\ - 0.16 \left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}} \right) \end{array} \right)$$

$$+ \frac{2.558 + 0.032V_a + 0.713 \left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}} \right) + 0.0124\rho_{38} - 0.0001(\rho_{38})^2 - 0.0098\rho_{34}}{1 + e^{(-0.7814 + 0.5785 \log |G_b^*| + 0.8834 \log \delta_b)}}$$

[Eq. 4.16]

Avec :

- $|E^*|$ = module dynamique (10^5 psi) ;
- $|G_b^*|$ = Module de cisaillement dynamique du liant (psi) ;
- δ_b = angle de phase du liant ;
- ρ_{200} = pourcentage de passant au tamis 0,075 mm (N° 200) ;
- ρ_4 = pourcentage de refus cumulé au tamis 4.76 mm (N° 4) ;
- ρ_{38} = pourcentage de refus cumulé au tamis 9.5 mm (3/8 in) ;
- ρ_{34} = pourcentage de refus cumulé au tamis 19 mm (3/4 in) ;
- V_a = pourcentage de vide ;
- V_{beff} = Teneur en liant effectif.

7.3. - Le modèle Hirsch

Un troisième modèle rationnel, semi-empirique, non inclus dans le MEPDG, mais utilisé pour déterminer des valeurs de module dynamique par le biais d'essais courants est appelé le modèle Hirsch. Christensen et al. (2003) ont présenté une application du modèle Hirsch aux bétons bitumineux basée sur une version alternative du modèle Hirsch. Parmi toutes les versions alternatives évaluées, la plus efficace est la plus simple, dans laquelle le module dynamique du béton bitumineux ($|E^*|$) est directement estimé à partir du module du liant bitumineux ($|G_b^*|$), des vides dans l'ossature minérale (VMA), et des vides remplis de mastic (VFA), est donnée par la relation 4.17 :

$$|E^*|_{mix} = P_c \left[4200000 \left(1 - \frac{VMA}{100} \right) + 3 |G_b^*| \left(\frac{VFA \times VMA}{10000} \right) \right]$$

$$+ (1 - P_c) \left[\frac{1 - (VMA / 100)}{4200000} + \frac{VMA}{3VFA |G_b^*|} \right]$$

avec

$$P_c = \frac{\left(20 + \frac{VFA \times 3 |G_b^*|}{VMA} \right)^{0.58}}{650 + \left(\frac{VFA \times 3 |G_b^*|}{VMA} \right)^{0.58}}$$

[Eq. 4.17]

Avec :

- $|E^*|$ = Module dynamique, psi,
 $|G^*|$ = Module de cisaillement dynamique du liant, psi ;
 VMA = pourcentage de vides dans les agrégats ;
 VFA = pourcentage de vides dans les granulats rempli de mastic
 $VFA = 100 \cdot (VMA - Va) / VMA$;
 P_c = facteur de contact des agrégats.

Ce modèle est aussi une équation de régression, mais nécessite cependant moins de données d'entrée que les modèles de Witczak. Le tableau 4.2 présente une comparaison de l'ajustement de la base de données du modèle de Witczak 2006. Il nous montre que l'ajustement des modèles sigmoïdales (Witczak 1999 et Witczak 2006) est meilleur tant en base logarithmique qu'en base arithmétique, contrairement au modèle Hirsch.

Tableau 4.2 - Comparaison de la fiabilité de l'ajustement des modèles Hirsch et de Witczak (Bari et Witczak, 2006)

Paramètres	Modèle de prédiction de E^*		
	Witczak 1999	Hirsch 2003	Witczak 2006
Nombre total de mélanges d'enrobés	346	346	346
Mélanges avec un bitume modifié	17	17	17
Nombre de données	7400	7400	7400
Fiabilité de l'ajustement dans la base arithmétique			
Se / Sy	0,60	0,23	0,45
R^2	0,65	0,88	0,80
Fiabilité de l'ajustement dans la base logarithmique			
Se / Sy	0,35	0,62	0,32
R^2	0,88	0,61	0,90

8. - Détermination graphique du module dynamique (Abaques Shell)

L'abaque Shell fut développé par Bonnaure, Gest, Gravois et Ugé en 1977 pour «Shell International Petroleum» d'où le terme d'abaque Shell (Bonnaure et al., 1977). Le terme de «module de rigidité» est utilisé par Shell au lieu de module dynamique (mais c'est un module dynamique en réalité car le type de chargement utilisé lors de l'essai est sinusoïdal). Deux abaques sont à utiliser. Le premier abaque permet de déterminer le module de rigidité du bitume en fonction de la température, du temps de chargement et des caractéristiques du bitume utilisé. Le second abaque permet ensuite de déterminer le module de rigidité du mélange bitumineux en fonction du module de rigidité du bitume, du pourcentage en volume du bitume et du pourcentage en volume d'agrégats.

Les caractéristiques du bitume sont définies par l'indice de pénétration IP (Eq. 4.18) :

$$IP = \frac{20 - 500A}{1 + 50A} \quad [\text{Eq. 4.18}]$$

Avec A (Eq. 4, 19), la température de susceptibilité, c'est aussi la pente de la ligne droite de la courbe de variation du log de la pénétration en fonction de la température, où :

$$A = \frac{\log(\text{péné}T_1) - \log(\text{péné}T_2)}{T_1 - T_2} \quad [\text{Eq. 4.19}]$$

T_1 et T_2 sont des températures où la pénétrabilité a été mesurée. Lorsque la pénétration du bitume récupéré à deux températures différentes est connue, l'IP peut être déterminé par les équations 4.16 et 4.17. Une température importante à utiliser est la température bille et anneau spécifié par AASTHO (1989) dans « T53-84 Softening Point Asphalt (Bitumen) and Tar in Ethylene Glycol (Ring and Ball) ». C'est une température de référence à laquelle tous les bitumes ont la même viscosité ou pénétration d'environ 800. En remplaçant T_2 dans l'équation 4.19 par $T_{R\&B}$ et $penat_2$ par 800 yields, on obtient l'équation 4.20 :

$$A = \frac{\log(penatT) - \log(800)}{T - T_{R\&B}} \quad [\text{Eq. 4.20}]$$

Une certaine analyse volumétrique du mélange bitumineux est nécessaire pour l'utilisation des abaques Shell. La figure 4.13 présente le digramme des phases d'un enrobé bitumineux pour l'utilisation des abaques.

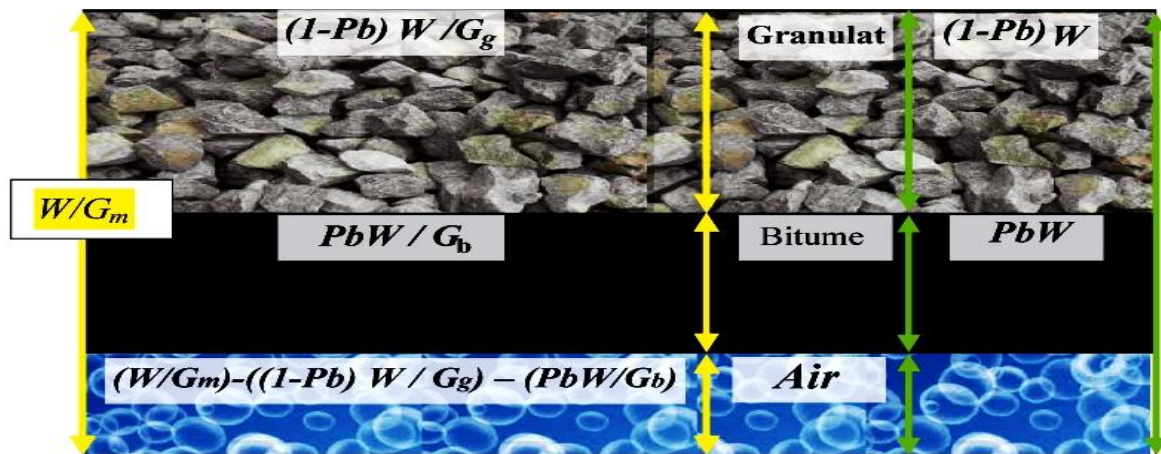


Figure 4.13 – Diagramme des phases au sein de l'enrobé bitumineux pour utilisation des abaques Shell et Van Der Poel (Adaptée de Huang, 1993)

Soit W le poids total du mélange et P_b est la teneur en bitume exprimé comme le rapport de la masse de bitume au poids total. Le poids de bitume est P_bW et le poids de l'agrégat est $(1-P_b)W$, comme montré sur le côté droit du schéma. Par souci de simplicité, on suppose qu'aucune quantité de bitume n'est absorbée par les agrégats. Si l'agrégat est poreux et présente une quantité significative d'absorption, le poids du bitume absorbé doit être déduit de W et ne pas être utilisé pour le calcul (Huang, 1993). Si la densité spécifique du granulats est G_g et celle du bitume G_b , les volumes de granulats et de bitume sont respectivement $(1-P_b)W / G_g$ et P_bW / G_b . Si la densité apparente du mélange est G_m , le volume de mélange est W / G_m . Ces volumes sont montrés sur le côté gauche du diagramme des phases. Par définition, le volume global en pourcentage des granulats V_g (Eq. 4.21) est :

$$V_g = \frac{(1 - P_b)W / G_g}{W / G_m} \times 100 = \frac{100(1 - P_b)G_m}{G_g} \quad [\text{Eq. 4.21}]$$

Le pourcentage en volume du bitume V_b (Eq. 4, 22) est :

$$V_b = \frac{P_bW / G_b}{W / G_m} \times 100 = \frac{100P_bG_m}{G_b} \quad [\text{Eq. 4.22}]$$

Le pourcentage en volume de l'air V_a (Eq. 4.23) est:

$$V_a = 100 - V_g - V_b \quad [\text{Eq. 4.23}]$$

Si les agrégats sont constitués d'une combinaison de plusieurs fractions, chacune avec une densité spécifique donnée, la moyenne de densité sera (Eq. 4, 24):

$$G_s = \frac{100}{P_1 / G_1 + P_2 / G_2 + \dots + P_n / G_n} \quad [\text{Eq. 4.24}]$$

Où P_1, P_2, \dots, P_n sont les pourcentages en poids des fractions granulaires, et G_1, G_2, \dots, G_n les densités spécifiques de chacun de ces fractions. Il faut noter que les densités à utiliser dans les équations ci-dessus sont la densité apparente pour les agrégats et le mélange bitumineux et le poids spécifiques (densité spécifiques) pour le bitume et le minéral filler. La densité spécifique est basée sur le volume du solide seulement. Elle est plus grande que la densité apparente, basée sur le volume total, y compris le vide d'air. La Figure 4.14 représente l'abaque qui permet de déterminer le module de rigidité des bitumes (Van Der Poel, 1954). Les trois facteurs à considérer sont le temps de chargement, la température et l'indice de pénétration. La température à utiliser est celle de la norme, qui est la différence entre la température de l'essai et la température à la pénétration 800, ou $T_{R\&B}$. Le module de rigidité des bitumes peut être déterminé soit par l'essai de fluage avec un temps de chargement t ou l'essai dynamique sous une charge sinusoïdale avec une fréquence f . Il a été trouvé par Van Der Poel (1954) que le module de rigidité est le même quand t est relié à la fréquence f par l'équation 4.25:

$$t = \frac{1}{2\pi f} \quad [\text{Eq. 4.25}]$$

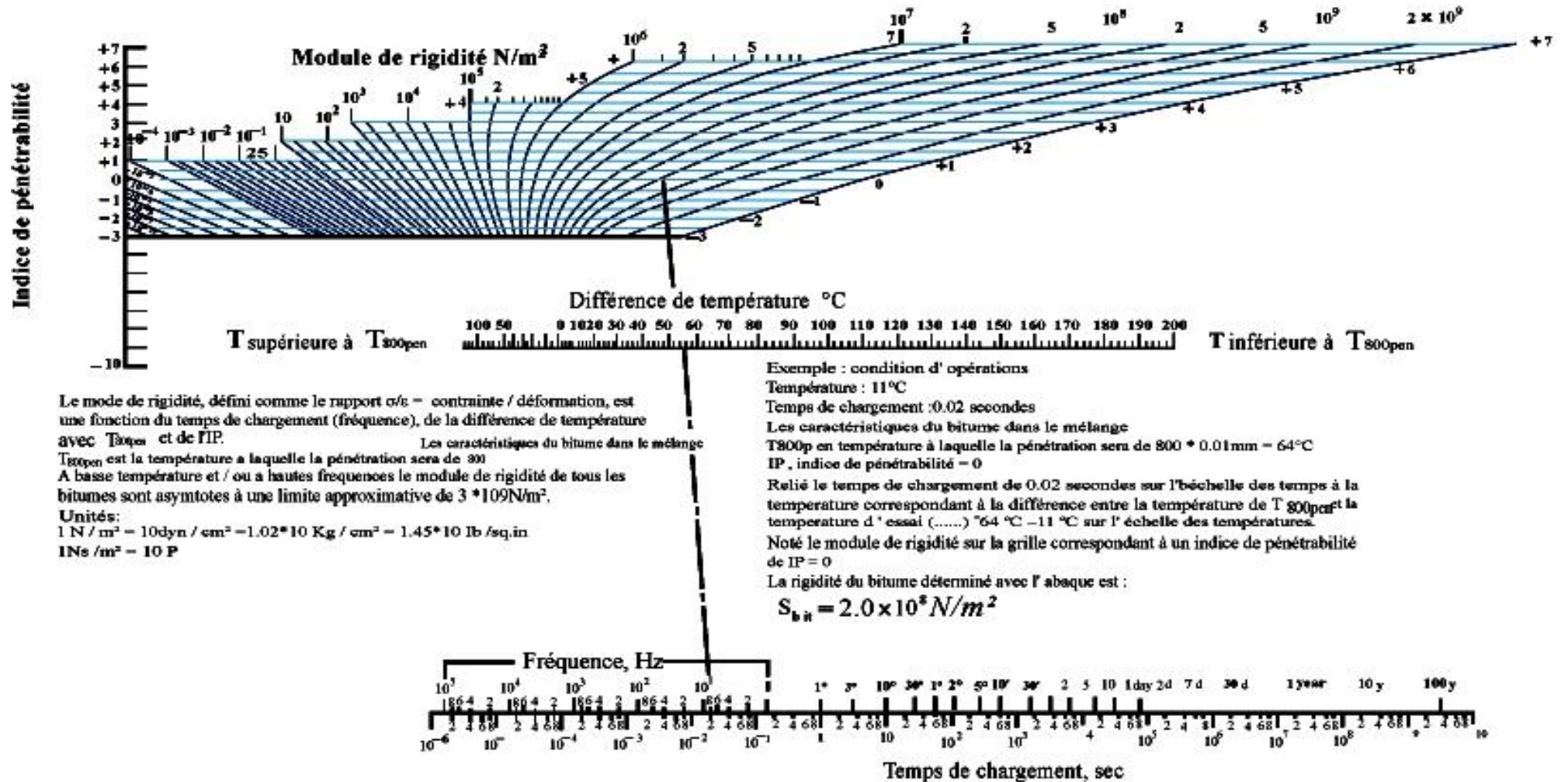


Figure 4.14 – Abaque de détermination du module de rigidité des bitumes (Adaptée de Van Der Poel, 1954)

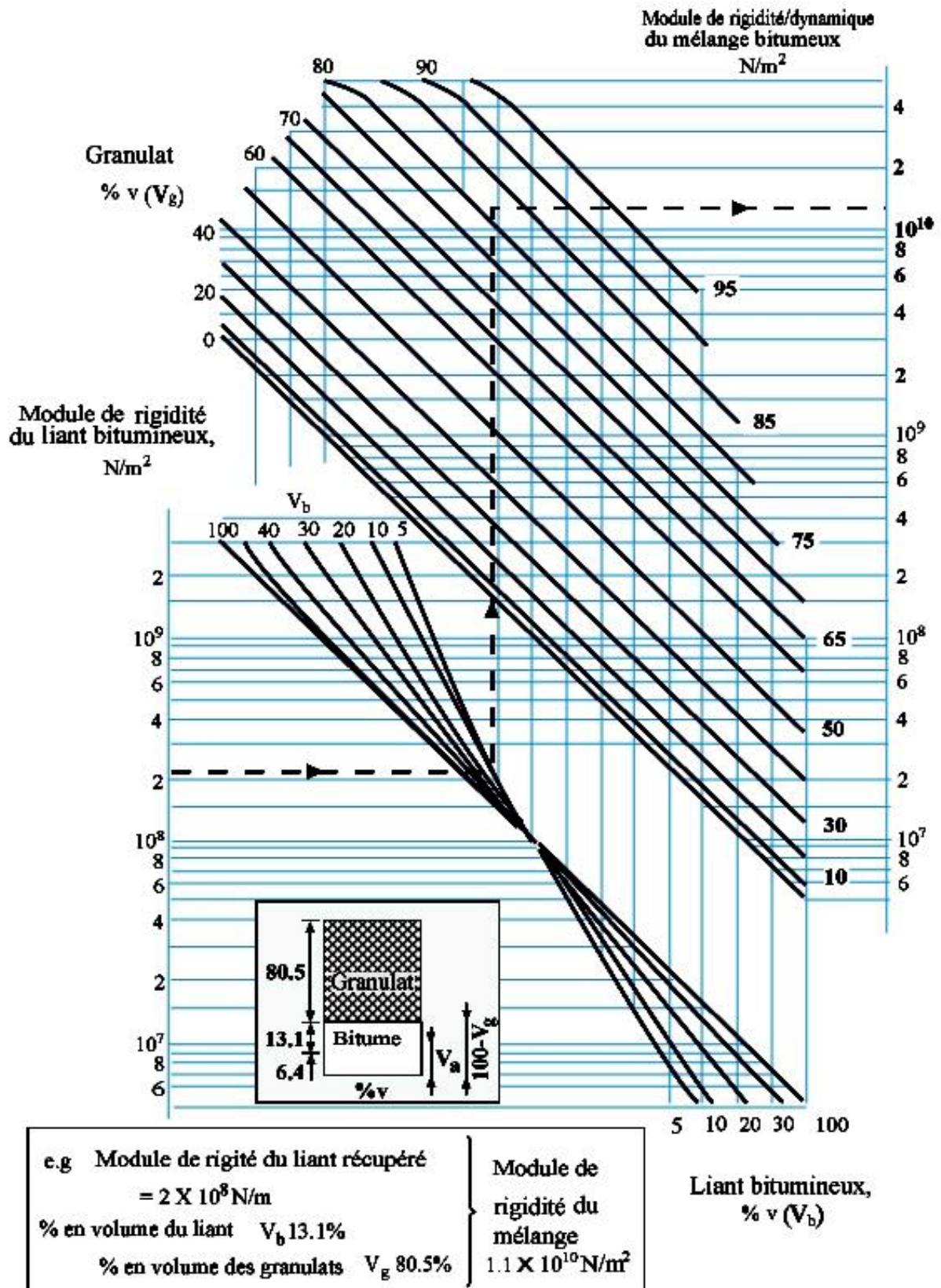


Figure 4.15 – Abaque de détermination du module dynamique des mélanges bitumineux (Adaptée de Shell, 1978)

Il a été suggéré par Shell (1978) que le temps de chargement de 0,02 s, qui correspond à une fréquence de 8 Hz selon l'équation 4.23 est représentatif de la gamme des temps de chargement qui se produisent dans la pratique. La Figure 4.15 montre l'abaque qui permet de déterminer le module de rigidité des mélanges bitumineux (Bonnaure et al., 1977). Les trois facteurs à considérer sont le module de rigidité du bitume, le pourcentage en volume du bitume et le pourcentage en volume d'agrégats. Le pourcentage de bitume, d'agrégats et d'air peuvent être calculé à partir du pourcentage en poids du bitume, de la densité spécifique du bitume et des agrégats, et de la densité apparente du mélange. Ce dernier peut être déterminé par le « Water displacement method » (Méthode de déplacement d'eau), spécifié par AASHTO (1989) dans «T166-83 Bulk Specific Gravity of Compacted Bituminous Mixtures» (Densité apparente des enrobés compactés)

9. - Conclusion

Le comportement des enrobés bitumineux est relatif aux niveaux des sollicitations et de réponses. Le comportement viscoélastique de ces matériaux est essentiellement décrit par son module complexe. La réalisation des essais de module complexe est très coûteuse et nécessite un temps considérable, raison pour laquelle des modèles et des abaques de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux ont été développés au cours du temps pour remédier à cette situation. L'un des modèles les plus utilisés est celui de Witczak 1999, mais nécessite à chaque changement de conditions locales (matériaux, types d'essais) de déterminer un facteur d'ajustement. Le module complexe ou le module dynamique constituent des données d'entrée des modèles de calcul mécanistiques en vue du dimensionnement routier. Ces modèles de calcul de natures différentes présentent comme données de sorties des contraintes et des déformations localisées dans la structure de chaussée sous l'action du trafic routier. Ils constituent aussi des données d'entrées pour les modèles de prédiction de l'orniérage et de la fissuration par fatigue ou thermique. Ce qui constitue indirectement une relation entre les grandes classes de comportement que présentent les enrobés bitumineux.

Deuxième partie

Etude du Module Complexe et Développement de Modèle de Prédiction du Module Dynamique

Chapitre 5. - Caractérisation des matériaux de l'étude et interprétation des résultats de formulation.

Chapitre 6. - Mesure du module complexe et modélisation de la courbe maîtresse.

Chapitre 7. - Evaluation des modèles de Witzak (1999 et 2006) de prédiction du module dynamique et optimisation, par approche des diamètres de tamis U.S. par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC).

Chapitre 8. - Développement du modèle minéralogique SILICE-ZÊTA de prédiction du module dynamique et étude de l'impact du type de granulat et de ses propriétés chimiques.

Chapitre 5 – Caractérisation des matériaux de l'étude et interprétations des résultats de formulation

1. Introduction

Pour effectuer des essais de module complexe, il faut des formules d'enrobé bitumineux. La formulation d'enrobé bitumineux nécessite un choix de matériaux. Dans cette étude les granulats choisis sont le basalte de Diack, le calcaire de Bandia et un nouveau matériau, le quartzite de Bakel. Le liant choisi est un bitume de grade de pénétrabilité 35/50 ou PG 70-16 selon la classification Superpave. A partir de ces matériaux neufs formules d'enrobé bitumineux furent développées, selon trois types de granulométrie du squelette granulaire (Dense, fine et grossière). Ces 9 formules sont composées de 3 BBSG 0/14 de basalte, trois BBSG 0/14 de quartzite et trois enrobés de calcaire non spécifiés. Dans ce chapitre, la spécification des matériaux de formulation est présentée dans un premier temps, suivis du développement de formules d'enrobé bitumineux avant de finir avec l'analyse et l'interprétation des résultats des essais de formulation suivant la méthode française.

1. Présentation des matériaux de l'étude

Les formules d'enrobés bitumineux (BBSG 14, ESG14 etc...) étudiées dans ce projet sont composées de granulats de basalte de Diack, de granulats de quartzite de Bakel, de granulats de calcaire de Bandia et de bitume 35/50 (PG 70-16) ERES. Les essais sur le bitume ont été effectués au Laboratoire des Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB) de l'Ecole de Technologie Supérieure à Montréal. Les essais effectués sont :

- l'essai RTFOT ;
- l'essai de pénétrabilité ;
- l'essai de module complexe par cisaillement au DSR ;
- le point de ramollissement bille et anneau (TBA) ;
- l'essai de viscosité Brookfield.

Les résultats obtenus avec les essais sur le bitume montrent qu'il s'agit bien d'un bitume de grade de pénétrabilité 35/50 (Tableau 5.1 et tableau 5.2). Les enrobés bitumineux formulés avec ce type de bitume sont supposés résister aux températures variant de 70°C à -16°C (PG70-16). Les essais DSR après RTFOT n'ont pas été effectués dans le but de faire de la spécification Superpave (Tableau 5.3). Ils vont servir à écrire les modèles de prédiction de Witczak (1999, 2006).

Tableau 5.1 - Mesure de la pénétrabilité (bitume 35/50 ou PG 70-16)

Températures d'essai	Mesure (1/10mm)			Moyenne
0°C	7	7	7	7
10°C	13	13	13	13
20°C	31	31	30	30,7
30°C	54	50	50	51,3
40°C	85	80	80	81,7

Tableau 5.2 - Température bille et anneau (bitume 35/50 ou PG 70-16)

Billes	Températures °C
A	52,3
B	53,3
Moyenne	52,8

Les valeurs de viscosité du bitume 35/50 ERES utilisées dans le modèle de Witczak 1999, sont déterminées à partir des constantes de régression ASTM (A) et VTS (Tableau 5.4) obtenues à partir de la courbe d'évolution de la viscosité (en logarithme double) en fonction du logarithme de la température. L'équation de détermination de cette viscosité est :

$$\log \log \eta = A + VTS \log T_R \quad [\text{Eq. 5.1}]$$

Où :

Tr = température en Rankine ; A, VTS = paramètres de régression ASTM.

Tableau 5.3 - Détermination du module de cisaillement dynamique $|G^*|$ et de l'angle de phase δ_b au DSR après RTFOT (Bitume 35/50 ou PG 70-16)

Températures (°C)	Fréquences (Hz)	$ G^* $ (MPa)	δ_b
55,0	10	0,14	68,39
55,0	5	0,08	69,16
55,0	1	0,02	72,62
55,0	0,3	0,01	76,03
55,0	0,1	0,00	79,80
40,0	10	0,80	54,15
40,0	5	0,53	56,76
40,0	1	0,19	62,35
40,0	0,3	0,08	65,68
40,0	0,1	0,04	68,65
30,0	10	2,34	35,02
30,0	5	1,79	39,73
30,0	1	0,80	50,19
30,0	0,3	0,39	55,87
30,0	0,1	0,20	59,94
20,0	10	4,34	15,85
20,0	5	3,92	18,57
20,0	1	2,65	29,33
20,0	0,3	1,69	38,76
20,0	0,1	1,01	45,95
10,0	10	5,40	6,90
10,0	5	5,27	6,89
10,0	1	4,64	10,55
10,0	0,3	4,02	16,11
10,0	0,1	3,12	23,25

Tableau 5.4 - Détermination de la viscosité en fonction des paramètres A et VTS

Températures (F)	G* (psi)	δ_b	Températures (Rankine)	Viscosité (Cpoise)	Log Température (Rankine)	Log log Viscosité (Cpoise)
32	913,039714	8,02	491,7	1,16E+11	2,6917	9,60E-01
50	765,172336	14,71	509,7	1,68E+11	2,7073	8,91E-01
68	545,739457	23,7	527,7	2,48E+11	2,7224	8,24E-01
86	278,610638	34,4	545,7	3,88E+11	2,7370	7,52E-01
104	75,1150491	40,24	563,7	6,31E+11	2,7510	6,81E-01
131	46,2261298	85,34	590,7	1,58E+12	2,7714	5,65E-01
VTS				-4,9303		
A				14,2392		

La perte de masse issue de l'essai RTFOT est conforme au critère d'acceptabilité ($\leq 1\%$) (Tableau 5.5).

Tableau 5.5 - Perte de masse du bitume 35/50 ERES SENEGAL ou PG 70-16 vieilli (RTFOT)

Perte de masse du bitume 35/50 ERES SENEGAL ou PG 70-16 vieilli (RTFOT)			
	Bouteille A	Bouteille B	Critère
Masse de la bouteille vide	163,20	164,10	-
Masse du bitume d'origine + bouteille	198,30	199,10	-
Masse du bitume d'origine	35,00	35,01	$35 \pm 0,5g$
Masse du bitume vieilli + bouteille	198,10	198,10	-
Masse du bitume vieilli	34,82	34,833	-
Perte de masse	0,54	0,51	$\leq 1,00\%$

Les résultats de l'essai de viscosité Brookfield (Tableau 5.6) ont permis de tracer la droite viscosité-température (Figure 5.1).

Tableau 5.6 - Viscosité Brookfield (bitume 35/50 ou PG 70-16)

Mesures	MPa/s	Températures °C	Vitesse (RPM)
Mesure 1	640,8	135	60
Mesure 2	641,8		60
Mesure 1	160,5	165	100
Mesure 2	160,5		100

Cette droite permet de déterminer graphiquement les températures de malaxage et de compactage des enrobés bitumineux formulés avec un bitume 35/50 (PG 70-16). Sur le graphique, les deux droites horizontales correspondant à la viscosité visée pour le malaxage et à la viscosité visée pour le compactage sont déjà tracées (fiche d'essai). La température visée pour le malaxage est obtenue en projetant sur l'axe de la température le point d'intersection entre la courbe viscosité-température (droite verte) et la ligne horizontale correspondant à 0,17 Pa/s. Cette température est de 164 °C. De la même manière, la température visée pour le compactage est obtenue en projetant sur l'axe de la température le point d'intersection entre la courbe viscosité-température et la ligne horizontale correspondant à 0,28 Pa/s. Cette température est de 150 °C. Au début de l'étude, une partie de l'identification géotechnique des granulats s'est effectuée au Laboratoire Central d'Eiffage Sénégal. Les essais d'absorption ont été effectués au LCMB. Les tableaux 5.7, 5.8 et 5.9 relatent les résultats

obtenus. La caractérisation géotechnique des granulats utilisés montre que pour l'essai Micro-Deval (MD), le quartzite (16,8) est plus résistant à l'usure que le basalte (20,7). Ceci est peut être dû à la forte teneur en silice (SiO_2) du quartzite (Cf. chapitre 1, tableau 1.2). Par contre le basalte présente une meilleure résistance à la fragmentation ($LA = 12,5$) que le quartzite ($LA = 16,7$). Ce qui s'explique par le fait que le basalte est plus dense que le quartzite. En effet, Les densités apparente (DA) et spécifique (DS) du basalte montrent que ce dernier est un peu plus lourd que le quartzite avec des valeurs faiblement supérieures. Pour les coefficients d'aplatissement, le basalte (15,37) présente de meilleures formes que le quartzite (25).

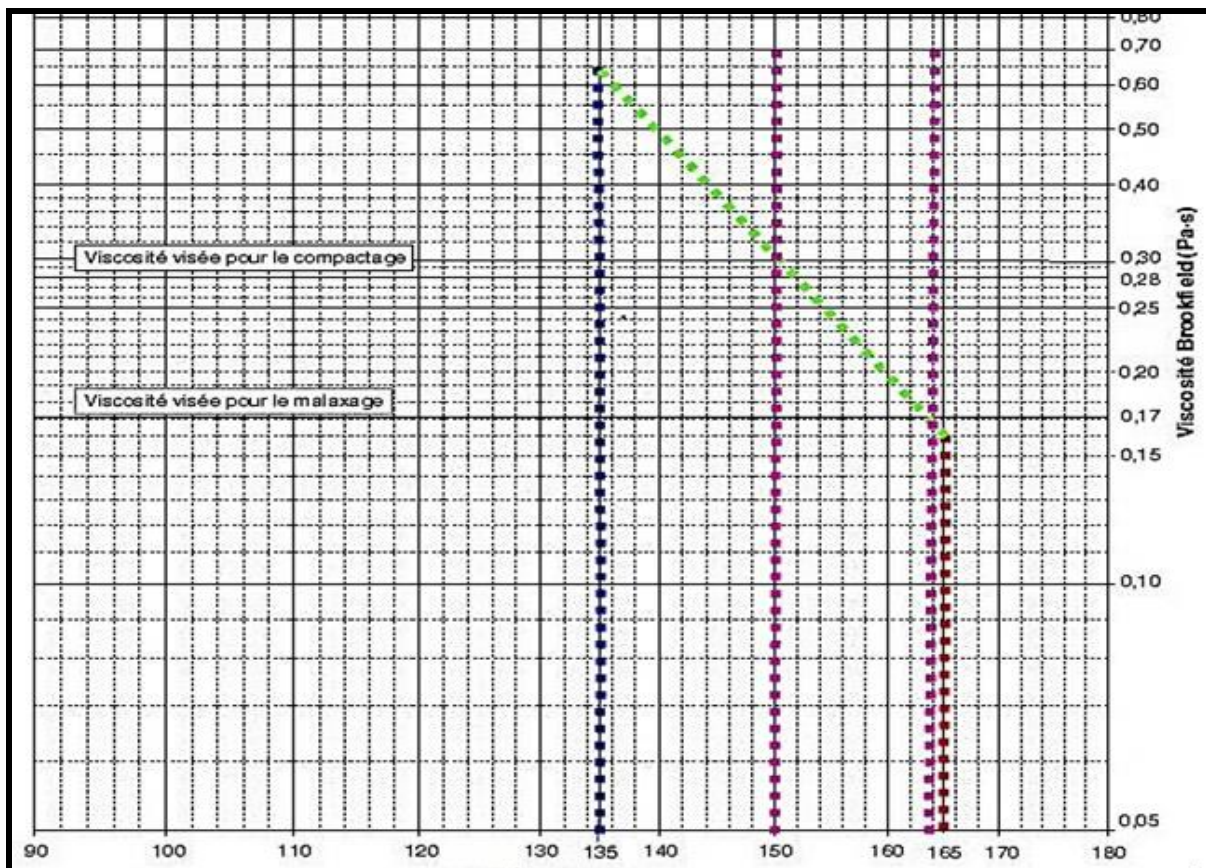


Figure 5.1– Courbe viscosité-température d'un bitume 35/50 ERES Sénégal.

Le coefficient d'aplatissement est une propriété de fabrication donc, un meilleur concassage du quartzite doit être assuré par les carriers. Les granulats de quartzite ont une absorption (ABS) plus faible que celle des granulats de basalte de l'ordre de -50 %. Ce qui implique que les enrobés formulés avec du quartzite utiliseront moins de bitume que ceux formulés avec le basalte. Le calcaire de Bandia étant le granulat le plus pauvre en silice, présente des propriétés intrinsèques médiocres. En effet, il est plus léger ($DS < 2,6$ et $DA < 1,4$) et n'est pas résistant à l'attrition ($MDE = 41,04$) et à la fragmentation ($LA = 83,2$). Son pourcentage d'absorption est beaucoup plus élevé que celle du basalte et du quartzite ($> 4\%$). En conclusion le calcaire de Bandia n'est pas un granulat routier. Dans cette étude le calcaire de Bandia a été choisi à titre de granulat témoin pour développer le modèle minéralogique de prédiction du module dynamique SILICE-ZËTA (Cf. chapitre 8). Cependant, il présente les meilleures formes de granulat. Des essais de potentiel zêta à différents pH ont été effectués pour expliquer les phénomènes de liaisons entre bitume et granulats (Cf. chapitre 5, section 2.2.3).

Tableau 5. 7 – Caractérisation géotechnique des mélanges de quartzite de Bakel

Identification géotechnique (quartzite de Bakel)																	
Tamis (mm)	14	10	8	5	3,15	2,5	1,25	0,63	0,315	0,16	0,08	LA	MDE	CA	DS	ABS	DA
0/3 mm	100	100	100	99,99	98	86,58	51,69	34,26	25,44	19,37	15,06				2,673	-	1,48
3/8 mm	100	100	95,7	45,2	2,2	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0				2,659	0,74	1,45
8/14 mm	85	30,77	15,9	0,21	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	16,7	16,8	25	2,659	0,5	1,47
GDC	97	84	80	63	52	45	27	18	13	10	8,0						
GDD	95	79	74	63	57	50	30	20	15	11	9,0						
GDF	98	90	87	74	64	56	34	22	17	13	10						

LA : Los Angeles ; MDE : Micro Deval ; CA : Coefficient d'Aplatissement ; DS : Densité Spécifique ; ABS : Absorption ; DA : Densité Apparente ; GDC = Quartzite Dense-Grossière ; GDD = Quartzite Dense-Dense ; GDF = Quartzite Dense-Fine.

Tableau 5. 8 – Caractérisation géotechnique des mélanges de basalte de Diack

Identification géotechnique (basalte de DIACK)																	
Tamis (mm)	14	10	8	5	2,5	1,25	0,63	0,3	0,16	0,125	0,08	LA	MDE	CA	DS	ABS	DA
0/3 mm	100	100	100	100	95	63	44	30	20	17	13				2,94		1,5
3/8 mm	100	100	97	58	8,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		24	17,39	2,96	0,93	1,57
8/16mm	95	58	41	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	12,7	20,7	15,37	2,98	1,02	1,65
BDC	98	85	79	60	49	32	22	15	10	9,0	7,0						
BDD	99	92	88	72	59	38	26	18	12	10	8,0						
BDF	97	83	76	50	32	20	14	9,0	6,0	5,0	4,0						

BDC = Basalte Dense-Grossière ; BDD = Basalte Dense-Dense ; BDF = Basalte Dense-fine.

Tableau 5. 9 – Caractérisation géotechnique des mélanges de calcaire de Bandia

Identification géotechnique (Calcaire de Bandia)																												
Tamis (mm)	20	14	12,5	10	6,3	5	4	3,15	2,5	2	1,6	1,25	0,8	0,63	0,5	0,3	0,25	0,2	0,16	0,125	0,1	0,08	LA	MDE	CA	DS	ABS	DA
0/3mm	100	100	100	100	100	100	100	98	97	93	88	82	65	64	41	41	27	23	23	15	12	11				2,59	4,15	1,30
4/10mm	100	100	100	99	55	32	19	8,0	4,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0			2,32	2,51	5,52	1,194
5/20mm	98	77	60	55	31	21	14	9,0	6,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	41,04	83,2	12,07	2,52	4,45	1,284
CDC	99	89	80	77	56	46	39	34	31	29	25	23	18	18	12	11	12	8,0	6,0	6,0	4,0	3,0						
CDD	99	91	84	82	64	56	51	46	44	41	37	34	27	27	17	17	17	11	10	9,0	6,0	5,0						
CDF	100	94	90	89	75	68	64	60	58	54	50	47	37	36	24	23	23	15	13	13	9,0	7,0						

CDC = Calcaire Dense-Grossière ; CDD = Calcaire Dense-Dense ; CDF = Calcaire Dense-fine.

3. - Procédure expérimentale de la formulation et interprétations des résultats

Six mélanges d'enrobés bitumineux ont été formulés selon la norme NF EN 13108-1. Ces différents mélanges sont établis comme suit :

- trois bétons bitumineux semi-grenue (BBSG) de quartzite (Tableau 5.10) dont un de granularité dense-dense (GDD), un de granularité dense-grossière (GDC) et un troisième de granularité dense-fine (GDF) ;
- trois BBSG de basalte (Tableau 5.12, page 83) dont un de granularité dense-dense (BDD), un de granularité dense-grossière (BDC) et un troisième de granularité dense-fine (BDF).

Tableau 5.10 – Squelettes des trois mélanges de quartzite et fuseau NFEN13108-1

Tamis (mm)	Squelettes granulaires de quartzite			Valeurs Fuseau NF EN 13108-1	
	GDC	GDD	GDF	Maximale EN 13108-1	Minimale EN 13108-1
14,000	97	95	98	100	90
10,000	84	79	90	-	-
8,000	80	74	87	-	-
6,300	72	68	81	-	-
5,000	63	63	74	-	-
3,150	52	57	64	-	-
2,500	45	50	56	-	-
2,000	40	44	49	50	10
1,250	27	30	34	-	-
0,630	18	20	22	-	-
0,300	13	15	17	-	-
0,200	11	13	14	-	-
0,160	10	11	13	-	-
0,125	9	10	12	25	4,0
0,080	8	9	10	-	-
0,063	-	-	-	12	0,0

Ces différents types de granularité permettront de mesurer l'influence des différentes variations qu'elles apportent dans les formules de bétons bitumineux étudiées telles que le pourcentage de vide, la teneur en liant, le squelette granulaire (voir Figure 5.2), la teneur en fine etc. le fuseau de la norme de spécification des mélanges bitumineux NF EN 13108-1 est utilisé (Tableau 5.10, Figure 5.2).

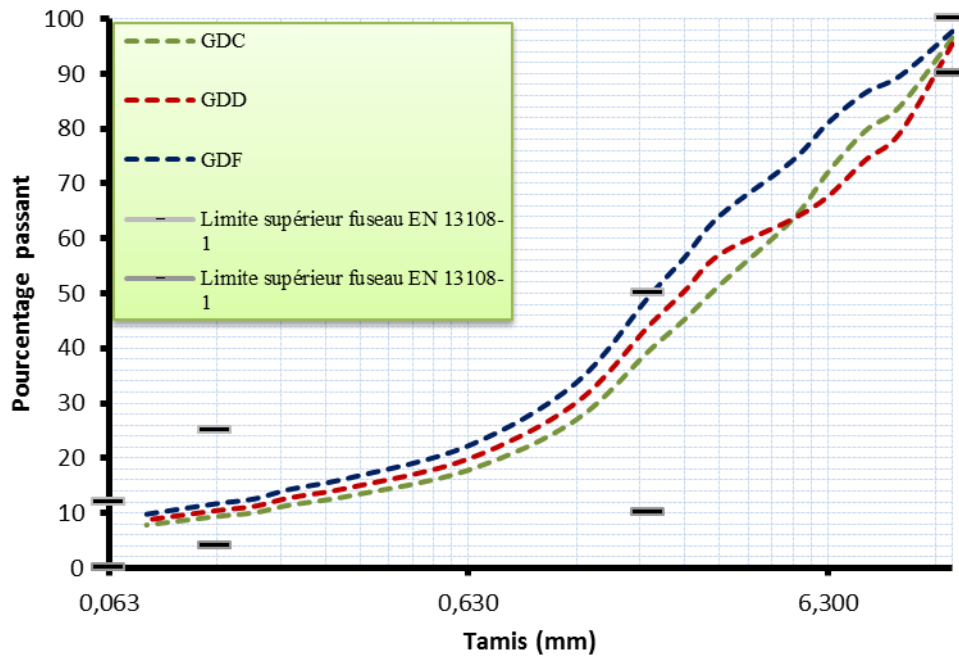


Figure 5.2 – Courbes granulométriques des trois squelettes granulaires de quartzite insérés dans le fuseau (NF EN 13108-1)

Nous avons rencontré un problème de granularité avec le 0/4 mm du quartzite qui ne répondait pas à cette fraction granulométrique (plus grossière et sans fines). Ainsi, un concassage au Los Angeles a été effectué pour remédier à cette situation. Le tableau 5.11 et la figure 5.3 présente les résultats obtenus :

Tableau 5.11 - Résultats du tamisage après concassage du 2,5/5 mm du quartzite de Bakel
Concassage de quartzite fraction 0/4 mm

Tamis (mm)	pendant 1 heure de temps								Mélange après concassage	Mélange initiale
	1	2	3	4	5	6	7	8		
5	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
3	88	98	75	89	83	100	82	79	87	92
1,25	54	71	33	54	44	84	41	33	52	61
1	36	49	21	36	28	60	26	18	34	43
0,315	27	36	16	27	21	46	19	13	25	25
0,16	20	27	12	21	16	35	14	10	19	12
0,08	16	20	10	16	13	26	11	8,0	15	5,0

Grâce à ce concassage les courbes de mélange du GCD, du GDF et du GDD ont pu être retrouvées partiellement et améliorées en teneur en fine (Figure 5.3).

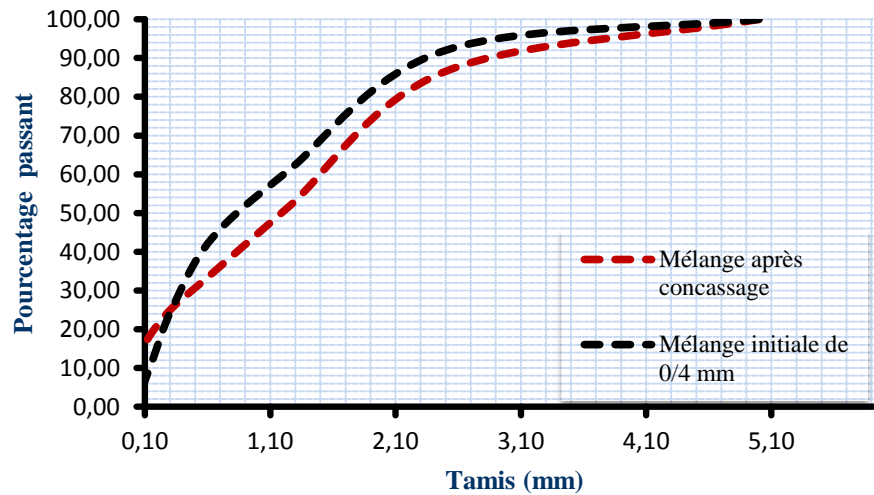


Figure 5.3 - Comparaison entre le 0/4 mm initiale et du 0/4 mm finale après concassage

Les squelettes granulaires des mélanges de basalte s'insèrent parfaitement dans le fuseau de granularité (Tableau 5.12 et Figure 5.4).

Tableau 5.12 – Squelettes granulaires des trois mélanges de basalte formulés et fuseau

Tamis (mm)	Squelettes granulaires de basalte			Valeurs Fuseau NF EN 13108-1	
	BDC	BDD	BDF	Maximale EN 13108-1	Minimale EN 13108-1
14,000	98	99	97	100	90
10,000	85	92	83	-	-
8,000	79	88	76	-	-
6,300	67	79	61	-	-
5,000	60	72	50	-	-
3,150	52	63	37	-	-
2,500	49	59	32	-	-
2,000	42	51	27	50	10
1,250	32	38	20	-	-
0,630	22	26	14	-	-
0,300	15	18	9,0	-	-
0,200	11	13	7,0	-	-
0,160	10	12	6,0	-	-
0,125	9,0	10	5,0	25	4,0
0,080	7,0	8,0	4,0	-	-
0,063	-	-	-	12	0,0

La conclusion est que les granularités des squelettes des mélanges de basalte et de quartzite à étudier sont conformes à la norme NF EN 13108-1 par ce qu'ils s'insèrent bien dans le fuseau granulométrique de cette norme.

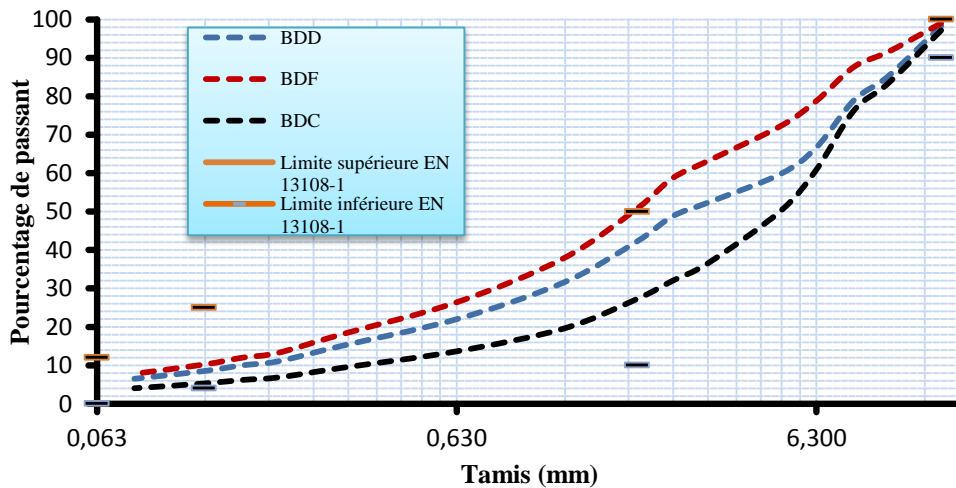


Figure 5.4 – Courbes granulométriques des trois squelettes granulaires de basalte insérés dans le fuseau (NF EN 13108-1)

3.1. - Comparaison des squelettes de mélanges de même classe de granularité.

La comparaison des squelettes granulaires des mélanges étudiés en fonction de la granularité montre que le GDF s'ajuste sensiblement au BDF et le GDD au BDD (Figures 5.5 et 5.6).

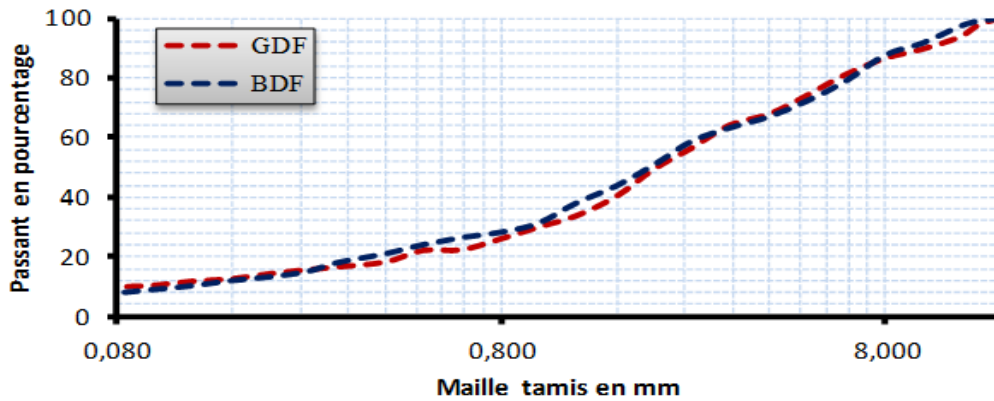


Figure 5.5 – Comparaison des squelettes granulaires finaux entre GDF et BDF

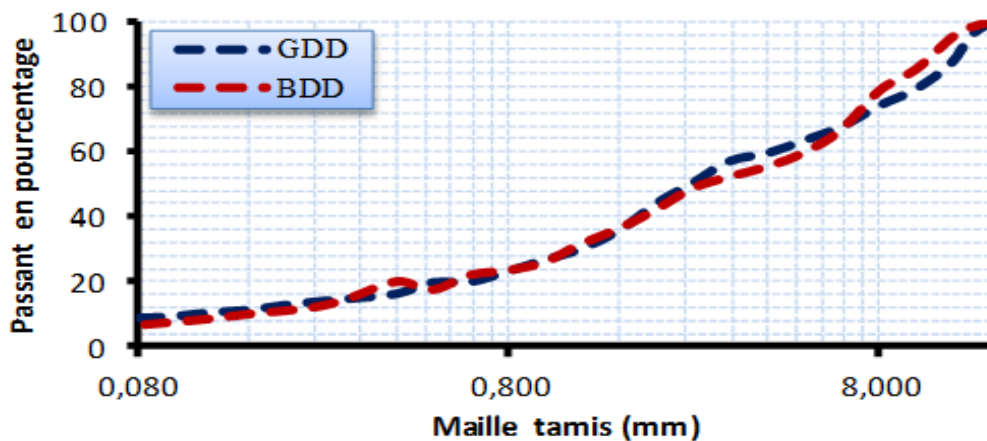


Figure 5.6 – Comparaison des squelettes granulaires finaux entre GDD et BDD

Le GDD quand à lui ne s'ajuste pas au BDC car, il est moins grossier que ce dernier. La comparaison de ces deux mélanges devra tenir en compte ce facteur (Figure 5.7).

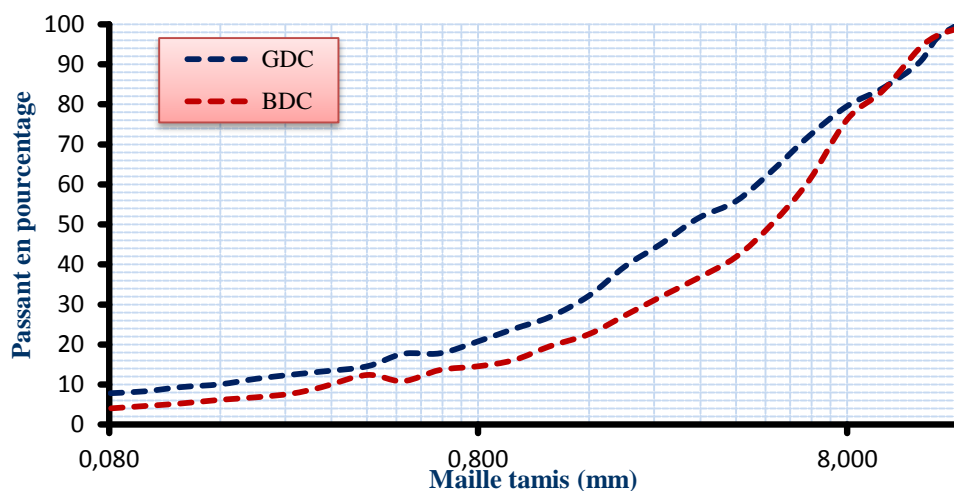


Figure 5.7 – Comparaison des squelettes granulaires GDC et BDC

Ces trois comparaisons permettront de mieux interpréter les résultats de la formulation. Une fois les squelettes granulaires déterminés, les teneurs en liant sont calculées avec la formule de la méthode de formulation française (Cf. chapitre 2). Le tableau 5.13 présente la composition volumétrique des différentes formules étudiées. Ces mélanges ont subi une série d'essais de spécification d'un béton bitumineux semi-grenu 0/14mm selon la norme NF EN 13108-1. La série est composée de l'essai d'aptitude au compactage PCG, de l'essai d'orniérage, de l'essai de tenue à l'eau, de l'essai de module complexe et de l'essai de fatigue.

Tableau 5.13 – Tableau récapitulatif des formules à étudier (partiel)

Composition	Quartzite dense-dense		Quartzite dense-fine		Quartzite dense-Grossière	
	% dans le mélange	% dans l'enrobé	% dans le mélange	% dans l'enrobé	% dans le mélange	% dans l'enrobé
0/3 mm	58	55	65	62	49	49
3/8 mm	12	11	20	19	24	24
8/14 mm	30	29	15	14	22	22
Bitume	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
Composition	Basalte dense-dense		Basalte dense-fine		Basalte dense-Grossière	
	% dans le mélange	% dans l'enrobé	% dans le mélange	% dans l'enrobé	% dans le mélange	% dans l'enrobé
0/3 mm	50	48	60	57	32	31
3/8 mm	15	14	20	19	31	30
8/16 mm	35	33	20	19	37	35
Bitume	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0

Il est important de noter que les essais de tenue à l'eau et de fatigue n'ont été effectués que sur les mélanges présentant la meilleure résistance à l'orniérage dans la démarche de formulation à cause des contraintes de temps.

3.2. - Présentation et interprétation des résultats de la formulation

Après avoir déterminé les différents mélanges à étudier, une série d'essai constituée de l'essai de compactage à la PCG, de l'essai d'orniérage, de l'essai de tenue à l'eau, de l'essai de résistance au désherbage, de l'essai de module complexe et de l'essai de fatigue a été effectuée. Ces essais permettront de révéler l'influence des paramètres de formulation utilisés (différents granulats, différentes propriétés et différentes granularité) sur les performances des mélanges bitumineux étudiés. Le tableau 5.14 qui est un repère dans nos interprétations, présente l'évolution de la résistance à l'orniérage, de la résistance à la fatigue et de la résistance à la pénétration d'eau et d'air en fonction de certaines propriétés de fabrication des squelettes granulaires des enrobés bitumineux à chaud.

Tableau 5.14 – Effet des propriétés de fabrication des granulats sur les performances des mélanges bitumineux (Extrait du Tableau 6.1 de l'AAT, 2011)

Propriétés de fabrication	Résistance à l'orniérage et à la déformation permanente	Résistance à la fissuration à basse température	Résistance à la fissuration par fatigue	Résistance à la tenue à l'eau	Durabilité / Résistance à la pénétration d'eau et d'air
Augmentation de l'angularité	^^				
Augmentation du diamètre maximal D		v	v		v
Augmentation de la teneur en fine	^^				^

^ : augmentation v : diminution

Ce tableau permet de prédire de manière hypothétique que les mélanges d'enrobés bitumineux formulés avec le basalte de Diack seront plus résistants à l'orniérage que ceux formulés avec le quartzite de Bakel car son coefficient d'aplatissement est meilleur (plus faible). Les mélanges qui présentent le plus de fillers seront plus résistants à l'orniérage et plus durable. Enfin, les mélanges qui présentent le plus d'éléments grossiers sont plus résistants à la fissuration. Dans la suite de cette étude nous chercheront à confirmer et à compléter ces conclusions de l'AAT (2011).

2.2.1 - Essai de compactage à la Presse Giratoire (PCG)

L'essai de compactage à la PCG mesure la compactibilité d'un enrobé bitumineux. Les résultats des essais effectués sur les six (6) mélanges sont présentés sur le tableau 5.15. On remarque sur le tableau 5.15, qu'à un même niveau de compactage les enrobés à granularité dense (GDD et BDD) ont une teneur en vide intermédiaire entre les enrobés à granularité grossière et fine. On peut en déduire que la compacité des enrobés bitumineux pour un même niveau de compactage, un même (D) et un seul type de liant bitumineux dépend que de la granularité du mélange bitumineux. D'autres part, ils présentent à 10 girations une maniabilité acceptable avec des pourcentages de vide variant entre 11 et 16 % pour cent de vide, éliminant ainsi les risques d'obtenir des enrobés difficiles à compacter, ce qui conduirait à un matériau qui se révélerait aussi instable sous le trafic.

Les premières compacités de réception des enrobés bitumineux en couche de roulement (4 à 5 % de vide) sont obtenus à 80 girations pour les mélanges à granularité dense. Pour les autres

mélanges leur compacité de réception est atteinte vers 120 girations. La déduction de cette observation est que le compactage des enrobés à granulométrie dense nécessite moins d'énergie que les autres mélanges.

Tableau 5.15 – Variation du pourcentage de vide dans les éprouvettes PCG en fonction du nombre de giration

Nombre de Giration	Pourcentage de vide					
	BDC	BDD	BDF	GDC	GDD	GDF
5	19	15	17	15	14	14
10	16	12	15	13	12	12
15	15	11	13	12	10	11
20	14	9	12	11	9	10
25	13	9	11	10	8	9
30	12	8	10	9	8	8
40	11	7	9	9	7	7
50	10	6	9	8	6	7
60	10	5	8	7	6	6
80	9	5	7	7	5	5
100	8	4	6	6	4	5
120	7	3	6	6	4	4
150	7	3	5	5	3	4
200	6	2	5	4	3	3

La norme NF EN 13108-1 spécifie un pourcentage de vide compris entre 5 et 9% pour les Bétons Bitumineux Semi-Grenus (BBSG) à 80 girations. La valeur supérieure assurant la durabilité du mélange et la valeur inférieure pour éviter les compacités excessives afin de limiter le fluage et d'assurer une bonne macrotexture à l'enrobé (voir Figure 5.8).

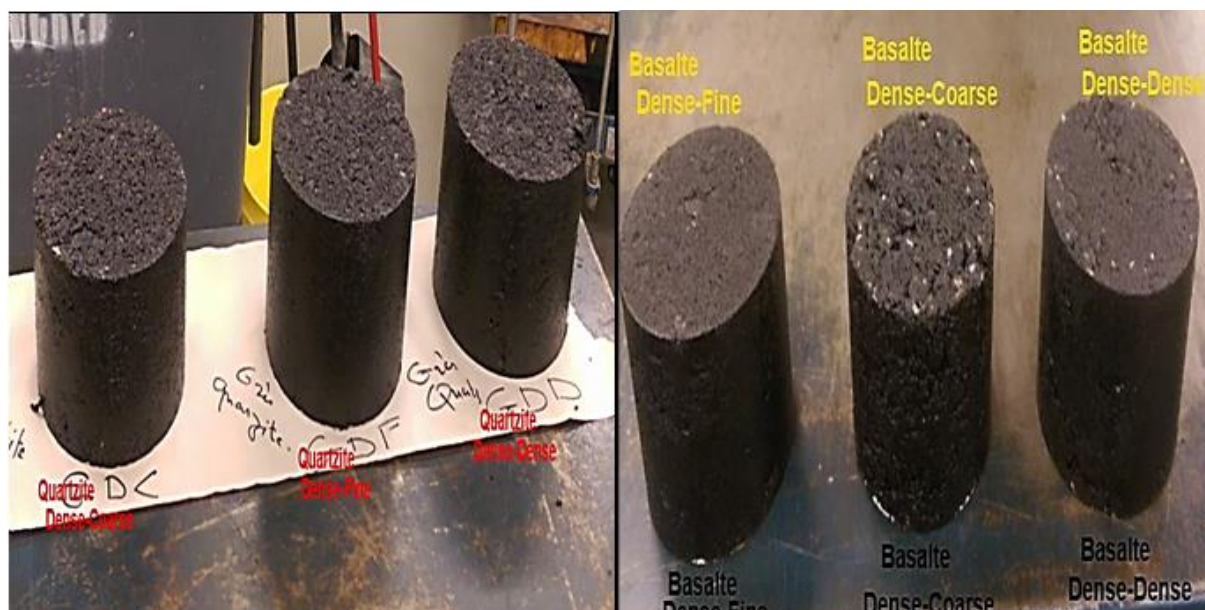


Figure 5.8 – Eprouvettes d'enrobés de basalte et de quartzite après compactage à la PCG à 200 girations (LCMB)

La figure 5.9 montre l'évolution de la hauteur des éprouvettes en fonction du nombre de giration. Ceci est très important lors de la mise en œuvre des enrobés bitumineux, car cette information peut constituer une aide au choix dans le réglage du niveau du finisseur et l'énergie de compactage à utiliser. Pour avoir cette relation, il est nécessaire d'effectuer une corrélation entre l'énergie de compactage à la PCG, l'évolution de la hauteur des éprouvettes et la puissance de compactage des engins de chantier dont on dispose.

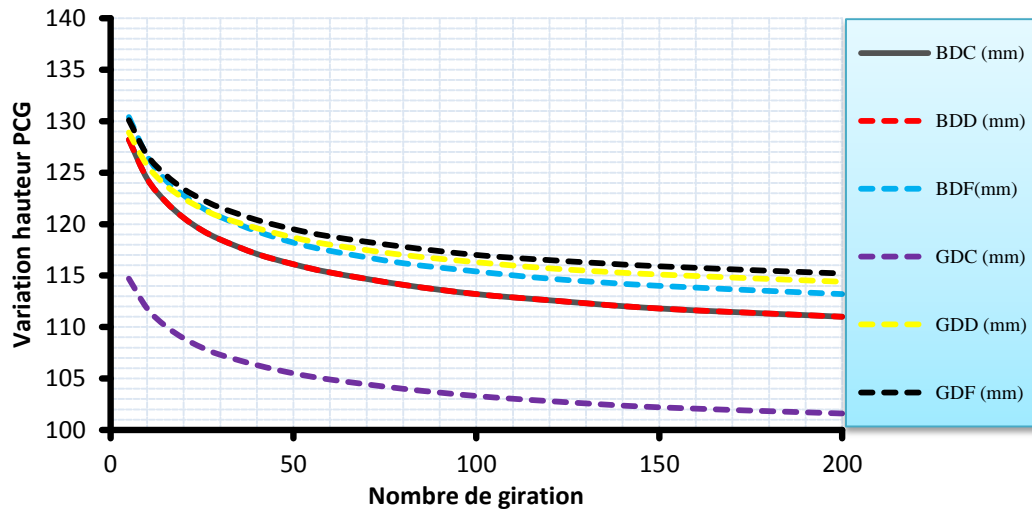


Figure 5.9 – Comparaison de la variation de hauteur des éprouvettes PCG en fonction du nombre de giration

Les variations de hauteur de la figure 5.9 laisseraient croire que l'enrobé GDC est de mauvaise qualité. Il faut remarquer que le décalage de la courbe du GDC reste assez constant en fonction du nombre de girations par rapport aux autres courbes. L'erreur pouvait être corrigée approximativement, car la masse mise dans l'éprouvette lors de l'essai était manquante. La figure 5.10 qui montre la variation du pourcentage de vide en fonction du nombre de giration, efface le décalage observé sur la figure 5.9.

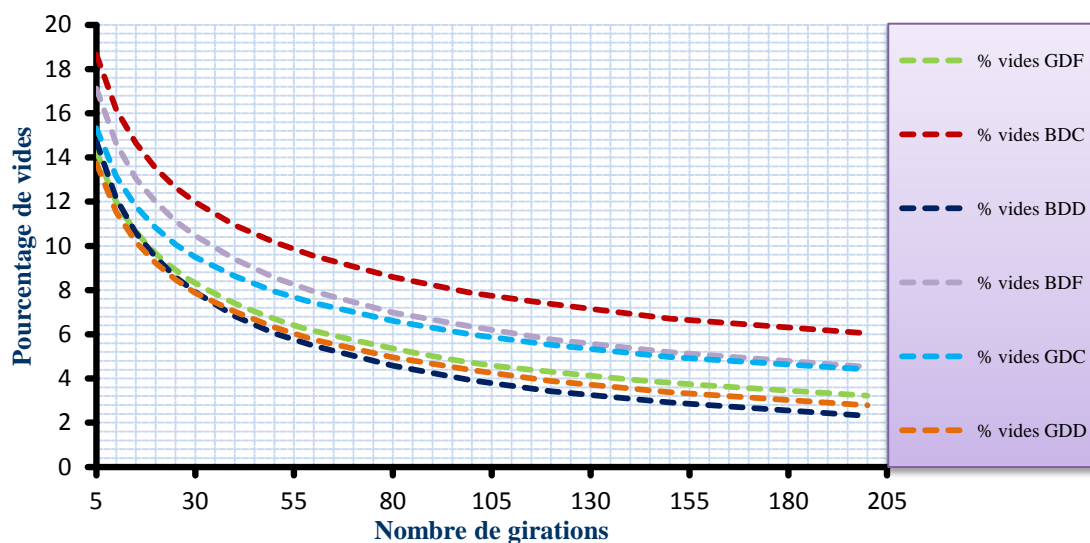


Figure 5.10 – Comparaison de la variation du pourcentage de vide des éprouvettes PCG en fonction du nombre de giration

Pour comparer la vitesse de compactage par type granulat et par type de mélange, la formule 5.2 est utilisée :

$$\Delta = \frac{\% V_Q - \% V_B}{\% V_Q} \quad [\text{Eq.5.2}]$$

Avec :

Δ = variations relative des vides en fonction du nombre de giration ;

$\% V_Q$ = pourcentage de vides d'enrobé de quartzite ;

$\% V_B$ = pourcentage de vides d'enrobé de basalte.

Lorsque Δ est nulle on a une même vitesse de compactage. Pour Δ négatif on a une vitesse de compactage supérieure et pour Δ on a un compactage plus lent. La figure 5.11 présente les variations relatives de la vitesse de compactage des enrobés de basalte et de quartzite étudiés. Sur cette figure on remarque que, pour les enrobés à granulométrie dense, durant les 30 premières girations l'enrobé de quartzite (GDD) se compacte plus rapidement que celui de basalte (BDD). Puis au-delà, sa vitesse ralentie au profit du BDD. Pour les enrobés à granulométrie grossière et fine, on observe une vitesse de compactage supérieure pour les enrobés de quartzite (GDC et GDF) qui s'accélère durant tout l'essai

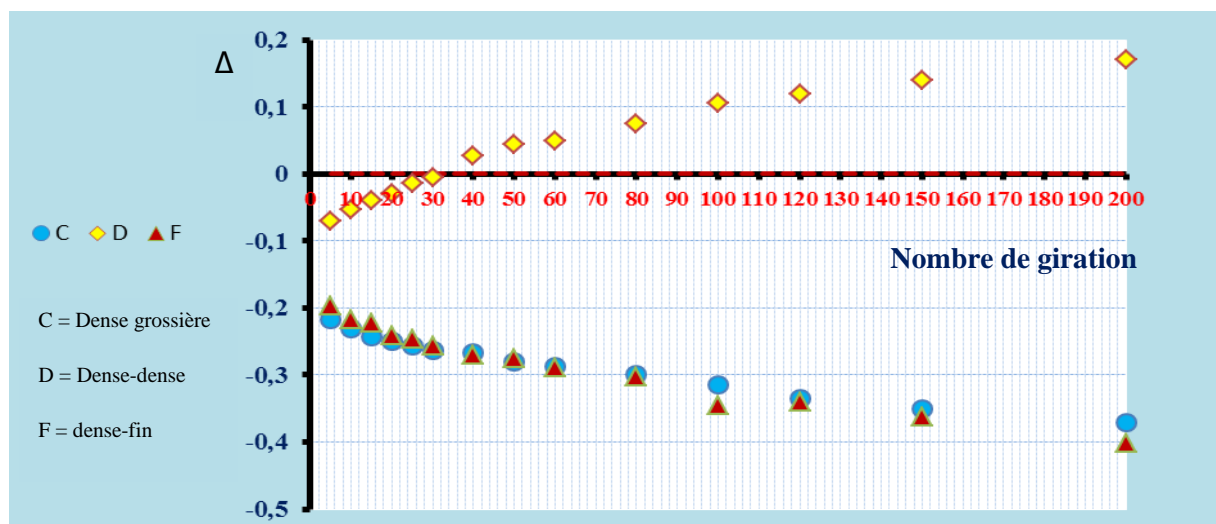


Figure 5.11 - variation relative de vitesse de compactage des enrobés de basalte et de quartzite

Les essais de cisaillement à la presse giratoire peuvent aussi être interprétés en terme d'Indice de Stabilité du Mélange (ISM) et d'Indice de Résistance du Mélange (IRM) (Prat et al., 2010). L'ISM est la surface comprise entre 8 girations de la presse et 92% de compacité (Figure 5.12). Il traduit la compactibilité de l'enrobé lors de la mise en œuvre. Pour des enrobés bitumineux donnés, plus l'ISM est faible plus l'enrobé présente une bonne maniabilité et une bonne compactibilité. L'IRM quant à lui représente la surface comprise entre 92 et 98% de compacité, tout en considérant qu'en dessous de 2% de vide l'enrobé devient susceptible aux déformations plastiques (permanentes). Il traduit le compactage secondaire dû au trafic routier. Pour un enrobé bitumineux donné, plus l'IRM est élevé plus l'enrobé résistera au compactage dû au trafic. Ces indices sont étroitement liés à l'énergie dépensée par unité de masse lors du compactage. En effet, l'ISM est lié à l'indice énergétique du mélange (IEM_1) et l'IRM à l' EIM_2 (Figure 5.12).

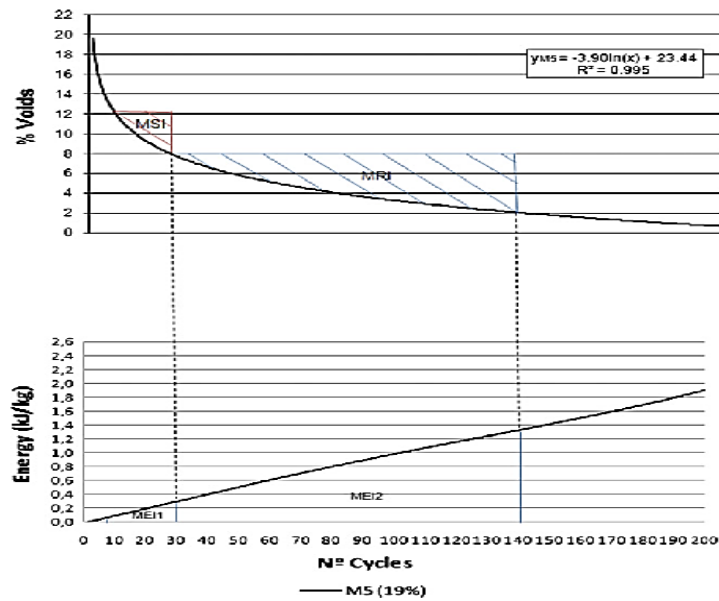


Figure 5.12. Consommation d'énergie correspondant à l'ISM et à l'IRM (Prat et al, 2010)

L'ISM et l'IRM peuvent être déterminés à partir de n'importe quel compacteur giratoire. Mais les indices énergétiques nécessitent des presses spécialisées capables de mesurer les contraintes de cisaillement en fonction du nombre de cycle (Mahmoud et Bahia, 2004). Dans cette étude ces indices sont déterminés par le biais des modèles de prédiction de Prat et al. (2010) (Equation 5.3 et 5.4).

$$IEM1 = 0,781ISM - 1,151\%RA + 11,835 \quad [Eq.5.3]$$

$$IEM2 = 0,177IRM - 3,691\%RA + 363,483 \quad [Eq.5.4]$$

Où

- IEM = Indice Energétique du Mélange ;
- ISM = Indice de Stabilité du Mélange ;
- IRM = Indice de Résistance du Mélange;
- RA = Granulat roulé.

L'analyse du tableau 5.16 montre que les mélanges denses sont plus maniables et compactables que les mélanges fins et grossiers. En effet, ces derniers présentent des ISM et des IRM plus faibles, se traduisant par des IEM1 plus faibles durant la mise en œuvre et des IEM2 plus élevés d'où une plus grande résistance au compactage secondaire dû au trafic routier.

Tableau 5.16 –Présentation des ISM, IRM, IEM₁ et IEM₂ des enrobés bitumineux étudiés

Formules	ISM (%vide.cycle)	IRM (%vide.cycle)	IEM ₁ (kJ/kg)	IEM ₂ (kJ/kg)
BDC	414	200	335,169	398,88
GDC	126	225	110,241	403,305
BDD	55	425	54,79	438,705
GDD	50	425	50,885	438,705
BDF	112	210	99,307	400,65
GDF	62,5	290	60,6475	414,81

2.2.2 - Essai d'orniérage

Durant l'essai d'orniérage, c'est la résistance à la déformation permanente de l'enrobé bitumineux qui est mesurée sur des plaques d'enrobé bitumineux à l'orniéreur LCPC (Figure 5,13). Cette résistance est traduite par la mesure de la profondeur des empreintes de roue sur l'enrobé convertie en pourcentage d'orniérage. Ces mesures sont effectuées entre 1000 et 30000 cycles à 60°C.



Figure 5.13 – Essai d'orniérage à l'orniéreur LCPC (LCMB)

L'analyse de La figure 5.14, qui présente l'évolution du pourcentage d'orniérage en fonction du nombre de cycle montre que les mélanges à granulométrie grossière (BDC et GDC) sont plus résistants à l'orniérage que les mélanges à granulométrie dense et fine. Mais ceci ne semble être effectif qu'à partir de 10000 cycles. Ce phénomène peut s'expliquer par le compactage primaire des éprouvettes lors des premiers cycles de sollicitations des pneumatiques, où les réarrangements de matériau influent. La norme NFEN13108-1 exige un pourcentage d'orniérage inférieur ou égal à 10% pour les enrobés bitumineux en couche de roulement.

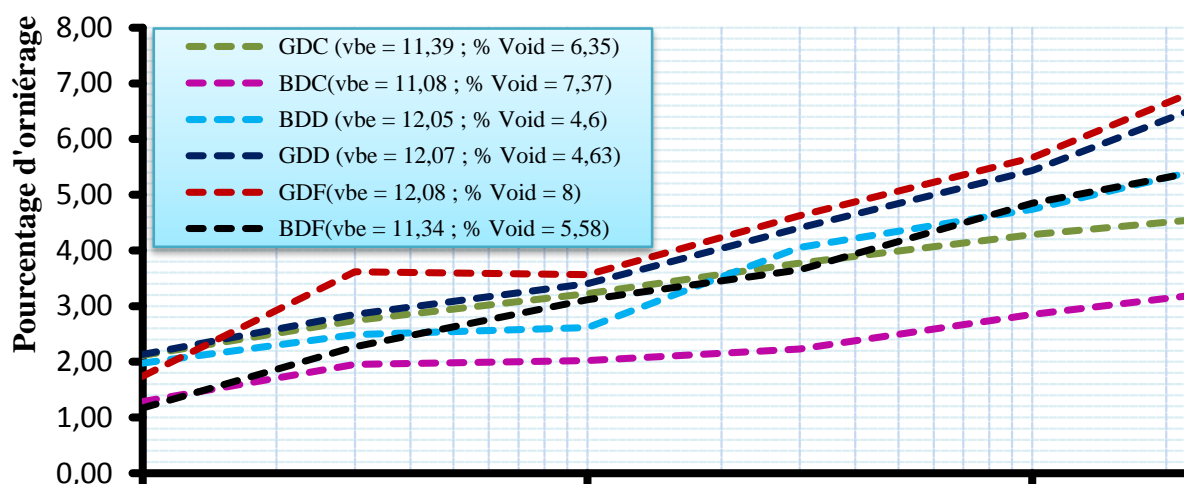


Figure 5.14 – Comparaison des pourcentages d'ornière des différents mélanges Vbe sur la Figure = VBE (teneur en liant efficace)

Une légère égalité de la résistance à l'orniérage des mélanges (dense et fine) basaltiques (BDD et BDF) est notée. L'analyse granulométrique des squelettes granulaires des deux mélanges montre une certaine similitude (Figure 5.15).

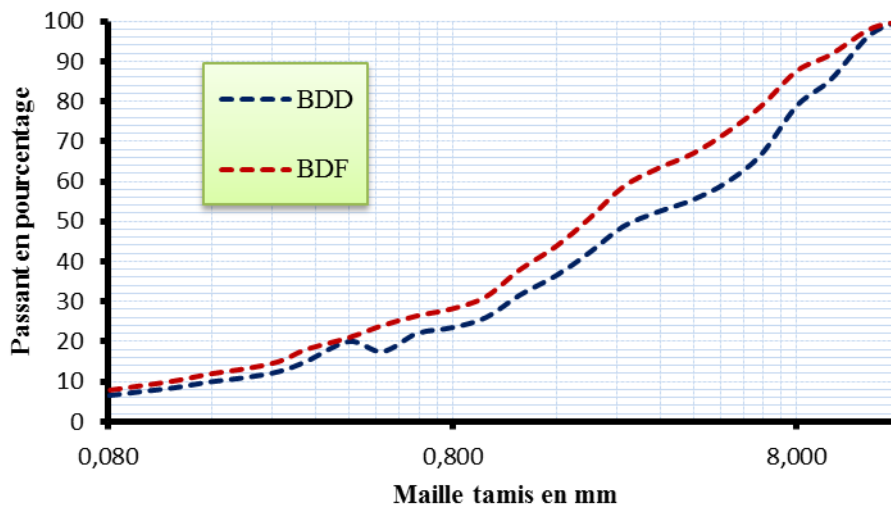


Figure 5.15 – Comparaison des squelettes granulaires du BDD et du BDF

Afin de mieux comprendre les résultats obtenus, une analyse des courbes granulométriques de déviation par rapport à la granulométrie de densité maximale de référence ou «Deviation from Max Continuous Density » (DMCD) a été effectuée. Les courbes DMCD sont une variation de la granulométrie des squelettes granulaires par rapport au squelette granulaire de densité maximale. Elles sont tracées pour chaque tamis de la granulométrie par le biais de la relation 5.5 (AAT, 2011) :

$$P_{DMCD}(d_2) \approx \left(\frac{d_2}{d_1}\right)^{0.45} \times P(d_1) \quad [\text{Eq. 5.5}]$$

Avec :

- $P_{DMCD}(d_2)$ = pourcentage de passants, densité de granularité maximale continue, pour le tamis d_2 ;
- d_1 = diamètre d'un tamis supérieur au tamis d_2 ;
- $P(d_1)$ = pourcentage de passants au tamis d_1 .

La figure 5.16 montre la même égalité des courbes BDD et BDF jusqu'à approximativement 2,5 mm de diamètre puis elles diffèrent. Cependant, avec cette méthode, les différences entre les deux mélanges sont mieux mises en évidence. La courbe de mélange BDC diffère plutôt à 3,15 mm des autres. Au-delà de 5 mm la courbe BDD est plus proche de BDC que de BDF. L'hypothèse déduite de cette analyse est que plus la déviation effective des courbes de mélanges (DMCD) s'effectue au diamètre de tamis élevés, plus ces mélanges présentent sensiblement les mêmes résistances à l'orniérage, et plus une courbe DMCD dévie positivement de la courbe de densité maximale plus il est résistant à l'orniérage. Ceci peut se confirmer partiellement avec les mélanges de quartzite (Figure 5.17) ou le mélange GDC dévie des autres à partir de 2,5mm. Le GDD et le GDF varient plus tardivement à 3,15mm ont des résistances à l'orniérage plus proches mais inférieures au GDC.

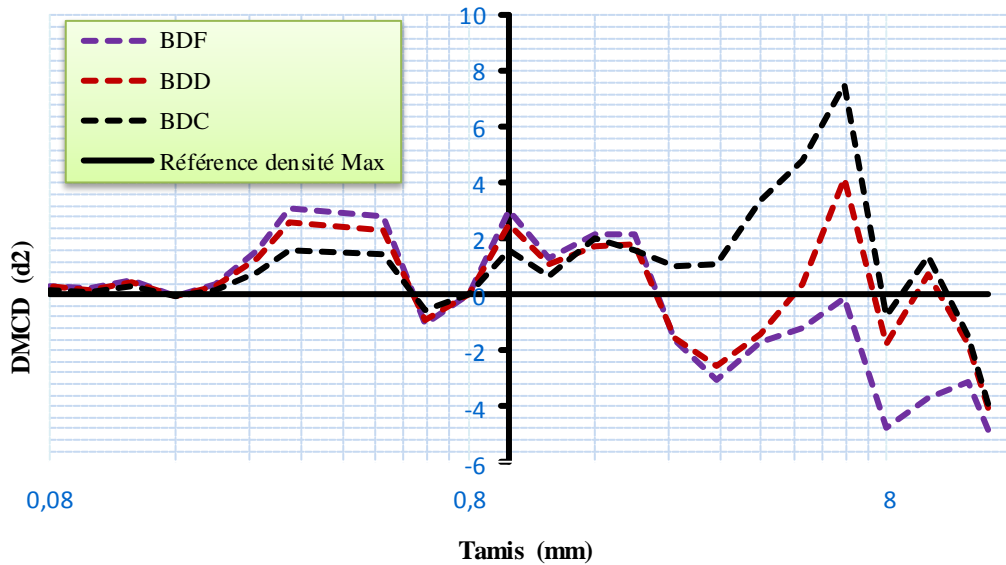


Figure 5.16 – Comparaison des DMCD des squelettes granulaires de basalte en vue d'expliquer la résistance à l'orniérage

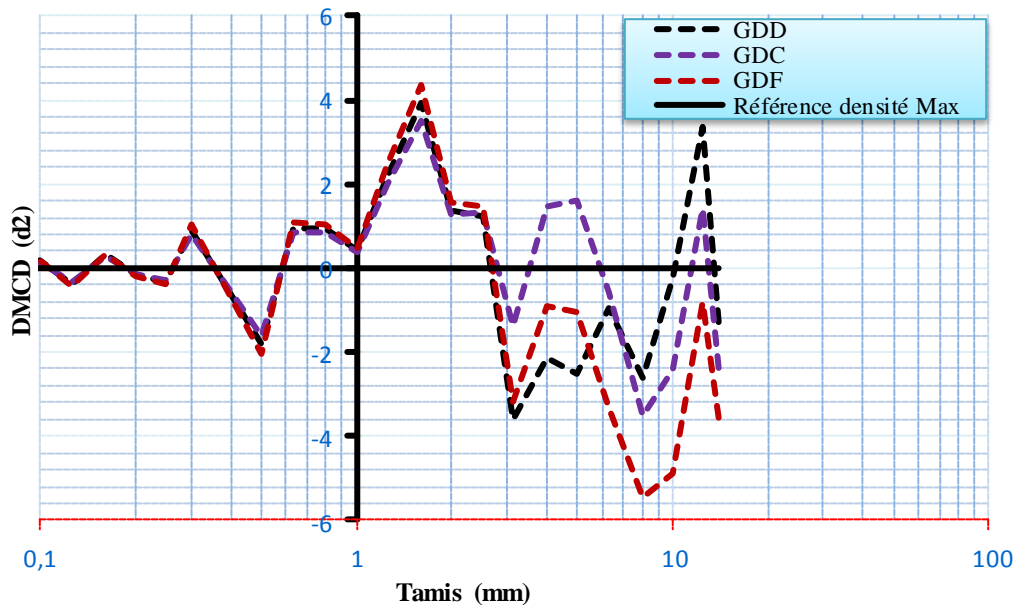


Figure 5.17 – Comparaison des DMCD des squelettes granulaires de quartzite en vue d'expliquer la résistance à l'orniérage

La teneur en liant bitumineux effective en pourcentage de volume (VBE) se définit comme étant la teneur en liant total du mélange bitumineux diminuée de la teneur en liant absorbée par les granulats. La Figure 5.14 montre aussi que les mélanges bitumineux qui présentent les VBE (en pourcentage de volume) les plus faibles ont les meilleures résistances à l'orniérage. C'est le cas du GDC (11,39%), du BDC (11,08%), du GDD (12,07%) et du GDF (12,08%). Ce qui n'annule pas cependant l'effet de la granulométrie car le mélanges BDF (11,34%) est aussi résistant que le BDD (12,25%).

Une autre remarque sur La Figure 5.14 est que dans cette étude, les mélanges de basalte étudiés sont plus résistants à l'orniérage que les mélanges de quartzite. Ceci s'expliquant par le fait d'une part que les granulats de basalte avec un coefficient d'aplatissement de 17,39 et 15,37 ont été mieux concassés que les granulats de quartzite avec un coefficient d'aplatissement de 25. D'autres explications complémentaires peuvent être la différence du D (16 pour le basalte contre 14 pour le quartzite) et le pourcentage d'absorption plus faible chez le quartzite (Cf. tableaux 5.6 et 5.7). La figure 5.18 montre la différence de forme entre les granulats. Les enrobés de basalte avec des formes plus angulaires présentent de meilleurs résultats à l'orniérage.



Figure 5.18 – Coupes effectuées sur plaques d'enrobé GDF, BDC, GDD, BDD, GDC et BDF après les 30000 cycles de l'essai d'orniérage (LCMB)

L'analyse des pourcentages de vide des mélanges peut aussi expliquer les résultats obtenus. En effet, un mélange bitumineux riche en granulat, avec une faible teneur en liant et un pourcentage de vide élevé présente une bonne résistance à l'orniérage (stabilité) mais une mauvaise résistance à la fatigue (durabilité). Sa mise en œuvre est moins aisée (AIPCR, 1995). Les mélanges BDF et BDD présentent une différence de pourcentage de vide considérable avec respectivement 8,05% et 4,6% (presque le double). Ainsi, l'égalité de résistance observée pourrait être liée à une compensation pour le BDF due à ses vides plus importants. Les mélanges de quartzite présentent quant à eux des pourcentages de vides sensiblement égaux, l'action de la granularité du mélange et du Vbe est principale pour ces derniers.

2.2.3 Essai de Tenue à l'eau

L'essai de tenue à l'eau par trempage a été effectué sur le GDC et le BDC seulement qui sont les deux mélanges les plus résistants à l'orniérage (Figure 5.19). L'essai consiste à effectuer des essais d'écrasement par traction indirecte sur deux lots de 3 éprouvettes Marshall compactées à 40 coups sur chacune de leur face diamétrale. Le premier lot étant immergé

dans l'eau (60°C) pendant 24 heures pour produire un vieillissement accéléré et le deuxième lot est maintenu à sec à température ambiante (25°C). Les résultats obtenus sont consignés dans les tableaux 5.17 et 5.18.



Figure 5.19 – Dispositif expérimental de l'essai de tenue à l'eau sur éprouvettes de GDC et de BDC (LCMB)

Les résultats (rapport immersion / compression) obtenus sont supérieurs chez le mélange GDC de quartzite avec 93,8 % contre 64,54% pour le BDC. Une remarque importante est qu'à l'essai de tenue à l'eau les mélanges de basalte ne répondent jamais à la spécification de 70% exigé par les normes, sauf dans le cas de l'essai Duriez. Ce résultat peut s'expliquer par une adhésivité à l'interface quartzite-bitume (35/50 ERES) plus forte qu'à l'interface basalte-bitume. Les liaisons à l'interface basalte-bitume deviennent plus fragiles, alors les molécules d'eau y sont en compétition plus facilement avec le bitume.

Tableau 5.17 – Résultats de l'essai de tenue à l'eau par trempage du mélange BDC

Eprouvettes BDC	Résistance (N)	fluage	Résistance corrigée	Facteur de corrélation
lot immergé (3 éprouvettes)	10067,5	6,7	10059,6	0,9
	9314,4	5,4	9914,7	1,0
	10715,4	6,9	11106,9	1,0
Lot sec (3 éprouvettes)	14990,5	5,6	15787,7	1,1
	15450,1	4,7	15895,7	1,0
	16042,6	5,2	16467,5	1,0
Moyenne résistances corrigées (lot immergé)		10360,4		
Moyenne résistance corrigées (lot sec)		16050,3		
Tenue à l'eau par trempage		64,5 %		

Tableau 5.18 – Résultats de l'essai de tenue à l'eau par trempage du mélange GDC

Eprouvettes BDC	Résistance (N)	fluage	Résistance corrigée (N)	Facteur de corrélation
lot immergé (3 éprouvettes)	16502,3	4,6	15138,6	0,9
	16657,3	5,4	15163,4	0,9
	13268,3	4,5	12639,2	0,9
Lot sec (3 éprouvettes)	15433,5	5,3	14312,6	0,9
	17427	4	16275,1	0,9
	16042,6	5,2	15188,5	0,9
Moyenne résistances corrigées (lot immergé)			14313,7	
Moyenne résistance corrigées (lot sec)			15258,8	
Tenue à l'eau par trempage				93,8 %

Cependant, les résultats des essais de potentiel zêta ne soutiennent pas cette hypothèse liée aux interfaces bitume-granulat. En effet, les résultats d'essai de potentiel zêta (Figure 5.20) qui est une mesure de la charge nette de surface des particules à différents pH (acide, basique et neutre) tend à contredire le fait que l'adhérence de l'interface quartzite-bitume soit plus forte que l'adhérence basalte-bitume. Une description plus détaillée de l'essai de potentiel zêta est effectuée au chapitre 8.

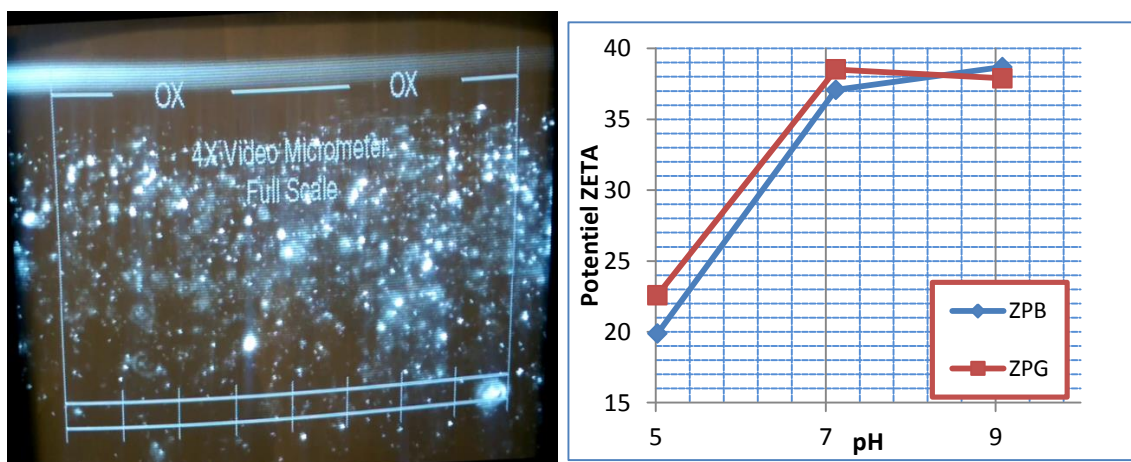


Figure 5.20 - Essai de potentiel Zêta et résultats (STEEP)

De plus, si on se base sur les travaux de Emery (1997), le quartzite étant électronégatif il devrait normalement être plus susceptible au désenrobage que le basalte qui est un granulat électropositif (Emery, 1997, Fromm 1974, dans Jolicoeur et Otis, 2006). Cette conclusion n'est valable que pour les liants anioniques (MTQ, 2009). D'après Jolicoeur et Otis (2006), le potentiel zêta pourrait avoir une influence sur la capacité des granulats à former des liaisons électrostatiques avec le bitume, engendrant une attraction lorsqu'il est de signe opposé à la charge des composés du bitume et une répulsion lorsqu'il est de même signe. Le potentiel zêta du basalte (positif) étant sensiblement égale à celui du quartzite (positif) à tous les pH, donc ces deux granulats devraient réagir de la même façon avec le bitume (Figure 5.20). Des mesures d'absorption (Cf. tableaux 5.7 et 5.8) ont montré des valeurs d'absorption supérieures chez le basalte par rapport au quartzite.

Ce qui pourrait être à l'origine de film de liant (film de mastic en réalité) plus épais pour le GDC que pour le BDC. Ainsi, le quartzite moins absorbant favoriserait la formation de film de bitume plus épais autour des granulats. Ce qui rendrait la pénétration de l'eau en compétition avec le bitume (Glanville 1962, From 1974, dans Jolicoeur et Otis, 2006) beaucoup plus lentement vers l'interface bitume-quartzite que vers l'interface bitume-basalte durant l'essai de tenue à l'eau. La vérification de cette hypothèse nécessite des essais de mesure du film de liant, car l'utilisation de la formule utilisant la surface spécifique (formule empirique) n'est pas très fiable.

Une autre hypothèse basée sur les différences de sensibilité à l'eau des interfaces granulat-bitume à cause des réactions de neutralisation différentes selon le type de granulat (électropositif, électronégatif) peut être émise. En effet, les travaux de la section des fabricants d'émulsion routière de bitume (SFEBC dans MTQ, 2009) ont montré que le basalte (granulat électropositif) se liait aux émulsions cationiques par une réaction de neutralisation et la formation de carbonates d'amine insolubles. Tandis que pour les émulsions anioniques l'adhésion se fait par une réaction d'attraction et la formation de savons de calcium insolubles (saponification). Le quartzite quant à lui électronégatif n'adhère pas aux émulsions anioniques car il n'y a pas de réaction de neutralisation ni d'attraction. Cependant elle se lie aux émulsions cationiques par une réaction d'attraction et la formation de silicates d'amine insolubles.

Des essais de désenrobage (LC 25-009) effectués au LCMB ont montré des résultats assez satisfaisants pour le basalte comme pour le quartzite. Cependant, une certaine sensibilité à l'attrition est observée chez le quartzite d'où la nécessité d'assurer un bon drainage des chaussées revêtues avec des enrobés de quartzite. La figure 5.21 illustre les résultats obtenus.



Figure 5.21– Granulats évalués après essai de désenrobage sur le basalte et le quartzite
(Vue au microscope)

2.2.4 - Essai de Fatigue

Des essais de fatigue ont été effectués sur le GDC (5 éprouvettes) et sur le BDC (1 seule éprouvette) selon la méthode d'essai du LCMB (même appareillage et même procédure que pour l'essai de module complexe) (Cf. chapitre 6). Cet essai est pratiqué sur les mêmes formats d'éprouvettes que ceux retenus pour la mesure du module complexe de l'essai LC 26-700, soit des éprouvettes de 150mm de hauteur et de 75 mm de diamètre. Ces éprouvettes sont soumises à des sollicitations cycliques centrées en déformation autour de zéro à une température de 10°C et une fréquence de 10Hz. Cinq niveaux de déformations ont été

appliqués pour le GDC (130 μ def, 120 μ def, 110 μ def, 100 μ def et 90 μ ef) en traction-compression en vue de définir la relation entre ces derniers et la durée de vie en fatigue. Pour le BDC un seul niveau de déformation a été testé (130 μ def). Le contrôle minutieux de plusieurs paramètres permet de valider un essai de fatigue. Parmi ces paramètres on distingue (Baaj, 2002 ; Touhara, 2012) :

- l'indice de qualité (IQ) qui doit être $< 15^{\circ}\text{C}$;
- la variation de la déformation ou de la contrainte dont la moyenne doit être constante durant l'essai ;
- la contrainte ou la déformation centrée qui doit être constante tout au long de l'essai ;
- la variation de la température ($\pm 0,5^{\circ}\text{C}$).

Plusieurs critères permettent de déterminer de la durée de vie d'une éprouvette d'enrobé bitumineux soumise à l'essai de fatigue. Parmi ces méthodes on peut citer (Cf. chapitre 3) :

- le Nf 50% qui est le nombre de cycles correspondant à la perte de 50% de la valeur initiale du module dynamique ;
- le Nf II/III (ϕ) qui est le nombre de cycles correspondant à la chute de l'angle de phase dans l'espace de black ;
- le Nf II/III (écart extensomètres) qui est le nombre de cycles lié à une variation des écarts de 25% ;
- le Nf (WN) qui est le nombre de cycles lié à la dissipation d'énergie à la rupture.

Dans cette étude les trois premiers critères sont utilisés.

2.2.4.1. Le critère de rupture Nf 50%

Pour bien analyser un essai de fatigue, il faut impérativement connaître la valeur de la raideur du matériau au premier cycle $|E_0^*|$. Il existe plusieurs méthodes d'identification de la valeur du module initial correspondant à la raideur mesurée au 1er cycle de sollicitation (Baaj, 2002 ; Perraton et Touhara, 2002). Ces méthodes sont présentées au tableau 5.19.

Tableau 5.19 – Différentes méthode de détermination de $|E_0^*|$ (Touhara, 2012)

Détermination de $ E_0^* $	Référence
La valeur du module initial est associée à la valeur de la raideur suivant une extrapolation logarithmique des 100 premiers cycles.	Di Benedetto 2001
la valeur du module initial correspond à la raideur mesurée au 1er cycle de sollicitation.	Baaj 2002
La valeur du module au 100ème cycle.	Di Benedetto 2004
la valeur du module initial est associée à la valeur de la raideur extrapolée linéairement en considérant les valeurs du module des cycles 50 à 300.	Nguyen 2010
La valeur du module initial est associée à la valeur de la moyenne de la raideur mesurée au cours des 100 premiers cycles de sollicitation.	Noël 2011

La figure 5.22 présente les durées de vie des éprouvettes BDC (basalte) et DGC (quartzite) testées à 130µdef, déterminées selon le critère de rupture Nf 50%. On remarque sur cette figure qu'elles présentent presque la même durée de vie.

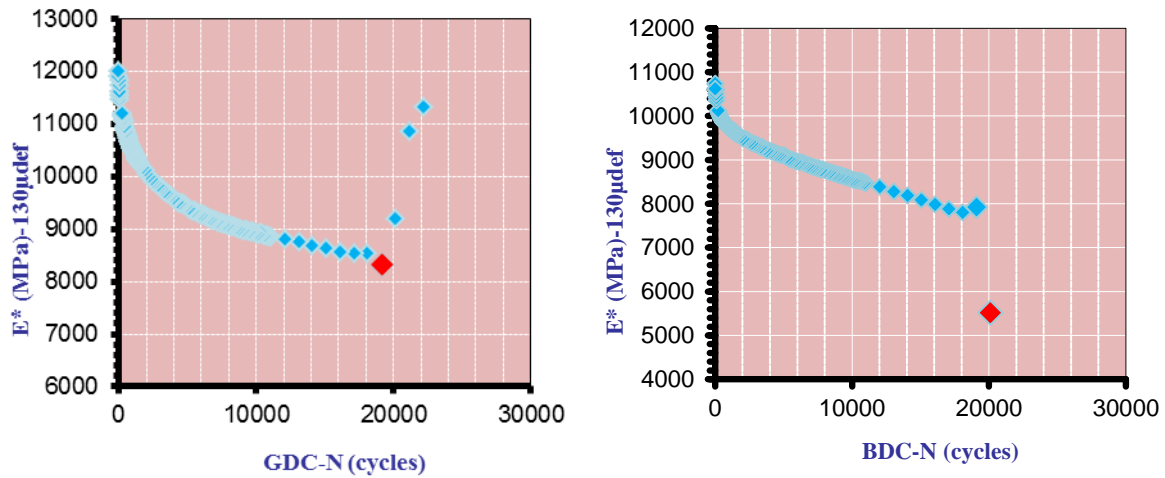


Figure 5.22 – Critère de rupture Nf 50% des éprouvettes testées (BDC-GDC) (130 µdef, T = 10 °C ; Fr = 10 Hz)

2.2.4.2. L'Indice de qualité

Pour évaluer la qualité des signaux pour la déformation (et/ou la contrainte) et les trois extensomètres et valider ainsi la qualité d'un essai, le calcul des indices de qualité (IQ) est introduit pour chaque cycle analysé. L'indice de qualité vise à quantifier l'écart moyen des valeurs mesurées à celles calculées pour deux cycles consécutifs. Dans le cas d'une sollicitation de qualité, cet écart tend vers zéro.

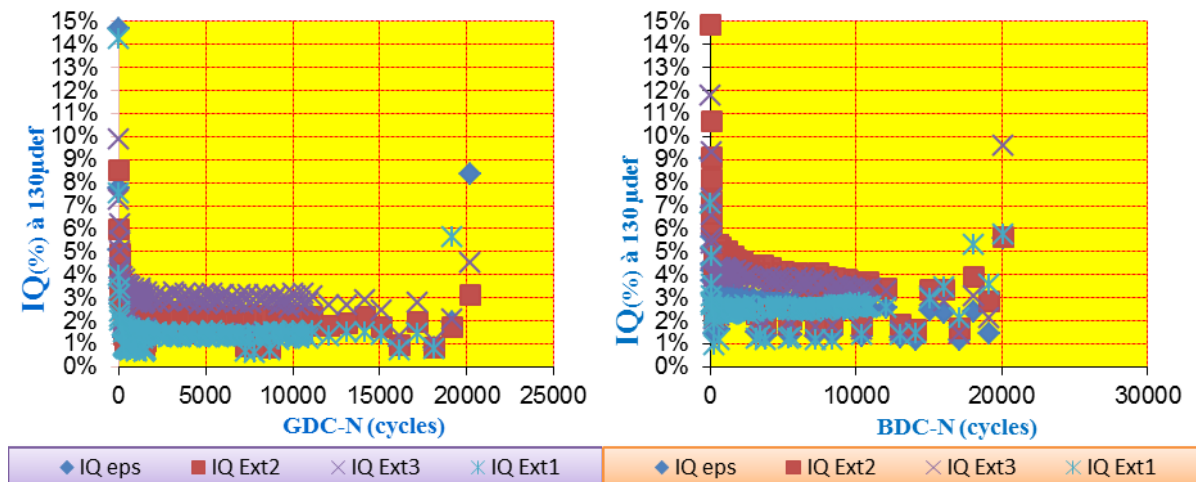


Figure 5.23 – Variation de l'indice de qualité des éprouvettes testées (BDC-GDC) (130 µdef, T = 10 °C ; Fr = 10 Hz)

Les indices de qualité pour un essai donné se calculent à partir de la relation suivante (Touhara, 2012):

$$IQ(\%) = \sum_{i=1}^n * \frac{G_{mesuré} - G_{calculé}}{n * A} * 100 \quad [Eq.5.6]$$

Avec :

Gmesuré = Grandeur du signal mesuré;

Gcalculé = Grandeur du signal calculé;
n = Nombre de point analysé (200 points);
A = Amplitude du signal.

Notons que la valeur limite a été fixée à 15 %. Au-delà de cette valeur limite, l'essai est rejeté et les cycles subséquents ne sont plus considérés comme valables. Les résultats obtenus montrent des indices de qualité bonnes pour tous les niveaux de déformation testés et pour tous les capteurs utilisés (Voir annexe A). La figure 5.23 montre que les valeurs obtenues à 130 μdef sont sensiblement égales pour le GDC (enrobé de quartzite) que pour le BDC (enrobé de basalte), et ceci pour sensiblement le même nombre de cycles (200 000 cycles). Les différences de granularité et la nature du granulat ne semblent pas avoir un impact pour ce cas-ci. Malheureusement une seule éprouvette de BDC a été testée.

2.2.4.3. Amplitude de la déformation moyenne (ϵ_A)

Lors de l'essai de fatigue en déformation, l'amplitude de la déformation moyenne (ϵ_A) est maintenue constante tout au long de l'essai. En revanche, les amplitudes de la déformation mesurées par chacun des trois capteurs axiaux (ϵ_{iA}) peuvent évoluer distinctement en cours d'essai. Les différences entre les amplitudes de ces trois capteurs axiaux et la moyenne évoluent avec l'avancement de l'essai. Les résultats obtenus montrent un ϵ_A relativement constant pour chacune des éprouvettes testées (Voir annexe A). Une comparaison entre la variation de la ϵ_A du GDC et celle du BDC montre que celle du GDC est plus constante. La ϵ_A du BDC croît sensiblement en fonction du nombre de cycle (Figure 5.24). Pour expliquer cette remarque une comparaison des écarts des extensomètres est effectuée.

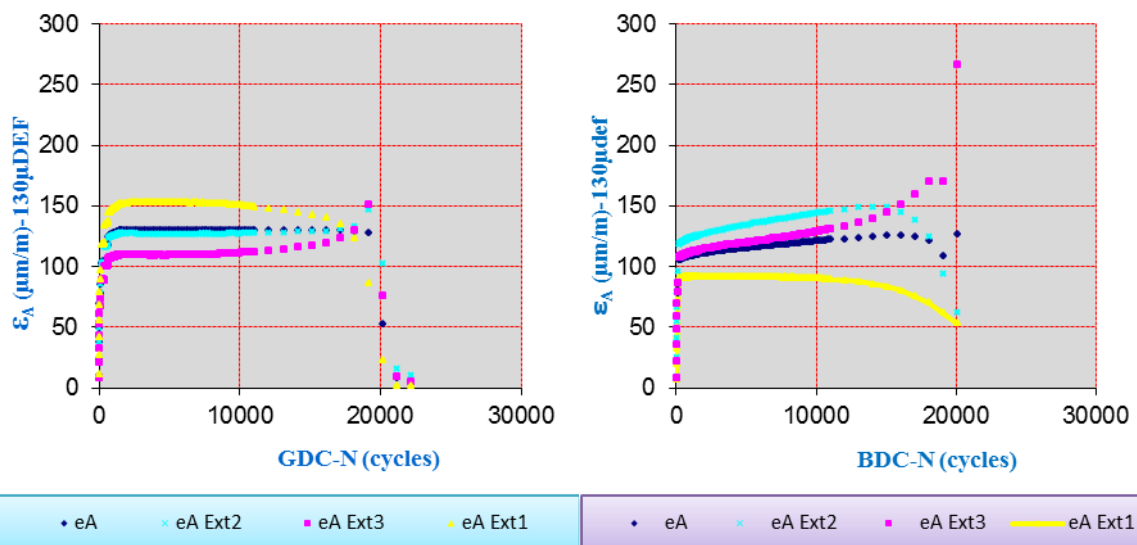


Figure 5.24 - Évolution de l'amplitude des déformations en fonction du nombre de cycle durant l'essai de fatigue en mode de déformation (130 μdef , T = 10 °C ; Fr = 10 Hz)

2.2.4.4. Evolution des écarts des amplitudes de déformation des extensomètres

L'analyse de l'évolution des écarts des amplitudes de déformation de chacun des extensomètres par rapport à la déformation moyenne permet de juger de l'état d'homogénéité du champ de déformation dans l'éprouvette au cours de l'essai. En effet, plus ces écarts sont élevés, plus le champ de déformation est hétérogène. La valeur limite acceptée est de $\pm 25\%$ d'écart (Baaj, 2002), et est associée à la durée de vie ($N_f \Delta \text{ext.}$) (Points rouges figure 5.25).

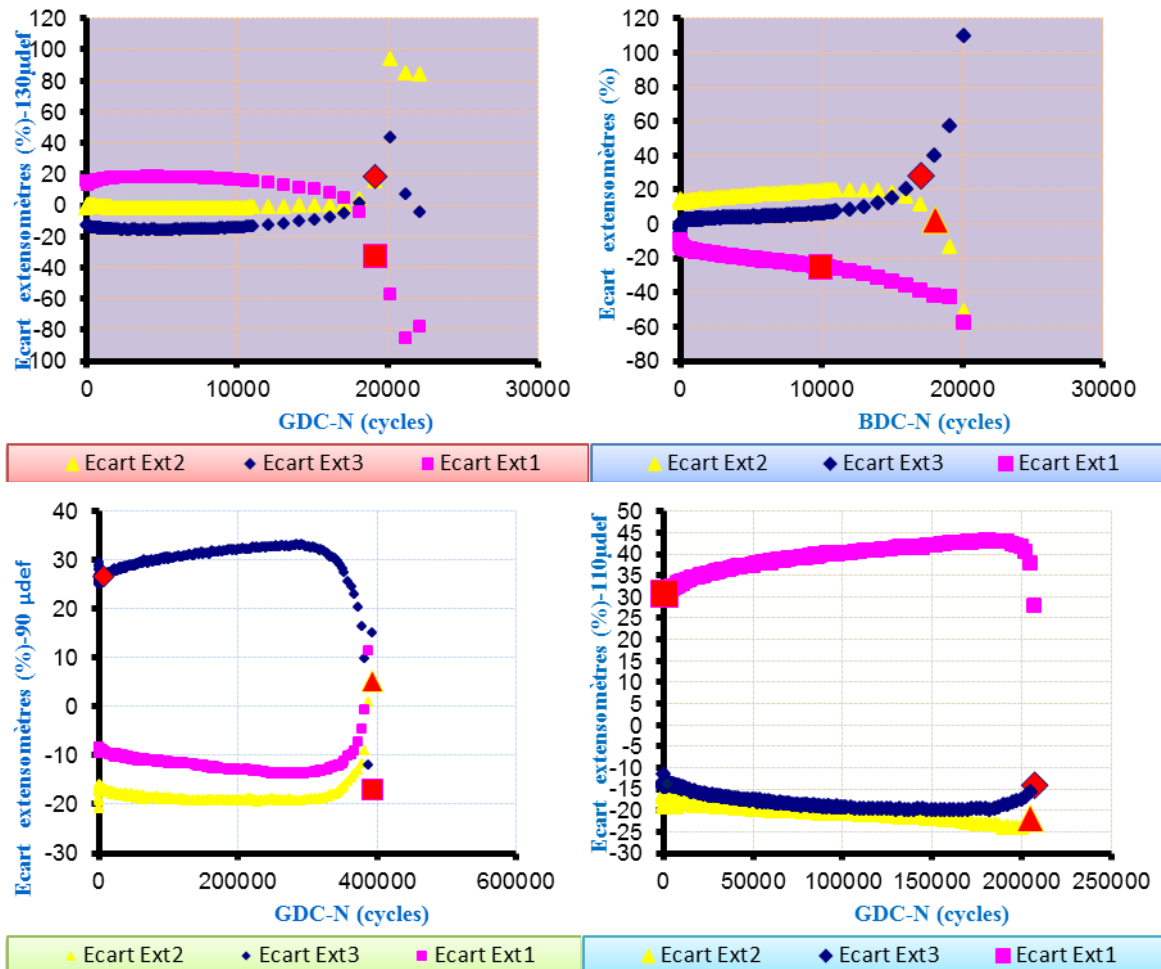


Figure 5.25 - Écarts moyens de la déformation en fonction du nombre de cycles pour essai de fatigue en mode de déformation ($T = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$; $Fr = 10\text{ Hz}$)

Une hétérogénéité du champ de déformation dans une éprouvette soumise à l'essai de fatigue est souvent due à (Touhara, 2012) :

- Une excentricité liée à un mauvais alignement de l'éprouvette ou à un mauvais parallélisme des surfaces planes de collage des casques. Ce qui va inévitablement se traduire par un champ de sollicitation non homogène au sein de l'éprouvette, et donner lieu à une évolution différente des déformations mesurées par les trois capteurs en cours d'essai ;
- Un mauvais plan de carottage ne prenant pas en compte les effets de bord de la plaque;

La figure 5.25 montre une importante hétérogénéité au sein des éprouvettes de GDC testées à $110\mu\text{def}$ et à $90\mu\text{def}$. Pour les éprouvettes testées à $130\mu\text{def}$, le BDC atteint plus vite les 25% (9616 cycles) d'écart que le GDC qui l'atteint à environ 20 000 cycles. Pour le reste des résultats voir annexe A.

2.2.4.5. La déformation centrée

Lors d'un essai de fatigue, on vise une sollicitation centrée. Pour valider un essai, on doit analyser également l'évolution de la valeur moyenne du signal de déformation et celle de la déformation des extensomètres en fonction du nombre de cycles. Les résultats présentés à la figure 5.26 montrent que le centre du signal désiré (ϵ_0) est maintenu par la presse à une valeur

nulle tout au long de l'essai (BDC et GDC à $130\mu\text{def}$), tandis que, pour chaque éprouvette, les valeurs moyennes des signaux de déformation des trois extensomètres évoluent en cours d'essai. Pour le reste des résultats voir annexe A.

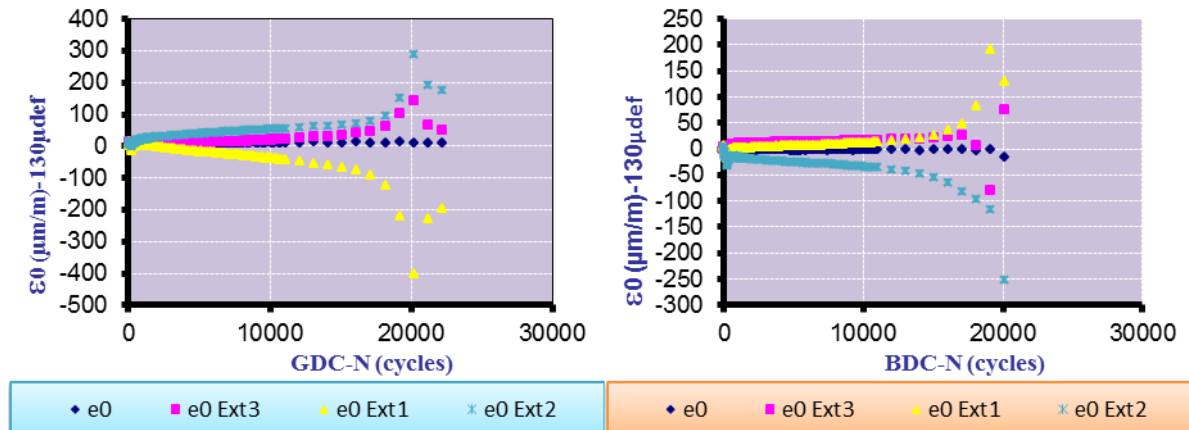


Figure 5.26 – Variation de la déformation centrée durant l'essai de fatigue en mode de déformation (BDC et GDC à $130\mu\text{def}$, $T = 10\text{ °C}$ et $Fr = 10\text{ Hz}$)

2.2.4.6. Le Critère Nf II/III (ϕ)

Un autre critère de rupture après le Nf 50% et le Nf II/III (écart 25%), est le Nf II/III (ϕ). En effet, on l'utilise pour déterminer la durée de vie des éprouvettes lors de l'essai de fatigue en utilisant la représentation du module complexe dans l'espace de Black. Di Benedetto et al. (2004), soutiennent que la fin de la phase II qui est le début de la phase III est associée à la diminution de l'angle de phase. Le Nf II/III (ϕ) est le nombre de cycle de sollicitation correspondant. La figure 5.27 montre les courbes de module complexe dans l'espace de Black. Les points en rouge sur la figure 5.27 marquent le passage de la phase II à la phase III et le nombre de cycle correspondant est le Nf II/III (ϕ) (voir tableau récapitulatif 5, 20).

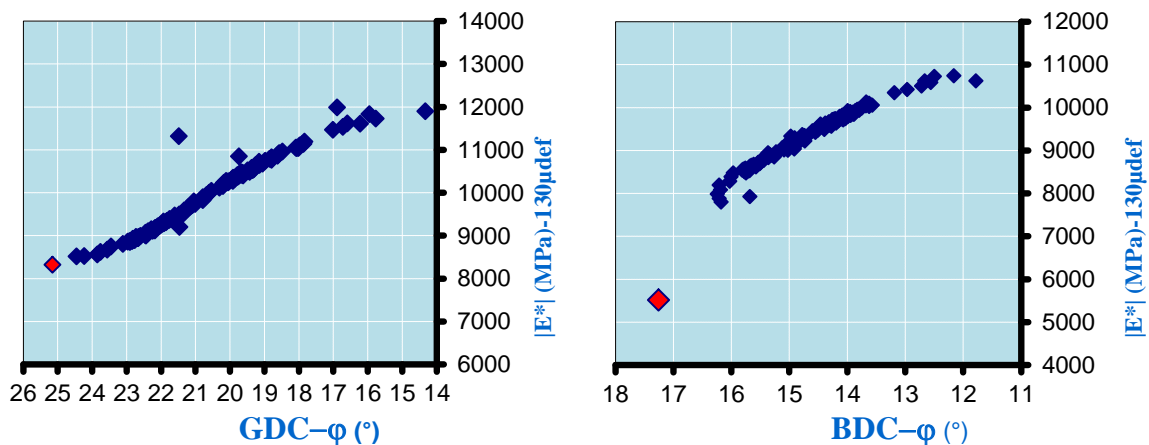


Figure 5.27 – Critère de rupture Nf II/III (ϕ) pour essai de fatigue en mode déformation (BDC et GDC à $130\mu\text{def}$, $T = 10\text{ °C}$ et $Fr = 10\text{ Hz}$)

Une comparaison effectuée entre les éprouvettes GDC et BDC à $130\mu\text{def}$, montre que l'enrobé de quartzite enregistre des valeurs d'angle de phase plus élevées à la rupture que l'enrobé de basalte. Pour le reste des résultats voir annexe A.

2.2.4.7. Le contrôle de la température

Un contrôle minutieux de la température de l'éprouvette doit être effectué durant l'essai de fatigue. En effet, cette température ne doit pas varier de plus de $\pm 0,5\text{ °C}$. La figure 5.28

montre une bonne maîtrise de la température des éprouvettes testées. Une comparaison entre le GDC et le BDC montre qu'il y a eu plus d'échauffement sur l'enrobé de quartzite. Pour le reste des résultats voir annexe A.

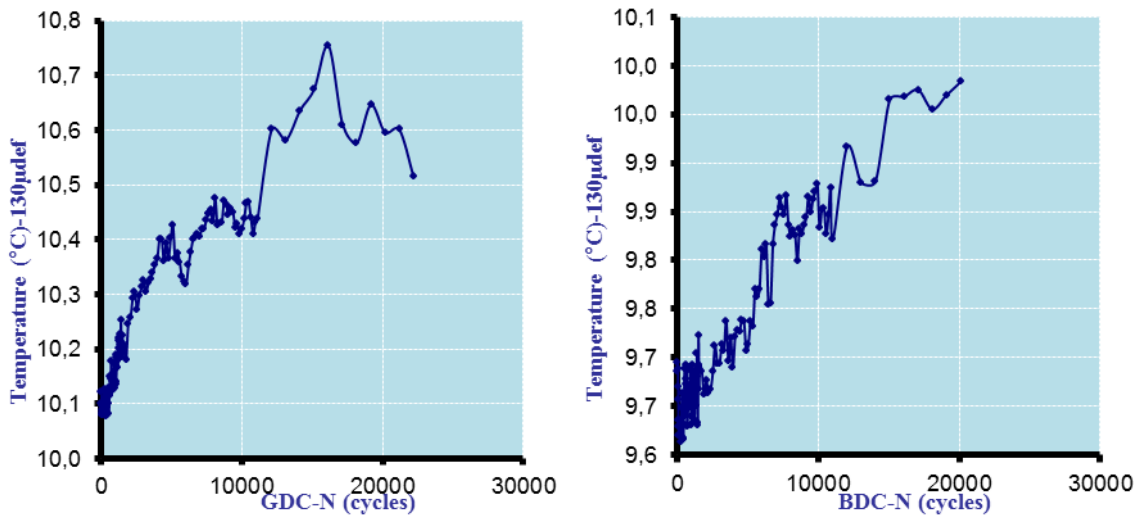


Figure 5.28 – Variation de la température des éprouvettes testées (BDC et GDC à 130µdef, T = 10 °C et Fr = 10 Hz)

2.2.4.8. Synthèse des résultats

Le tableau 5.20 récapitule les résultats obtenus pour chacune des éprouvettes testées. L'erreur relative de la durée de vie entre Nf 50% et NfII/III est calculée par la formule suivante :

$$Er(\%) = \left(\frac{Nf_{II/III} - Nf_{50\%}}{Nf_{II/III}} \right) \times 100 \quad [\text{Eq 5.7}]$$

Une valeur de l'erreur relative voisine de zéro témoigne d'un écart nul entre les deux critères. Des valeurs négatives témoignent que le critère classique surestime la durée de vie en fatigue, alors que des valeurs positives témoignent que la durée de vie est sous-estimée. Les résultats du tableau 5.20 montrent que les durées de vie déterminées par les critères de transition entre les phases II et III (NfII/III) sont plus courtes que celles déterminées par le critère classique Nf 50% avec des erreurs relatives assez importantes.

Comme déjà mentionné par Touhara (2012), cette situation conduit à un dimensionnement incohérent des couches bitumineuses au sein de la chaussée, puisqu'en utilisant le critère classique, la durée de vie du matériau de la chaussée est surestimée. L'erreur sur la durée de vie du GDC est plus faible que l'erreur sur la durée de vie du BDC à 130µdef.

Une fois la durée de vie déterminée pour chaque éprouvette soumise à l'essai de fatigue, on peut tracer la courbe de variation de log Nf en fonction du log ε. C'est la droite de Wöhler. A partir de cette courbe on détermine le coefficient de la pente (-1/b), la valeur de référence d'épsilon (ε₆) correspondant à la déformation à 10⁶ cycles de sollicitation et la dispersion des mesures caractérisée par l'écart-type Sn.

Tableau 5.20 – Synthèse des résultats des essais de fatigue

Niveaux de déformation (μdef)	Eprouvettes	T (°C)	Fr (Hz)	Nf 50%	NfII/III (ϕ)	NfII/III (Ecart ext.)	$ E^* $ (MPa)	Erreur Relative / NfII/III (Δext)	Erreur Relative / NfII/III (ϕ)
130	GDC (PA1-CY)	10	10	22194	19173	19844	11987	-12,2568195	-15,7565326
120	GDC (PA1-DY)	10	10	267226	262209	267209	10475	-0,00648338	-1,91335919
110	GDC (PA1-AY)	10	10	207205	207205	207205	11994	0	0
100	GDC (PA2-AY)	10	10	392819	387819	392819	18363	0	-1,28926123
90	GDC (PA1-AY)	10	10	2230437	2215413	2187033	6673	-1,95918323	-0,67815798

NB : 4 éprouvettes par plaques ; centre = BY-CY, bord = AY-DY.

Ces trois valeurs servent au calcul des déformations admissibles dans le dimensionnement rationnel français, des couches bitumineuses, des structures de chaussée (Figure 5.28). Cependant, la surestimation de la durée de vie par le critère Nf50% sur Nf II/III (ϕ), ne semble pas trop affecter les valeurs de la pente ($1/b$) et de ε_6 . En effet, la figure 5.28 montre que les deux types de courbes de Wöhler donnent sensiblement les mêmes valeurs de dimensionnement.

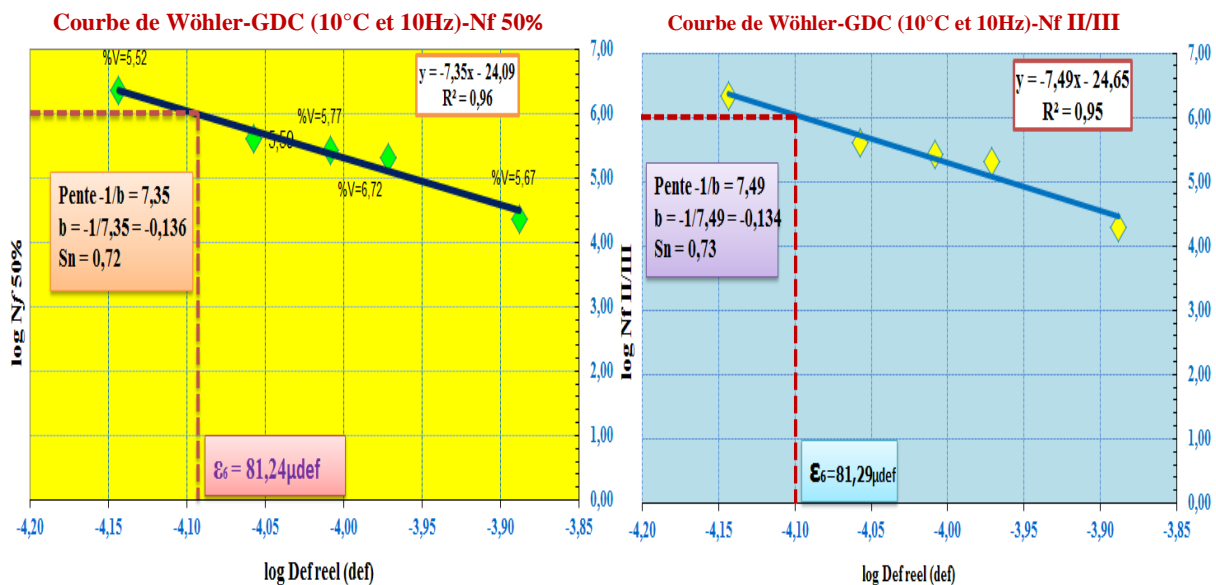


Figure 5.29 – Courbe de Wöhler du mélange GDC

NB : Au Sénégal le ε_6 utilisé pour un BBSG est de 100 μdef au moins selon la norme NF EN 13108-1. Cependant les conditions d'essai recommandées par cette norme (10°C et 25Hz) sont moins sévères que celles de la méthode du LCMB (10°C et 10Hz). En plus de cela, seul cinq éprouvettes ont été testées durant l'essai alors que la norme en recommande 18. On peut en conclure que les résultats obtenus dans cette étude sont très encourageant. La valeur de 80 μdef correspond à celle d'une grave bitume dans la norme NF EN 13108-1 dans des conditions de sollicitations beaucoup moins sévères. Le critère de rupture lié à la dissipation d'énergie n'est pas utilisé dans cette étude. Mais, une attention particulière doit être portée à la dissipation d'énergie des éprouvettes BDC et BDC testées à 130 μdef . En effet, pour

environ un même nombre de cycles de sollicitations l'éprouvette d'enrobé de quartzite a dissipé 180 J/m^3 d'énergie contre 100 J/m^3 pour l'enrobé de basalte (Figure 5.30). Si ces résultats sont confirmés, les enrobés de quartzite seront moins soumis aux vibrations dues aux mouvements de la couche bitumineuse sous l'action du trafic routier. Ce qui en fait des enrobés phoniques potentiels. En effet, la dissipation d'énergie sous forme de chaleur entraîne un amortissement du matériau. Elle permet d'éviter des nuisances lors de la mise en service liées à une gêne acoustique, par la mise en résonance des structures et le rayonnement du bruit, une fatigue excessive des matériaux et une gêne de confort. Cette résilience (amortissement, réversibilité) peut être vérifiée par des tests de choc comparatifs entre les enrobés de basalte et les enrobés de quartzite.

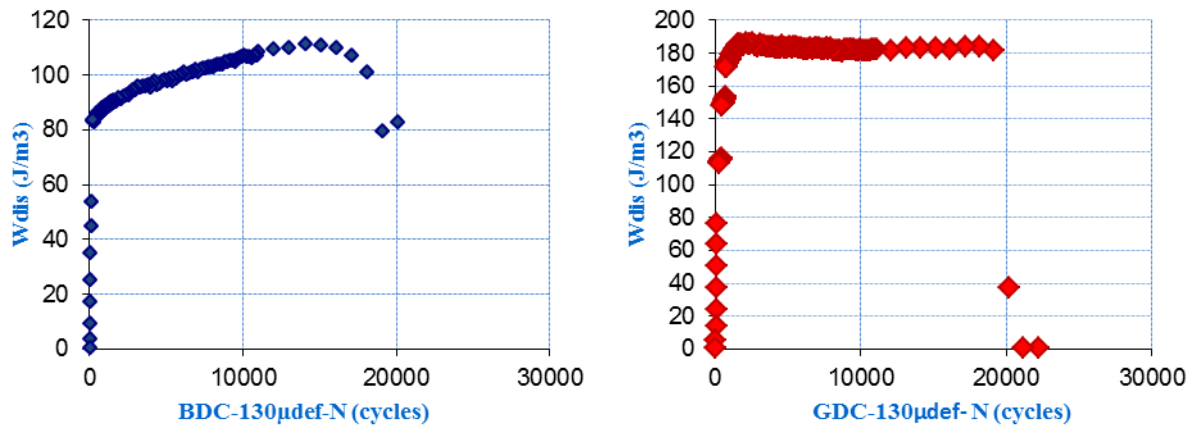


Figure 5.30 – Dissipation d'énergie du BDC et du GDC lors de l'essai de fatigue ($130\mu\text{def}$, $T = 10^\circ\text{C}$ et $\text{Fr} = 10 \text{ Hz}$)

4. - Conclusion

Les conclusions du NCHRP report 673 (2011) sur l'influence des propriétés de fabrication des granulats sur les performances des enrobés se sont vérifiées. Cependant, elles ont été complétées dans cette étude par les déductions citées ci-dessous :

- Lors de l'essai PCG, le compactage des enrobés bitumineux à granulométrie dense nécessite moins d'énergie que les autres mélanges car leur pourcentage de vides baisse plus rapidement. En effet, ils présentent de faibles ISM et des IRM élevés se traduisant par de faible EIM_1 et des EIM_2 élevés. Ils sont ainsi plus maniables et compactables et présentent de meilleures résistances au compactage secondaire dû au trafic ;
- L'évolution de la hauteur des éprouvettes durant l'essai PCG est importante à comprendre pour la mise en œuvre. Cependant, ceci nécessitera d'effectuer une corrélation entre l'énergie de compactage à la PCG, l'évolution de la hauteur des éprouvettes et la puissance de compactage des engins de chantier dont on dispose ;
- Les différences entre formules d'enrobés bitumineux de diamètre (D) sensiblement égaux n'est effective qu'après 10000 cycles de sollicitation à l'ornièreur LCPC. Ce phénomène pouvant s'expliquer par le compactage primaire des éprouvettes lors des premiers cycles de sollicitation, où les réarrangements de matériaux influent ;
- L'analyse des courbes de « Deviation from Max Continuous Density » (DMCD) permet de poser une première hypothèse qui stipule que : « plus deux mélanges tardent à dévier l'un de l'autre par rapport à la courbe de densité maximale de référence, plus leur résistance à l'ornièrage est similaire ». Cette hypothèse reste à être vérifiée avec d'autres types de mélange bitumineux ;

- Pour une même granularité, les mélanges bitumineux qui présentent un coefficient d'aplatissement faibles sont plus résistants à l'orniérage que les mélanges présentant un coefficient d'aplatissement élevé ;
- Lors de l'essai d'orniérage la différence de granularité entre mélanges est sensiblement atténuée par leur pourcentage de vide. En effet,
- un mélange bitumineux riche en granulats, à faible teneur en liant et à haut pourcentage de vide présente une bonne résistance à l'orniérage ;
- La différence de tenue à l'eau observée entre les enrobés de basalte et ceux de quartzite ne serait pas dues à des problèmes d'adhésivité à l'interface granulat –bitume si on se fie à l'essai de potentiel zêta. Mais plutôt à des différences d'exposition à l'eau dues à des pourcentages de vides différents et à des différences de sensibilité à l'eau des interfaces granulat-bitume. Des essais complémentaires sont nécessaires pour confirmer ce résultat ;
- Le quartzite comme le basalte ont une bonne résistance au désenrobage à condition d'éviter les phénomènes d'attrition (frottements intergranulaires) ;
- La surestimation de la durée de vie par le critère Nf50% sur Nf II/III (ϕ) lors des essais de fatigue, ne semble pas trop affecter les valeurs de la pente (1/b), la dispersion Sn et le ϵ_6 . Cependant, plus d'études sur l'essai de fatigue sont nécessaires afin de mieux maîtriser le comportement des enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal par rapport à ce phénomène.

Chapitre 6 – Mesure du module complexe et modélisation de la courbe maîtresse

1. Introduction

Il existe différentes méthodes pour déterminer le module complexe des enrobés bitumineux. En 2009, le MTQ instaurait la méthode d'essai LC 26-700. Cette méthode d'essai est basée sur les méthodes décrites dans les normes AASHTO TP 62-07 « Standard Test Method for Determining the Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt » et NF EN 12697-26 « Mélanges bitumineux – Méthodes d'essai pour mélange hydrocarbonés à chaud – Partie 26 : Module de rigidité ». Dans ce chapitre, les principales étapes de réalisation de cet essai seront décrites dans un premier temps puis la courbe maîtresse du module dynamique $|E^*|$ sera modélisée avec les modèles analogiques « avancés » (Huet, Huet Sayegh et 2S2P1D) et le modèle sigmoïdal de Witczak. Une étude comparative entre le dimensionnement élastique et viscoélastique de chaussées, sera ensuite effectuée avec les résultats de la modélisation. Notons que les enrobés bitumineux ayant servi au revêtement de l'autoroute à péage Dakar-Diamniadio ont été caractérisés par ce type d'essai.

2 - Essai de traction / compression directe

L'essai de traction / compression sur éprouvette cylindrique fait partie des essais homogènes. C'est-à-dire qu'il permet d'obtenir directement les lois de comportement des matériaux testés. Le type de comportement de l'enrobé bitumineux étudié dans le cadre de cette étude est le comportement viscoélastique linéaire à travers le module complexe. Le principe de cet essai consiste à solliciter en traction et en compression une éprouvette cylindrique de manière continue suivant un signal sinusoïdal (traction/compression) centré sur zéro et appliqué suivant la direction axiale de l'éprouvette.

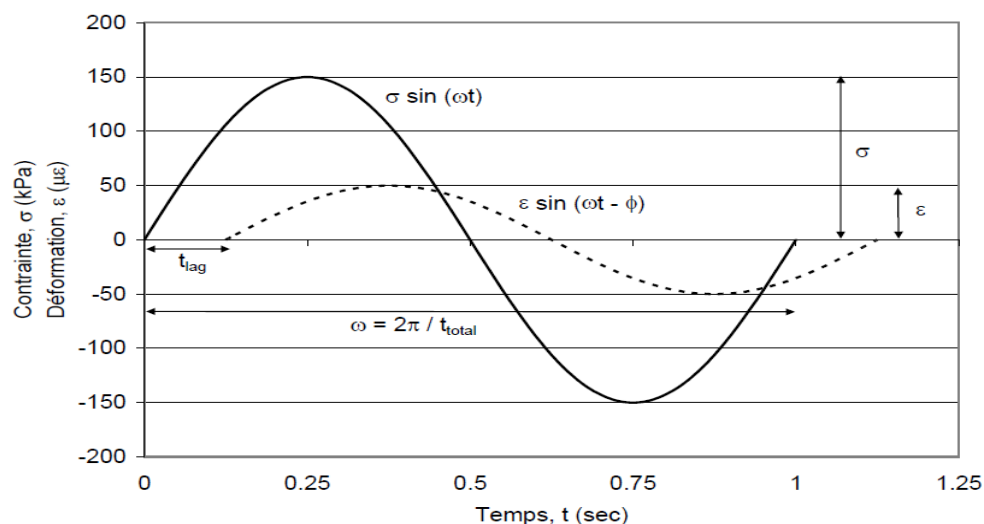


Figure 6.1- Sollicitation sinusoïdale en traction-compression alternée sur un enrobé (Doucet et Auger, 2010)

Sous sollicitation cyclique sinusoïdal, le E^* est le rapport entre la contrainte cyclique et la déformation cyclique. La déformation accuse un retard sur la contrainte, ce qui introduit un déphasage dans l'équation qui s'exprime alors sous forme de nombre complexe (Figure 6.1) (Cf. chapitre 4). Dans le cas d'un essai de module complexe, un faible nombre de cycles est appliqué à différentes fréquences.

2.1. - Dispositif expérimental

Les essais sont effectués au LCMB par une presse hydraulique MTS (Materials Testing System) comme montré à la figure 6.2. Elle est pilotée par un système électronique, série 8800, dotée d'une pression nominale de fonctionnement de 210 bars, avec une cellule de force de 50 KN.



Figure 6.2 - Vue d'ensemble du dispositif expérimental (LCMB)

Pour les essais en cours, la presse est programmée en mode automatique tandis que lors du montage de l'éprouvette la presse est pilotée en mode manuel à travers le tableau de commande. Le logiciel d'exploitation des commandes est le Test Star® II de MTS. On peut réaliser un asservissement en mode de contrôle de force sur le capteur de force ou en mode de contrôle de déformation sur la moyenne des trois extensomètres. Durant l'essai des mesures sont effectuées sur :

- l'évolution de la force à l'aide de capteur de force et de déplacement du piston de la presse (u) ;
- l'évolution des déplacements à l'aide de trois extensomètres de mesures des déplacements axiaux distants de 120° ;
- l'évolution de la température à l'aide de deux sondes de température de type PT100 fixées à la surface de l'éprouvette et donnant accès à la température moyenne de la surface.

2.2. - Préparation des éprouvettes

La confection des éprouvettes de l'essai de module selon la norme LC 26-700 débute par le calcul des pourcentages de granulats et de bitume (par formule) à malaxer pour le compactage de plaque de 30kg au compacteur LCPC (Figure 6.3).



Figure 6.3 - Compacteur de plaques LCPC et exemples de plaques compactées (LCMB)

Les températures de malaxage et de compactage sont déterminées par l'essai de viscosité Brookfield sur le bitume à 135°C et à 165°C. Avant le compactage des plaques, les enrobés malaxés à 165°C sont conditionnés pendant une heure à l'étuve à la température de compactage (155°C). Les plaques compactées doivent subir un murissement avant de subir un carottage (Figure 6.4). Ensuite, 48h de murissement ont été observées à l'air libre à la température de la pièce (23°C). Le carottage s'est effectué selon un plan centré de sorte à avoir quatre éprouvettes cylindriques par plaque. Les éprouvettes au centre étant plus homogène en vide que les deux autres aux bords. Le compacteur de plaque est choisi par la méthode LC 26-700 car il donne des éprouvettes à pourcentage de vides uniforme sur le plan de carottage. Une étude de la distribution des vides interstitiels à l'intérieur d'éprouvettes préparées à l'aide de la PCG a montré que les vides ne sont pas distribués uniformément (Doucet et Auger, 2007), et la variation des vides interstitiels dans les éprouvettes est jugée inacceptable.



Figure 6.4 – Carottage de la plaque GDC (LCMB) et entreposage des échantillons

Une fois les éprouvettes carottées, elles subissent un sciage et un lissage pour avoir des éprouvettes de dimensions conformes aux spécifications de la méthode d'essai (75 mm de

diamètre (± 1) et 150 mm de hauteur (± 2). Sur chaque éprouvette des mesures sont effectuées pour déterminer la densité spécifique (méthode par pesée hydrostatique) et la densité apparente (méthode volumétrique) afin d'en déduire le pourcentage de vide correspondant (Figure 6.5). Les résultats obtenus sont présentés en annexe D.

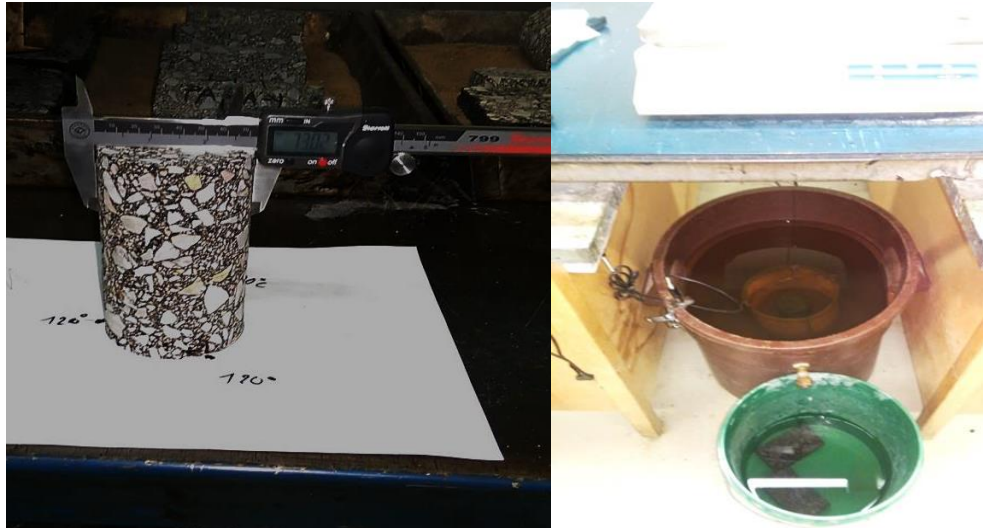


Figure 6.5 – Mesure des dimensions sur une éprouvette d'enrobé de quartzite et pesée hydrostatique sur éprouvette d'enrobé de basalte de Diack (LCMB)

Une fois carottés, les échantillons subissent ensuite un mûrissement de 2 semaines au minimum à 23°C. Pour cette étude les éprouvettes ont subi un mûrissement d'un mois (Figure 6.6).



Figure 6. 6 – Mûrissement des éprouvettes (Calcaire de Bandia, basalte de Diack, quartzite de Bakel) avant essai de module TCD (LCMB)

2.3 - Mise en place de l'essai

L'étape initiale de mise en place d'un essai de module par traction-compression direct est la pose des casques centrés sur les deux bords de l'éprouvette à tester. Les casques sont l'élément intermédiaire qui lie l'éprouvette à la presse par les anneaux d'ancrage. Soltani (1998, dans Touhara, 2012) stipule que lors de l'essai de module un bon centrage de l'éprouvette est primordial afin d'éviter une flexion de celle-ci. Les casques sont collés à l'éprouvette avec de l'époxy à prise lente, et serrés sur le banc de serrage (Figure 6.7) pendant une durée minimale de 4 heures.



Figure 6.7 – Collage des casques à l'époxy (LCMB)

Après le collage des casques et le séchage de l'époxy sur les éprouvettes, trois extensomètres de 50 mm de longueur sont montés sur ces derniers à des angles distants de 120°. Les extensomètres sont reliés entre eux par six ressorts de même calibre (Figure 6.8). L'ensemble est ensuite monté sur la presse.

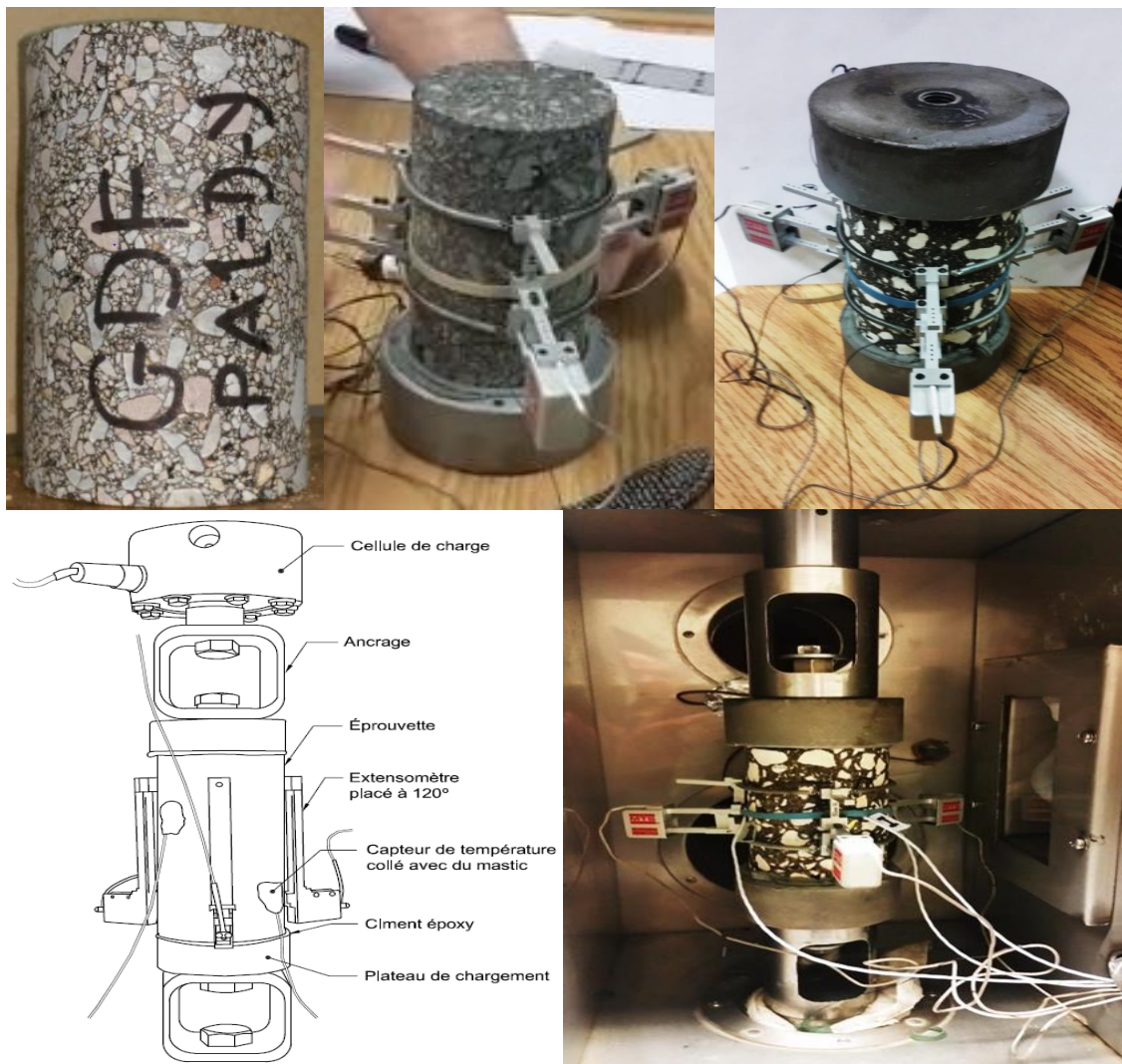


Figure 6.8 – Mise en place des extensomètres et installation dans la presse d'une éprouvette et enrobés bitumineux de quartzite de Bakel, de basalte de Diack et calcaire de Bandia (LCMB)

La fixation doit se faire suivant une procédure d'installation bien définie, prenant en compte les précautions suivantes (Di Benedetto et al. 2001, dans Touhara, 2012) :

- éviter toute torsion de l'éprouvette lors du serrage des pièces de liaison sur les casques;
- éviter toute sollicitation de l'éprouvette en traction ou en compression avant le début des sollicitations. Cette précaution exige de solidariser l'éprouvette avec la presse tout en gardant une force verticale nulle ;
- après la mise à zéro de la cellule de force, l'éprouvette est fixée à celle-ci dans l'enceinte thermique en respectant les précautions à savoir que le piston est approché en mode de pilotage jusqu'à ce qu'il arrive en contact avec le casque inférieur. Le mode de pilotage en mode de force est alors activé en imposant une force nulle ;
- le montage de l'éprouvette est réalisé tout d'abord en reliant le casque supérieur à l'axe qui permet la connexion au capteur de force. Puis l'axe qui fait la liaison avec le vérin hydraulique est vissé au casque inférieur.

L'étape finale de la mise en place de l'essai de traction-compression est le conditionnement de la température. En effet, pour les essais réalisés au LCMB, deux sondes de température de type PT 100 sont placées à la surface de l'éprouvette afin de mesurer l'évolution thermique de la surface de l'éprouvette en cours d'essai. Avant le démarrage de l'essai, la force appliquée sur l'éprouvette est nulle et une durée de conditionnement de 4 heures est observée pour atteindre la température cible au sein de l'éprouvette à tester.

2.4 - Système d'acquisition des données

Lors de l'acquisition des données, la fréquence d'échantillonnage est déterminée en fonction de la fréquence de sollicitation afin d'obtenir 100 points d'acquisitions par cycle, et ce, pour l'ensemble des capteurs utilisés (cellule de force, sondes de températures [2] en surface et [1] dans la chambre, extensomètres [3], déplacement du vérin). Chaque acquisition consiste à enregistrer deux cycles consécutifs de sollicitation et à échantillonner ainsi 200 points de mesures pour chacun des capteurs. Le choix de deux cycles permet un calcul plus précis de l'amplitude et du déphasage du signal. Le système d'acquisition permet l'enregistrement des valeurs suivantes (Touhara, 2012) :

- le temps et le numéro de cycle appliqué ;
- la force (F) exercée sur l'éprouvette ;
- le déplacement du piston de la presse ;
- la déformation axiale (ϵ) des 3 extensomètres ;
- la température de la surface de l'éprouvette ;
- la température de l'enceinte.

Les données obtenues permettent de calculer $|E^*|$, E_1 , E_2 , E^* et ϕ par le biais des équations 6.1 à 6.5 (LC-26 700).

$$\sigma = \frac{4P}{\pi d^2} \quad [\text{Eq.6.1}]$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} \quad [\text{Eq.6.2}]$$

$$E^* = \frac{\sigma \sin(\omega t)}{\varepsilon \sin(\omega t - \phi)} = |E^*| \cos \phi + i |E^*| \sin \phi \quad [\text{Eq.6.3}]$$

$$|E^*| = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad [\text{Eq.6.4}]$$

$$\phi = \omega t_{lag} \quad [\text{Eq.6.5}]$$

- σ = contrainte axiale (kPa) ;
- ε = déformation axiale (m/m) ;
- P = charge axiale (kN) ;
- d = diamètre de l'éprouvette (m) ;
- Δh = déplacement axial (m) ;
- h = hauteur pour la mesure de H (100mm) (m) ;
- E^* = module complexe (kPa)
- $|E^*|$ = module dynamique (kPa) ;
- ω = pulsation ($2\pi f$) (rad/s) ;
- t_{lag} = temps de déphasage entre σ et ε (s).

2.5. - Procédure de l'essai de module complexe

Les essais de module complexe (Cf. Figure 6.7) ont été effectués grâce à l'essai de Traction-compression direct (TCD) sur éprouvettes cylindriques selon les normes (LC 26-700 et NF EN 12697-26). Six mélanges ont été étudiés à savoir le BDC, BDD, BDF, GDC, GDD et GDF (En plus des mélanges de calcaire témoins, Cf. le chapitre 8). Chaque formule a subit des mesures aux températures de 0°C, 10°C, 20°C, 30°C, 40°C et 55°C et pour chaque températures les fréquences considérées sont de 10Hz, 3Hz, 1Hz, 0,3Hz et 0,1Hz (avec faibles variations de température et de fréquences dues aux conditions d'essai). L'appareil utilisé est une presse MTS (Cf. Figure 6.2) imposant une déformation de 50 μ def. Les résultats des essais de module complexe sont présentés en annexe B. Durant l'essai, un temps de conditionnement de 4 heures est observé pour chaque changement de température afin que ce dernier soit homogène au sein de l'éprouvette. Les changements de température sont appliqués de la plus basse à la plus haute température. Pour chaque température, la sollicitation est appliquée pour les différentes fréquences ciblées en passant de la plus haute à la plus faible fréquence avec un nombre de cycle limité.

3. - Présentation des résultats de l'essai de module complexe

Les résultats du module complexe E^* sont généralement représentés dans le plan complexe de Cole et Cole et dans l'espace de Black. Ils peuvent aussi être représentés sous forme de courbes isothermes ou sous forme de courbes isochrones. Les courbes isothermes (Figure 6.9) présentent l'évolution de la norme du module complexe $|E^*|$ en fonction de la fréquence pour chacune des températures d'essais (T), généralement en coordonnées bilogarithmiques. La pente des isothermes permet d'estimer la susceptibilité cinétique du matériau bitumineux,

c'est-à-dire la variation de module avec la vitesse de la sollicitation (Di Benedetto et Corté, 2005). Les courbes isochrones (Figure 6.10) présentent l'évolution de la norme du module complexe $|E^*|$ en fonction de la température pour chacune des fréquences d'essais (f), généralement en coordonnées semi-logarithmiques.

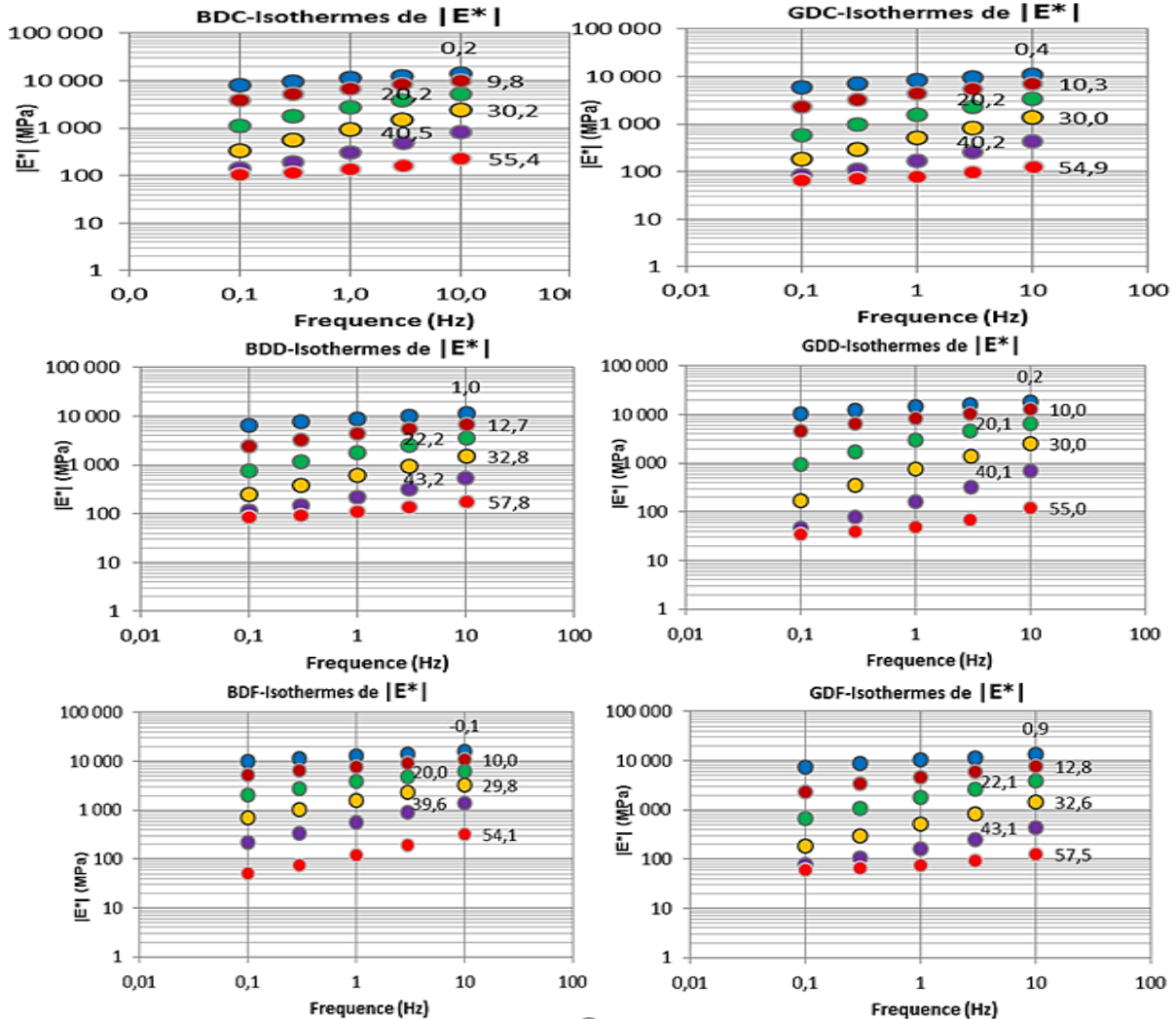


Figure 6.9 – Courbes isothermes de $|E^*|$ des mélanges étudiés (Températures indiquées sur les courbes)

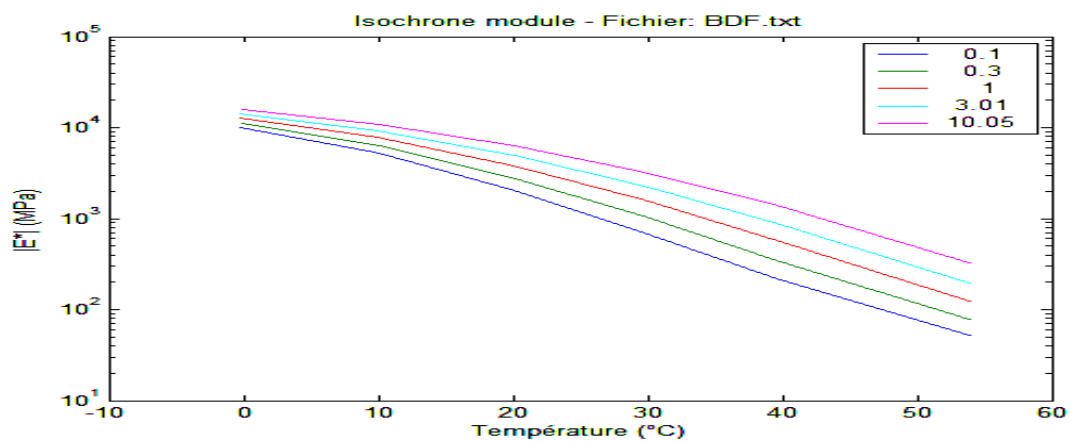


Figure 6.10 – Courbes isochrones de $|E^*|$ du mélange BDF (Fréquences en couleur)

Le logiciel gratuit de recherche Visco-analyse d'IFSTTAR est un bon outil de représentation des résultats d'essai de module complexe (Cole et Cole et Espace de Black) et de calibrage de modèles analogiques «avancés» (Chailleux, 2007). La représentation des résultats dans le plan Cole-Cole consiste à porter la partie réelle du module complexe E_1 (E') en abscisse et la partie imaginaire E_2 (E'') en ordonnée (Figure 6.11). La courbe obtenue est caractéristique de chaque formule d'enrobé étudiée. Certains modèles sont calés à partir de la représentation Cole et Cole. Parmi ces modèles on peut noter le modèle de Huet-Sayegh et le modèle 2S2P1D.

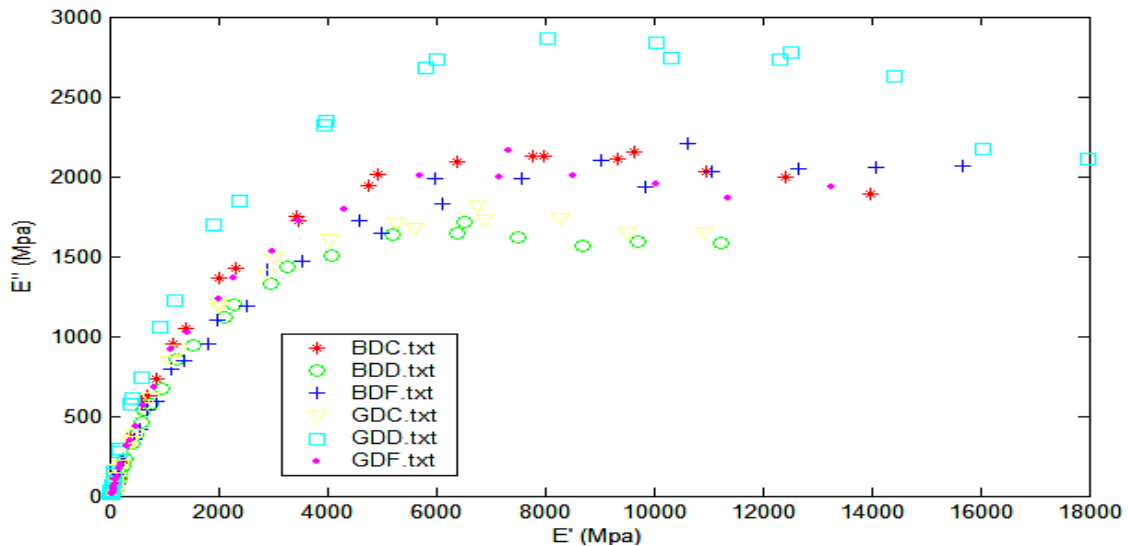


Figure 6.11 – Représentation dans le Plan Cole et Cole des enrobés bitumineux étudiés

La figure 6.11 présente les résultats de E^* des enrobés bitumineux de l'étude à différentes fréquences et températures dans le plan complexe de Cole et Cole. Une bonne unicité des courbes de module est observée. Elle montre des modules visqueux (module de perte) E_2 supérieurs et très accentués, pour le GDD et variant beaucoup moins chez les autres mélanges étudiés. Les modules réversibles E_1 sont assez similaires à hautes températures et varient fortement à basses et moyennes températures.

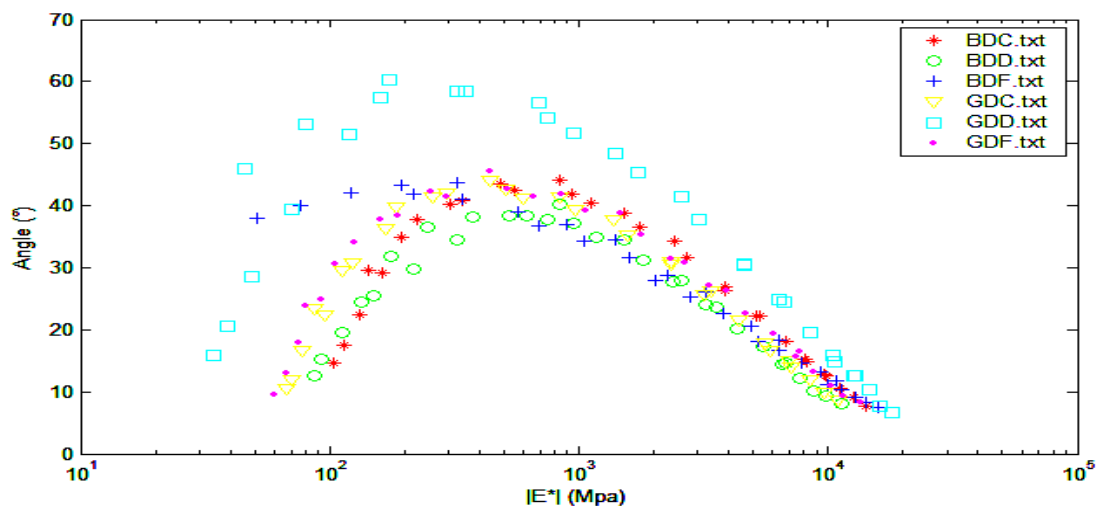


Figure 6.12 – Représentation dans l'espace de Black des enrobés bitumineux étudiés

Cependant, pour que ces enrobés bitumineux étudiés puissent être considérés comme «thermorhéologiquement simple» et que le principe de superposition temps-température

puisse être appliqué il faut que cette unicité des courbes soit vérifiée aussi dans l'espace de Black.

En effet, cette unicité est montrée par la figure 6.12 illustrant la représentation du E^* des enrobés étudiés dans l'espace de Black. Sur cette figure l'angle de phase a atteint un maximum de 60° environ pour le GDD contre 40° environ pour le BDC. Les matériaux élastiques ont un faible angle de phase contrairement aux matériaux visqueux (AAT, 2011).

Mais, notons que durant cette étude la mesure des pourcentages de vide s'est effectuée suivant deux méthodes : la méthode volumétrique et la méthode hydrostatique (Annexe D). L'observation des résultats en pesée hydrostatique obtenus a montré que, le GDD présentait la plus faible teneur en vide ($<2\%$). D'où les bonnes performances observées. Un tel enrobé bitumineux est déconseillé lors de la mise en œuvre. Car sous l'action du compactage secondaire dû au trafic, elle est très susceptible à la déformation permanente en favorisant le fluage. La figure 6.13 montre que indépendamment de la granulométrie (dense, grossière ou fine), le module dynamique des enrobés bitumineux varie avec le pourcentage de vide. Ainsi, plus le pourcentage de vide est faible, plus le module dynamique croît.

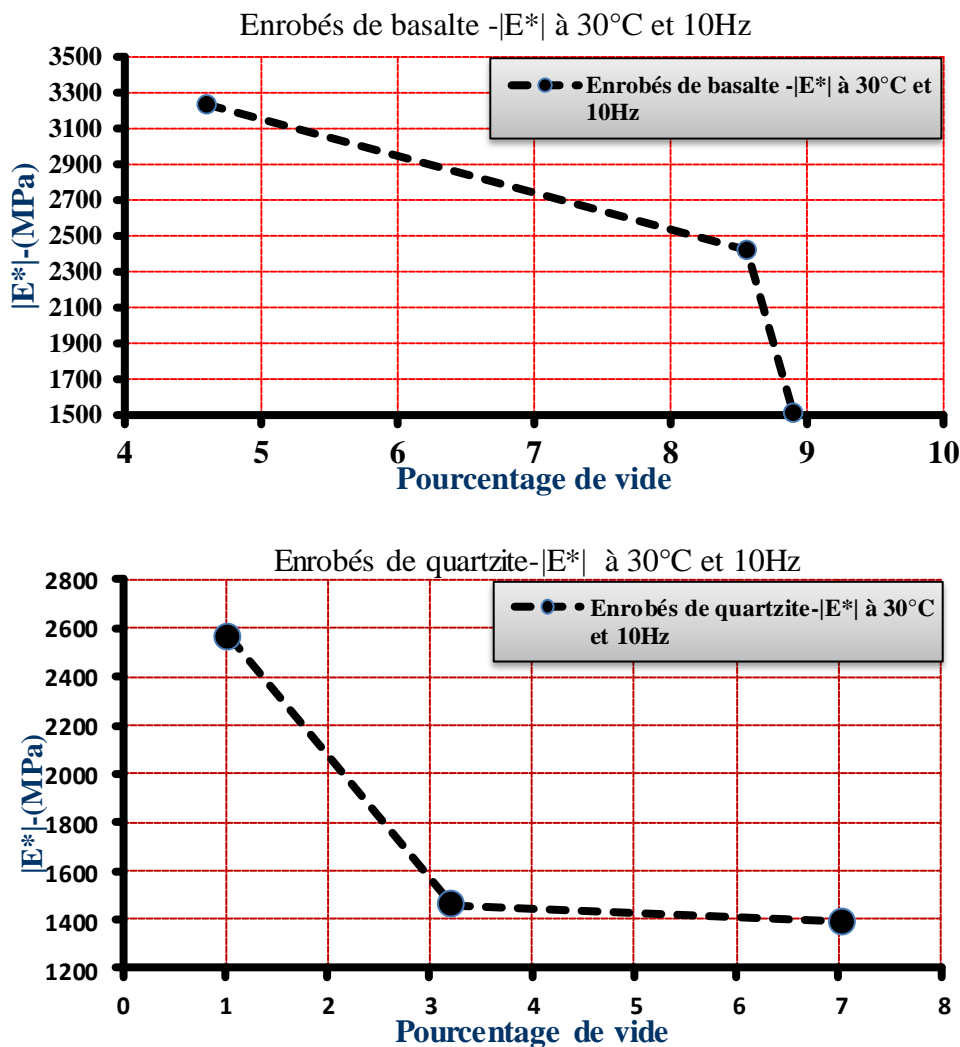


Figure 6.13 – Evolution du module dynamique des enrobés de basalte et de quartzite en fonction du pourcentage de vide à 30°C et 10Hz

Le principe d'équivalence temps-température soutient qu'une même valeur de $|E^*|$ peut être obtenue avec différents couples de fréquence et de température, ce qui permet de déterminer une fréquence équivalente (réduite) pour une température de référence donnée. Ainsi, les isothermes de $|E^*|$ et de φ peuvent être translatés par rapport à l'axe des fréquences, afin de se superposer sous la forme d'une courbe maîtresse à une température de référence donnée (Carter et Perraton, 2002 ; Aidara et al., 2015a). Cette dernière permet d'obtenir des valeurs de $|E^*|$ à des fréquences inaccessibles par l'expérimentation. La translation des isothermes est possible par l'utilisation du coefficient de translation a_T , par rapport à l'isotherme de référence. La figure 6.14 présente les courbes maîtresses du mélange BDC étudié par application de loi de William, Landel et Ferry (WLF) pour déterminer les facteurs de translation a_T .

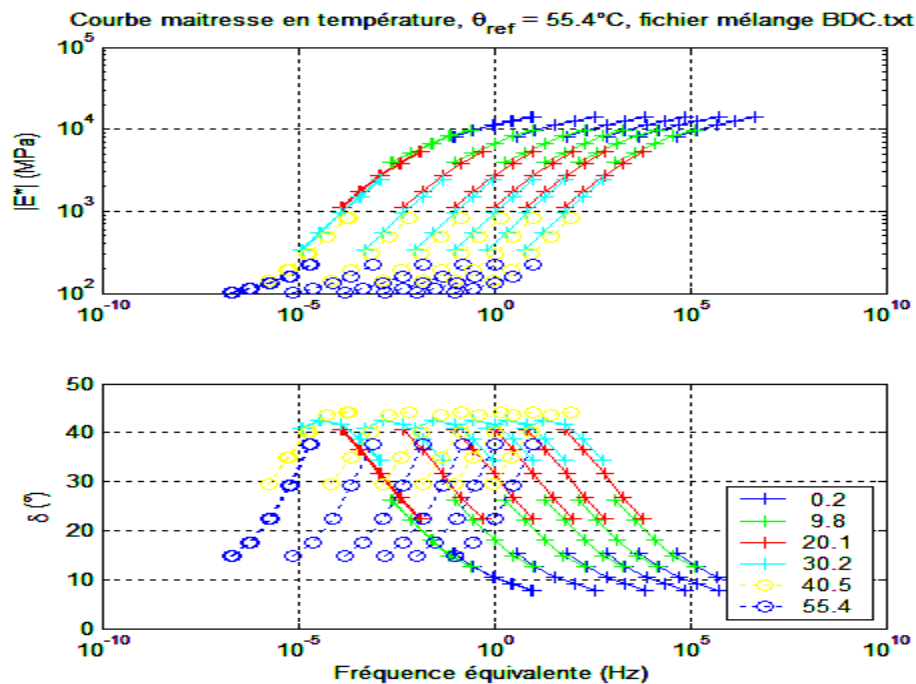


Figure 6.14 – Courbes maîtresse du mélange bitumineux BDC à différentes températures

Il est aussi possible d'afficher plusieurs courbes maîtresses à différentes températures. On remarque ainsi que la courbe maîtresse d'une température de référence à une autre température de référence donnée, n'est qu'une translation de la courbe maîtresse des autres températures de référence.

4. – Modélisation des résultats d'essai de module complexe

4.1 – Application au dimensionnement rationnel

Comme le module complexe et la susceptibilité au fluage, les modèles viscoélastiques permettent de caractériser le comportement des matériaux viscoélastiques. Parmi ces modèles, les modèles analogiques «avancés» sont les plus utilisés dans le dimensionnement rationnel français (Chabot et al., 2009 ; Nguyen et al., 2008). La figure 6.15 montre le calibrage des modèles analogiques «avancés» sur Visco-Analyse (Chailleux, 2007). Les modèles de Huet, Huet Sayegh et 2S2D1P sont tous très performants dans la prédiction du module complexe et dans la modélisation de la courbe maîtresse des enrobés bitumineux formulés avec les granulats étudiés. L'analyse du tableau 6.1 montre que tous les 3 modèles permettent de faire une bonne modélisation en fonction de la formule choisie. Les modèles donnent les meilleures modélisations du module complexe et de sa courbe maîtresse avec les enrobés bitumineux à

granulométrie fine (GDF et BDF avec $R < 0,2$). La granulométrie pourrait avoir un impact sur la modélisation viscoélastique des enrobés bitumineux.

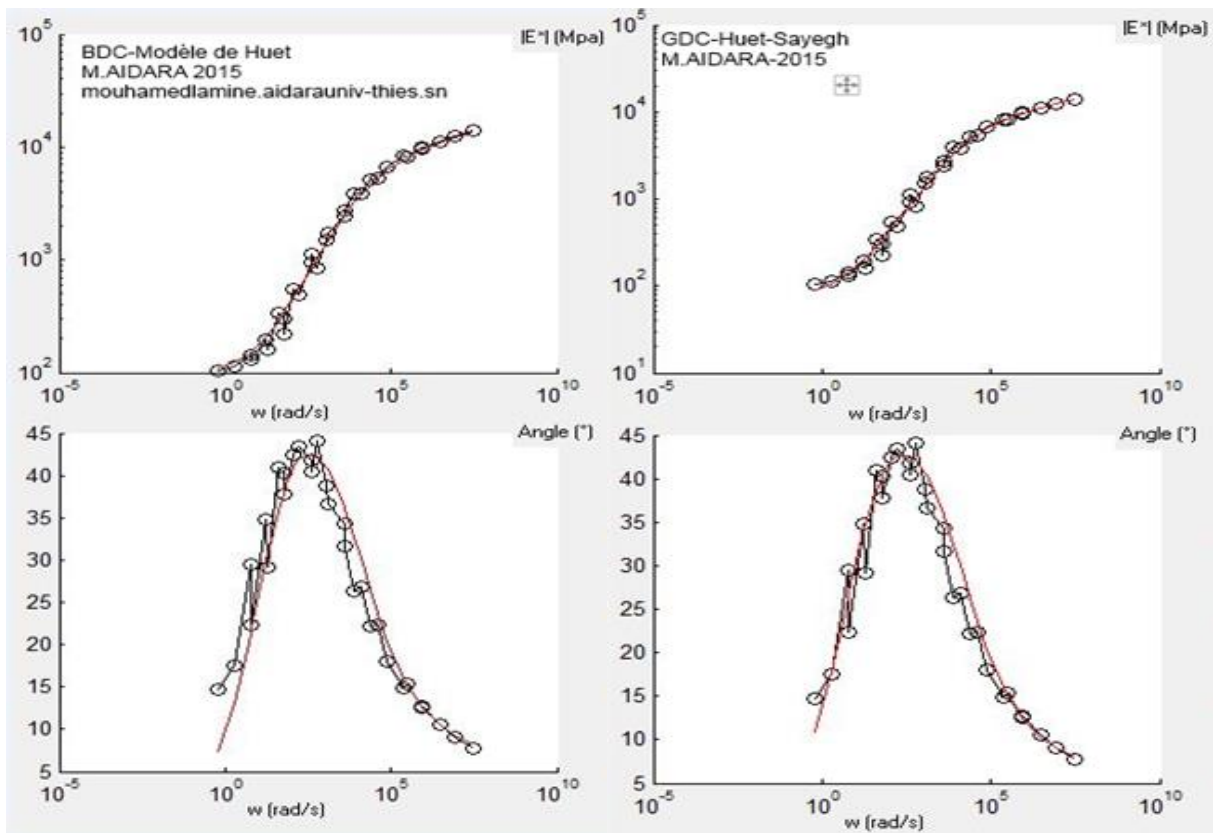


Figure 6.15 - a) Exemple de modélisation du module complexe des enrobés BDC et GDC par les modèles de Huet et de Huet –Sayegh à $T_{ref} = 55.4^{\circ}\text{C}$

Tableau 6.1 – Paramètres de calibration des modèles analogiques «avancés» disponibles sur Visco-analyse

Formules	Paramètres du modèle de Huet												RESIDU	
	E_{∞} (MPa)	k	h		δ	τ_E (s)	β	T_{ref} (°C)	C_1	C_2	A_0	A_1		A_2
BDC	27270,4	0,16181	0,61478		2,4808	0,00073452	450	30	8,8862	98,4375	1,61845	-0,37045	0,0024671	0,33487
GDC	50501	0,12185	0,61501		5,9194	0,00012829	550	30	8,3719	91,1667	0,32161	-0,39542	0,0027823	0,34987
BDD	49999,9	0,1131	0,54373		4,6375	0,00020739	450	30	9,6421	98,1704	1,0947	-0,398	0,0025823	0,29740
GDD	35373,6	0,1768	0,77091		3,1518	0,0010706	540	30	7,8472	88,2285	2,2992	-0,39189	0,0028188	0,50411
BDF	37637,5	0,15636	0,53944		4,6642	0,0012047	600	30	19,5758	157,6772	3,8201	-0,41193	0,0019841	0,12563
GDF	50149,2	0,12901	0,60931		4,9278	0,00024003	600	30	10,3894	101,3266	1,5454	-0,40906	0,0026104	0,038784
Formules	Paramètres du modèle de Huet Sayegh												RESIDU	
	E_0 (MPa)	E_{∞} (MPa)	k	h	δ	τ_E (s)	β	T_{ref} (°C)	C_1	C_2	A_0	A_1		A_2
BDC	62,9281	19280,8	0,52367	0,1318	4,9209	0,0089395	500	30	8,8862	98,4375	4,1175	-0,37045	0,0024671	0,43957
GDC	56,0368	53851,7	0,11689	0,60438	4,9129	0,00010235	600	30	8,3719	91,1667	0,095651	-0,39542	0,0027823	0,33323
BDD	68,515	53498,7	0,10639	0,52873	4,9722	0,00011629	400	30	9,6421	98,1704	0,93619	-0,398	0,0025823	0,25999
GDD	26,6941	42011,2	0,15519	0,75401	3,5733	0,00074091	450	30	7,8472	88,2285	1,9311	-0,39189	0,0028188	0,49486
BDF	5,7597	42856,7	0,13043	0,47947	4,0036	0,00035242	700	30	19,5758	157,6772	2,5909	-0,41193	0,0019841	0,02930
GDF	49,803	59874,8	0,11485	0,57996	5,7282	0,00018936	570	30	10,3894	101,3266	1,3082	0,367127	-0,40906	0,14731
Formules	Paramètres du modèle 2S2P1D												RESIDU	
	E_0 (MPa)	E_{∞} (MPa)	k	h	δ	τ_E (s)	β	T_{ref} (°C)	C_1	C_2	A_0	A_1		A_2
BDC	82,271	61212,5	0,1105	0,58685	5,3791	0,00014361	701,943	30	8,8862	98,4375	-0,01364	-0,37045	0,0024671	0,32059
GDC	58,205	14756,5	0,25162	0,63433	2,0134	0,0018989	419,98	30	8,3719	91,1667	3,0163	-0,39542	0,0027823	0,37348
BDD	82,9072	50706,2	0,13178	0,56198	4,9652	0,00017841	550,445	30	9,6421	98,1704	0,94413	-0,398	0,0025823	0,33559
GDD	27,1873	33352,2	0,18079	0,76048	2,8864	0,0010914	559,248	30	7,8472	88,2285	2,3184	-0,39189	0,0028188	0,48663
BDF	30,2213	37207	0,16501	0,52781	4,91	0,0014200	546,864	30	19,5758	157,6772	2,59088	-0,41193	0,0019841	0,0293
GDF	54,9959	62196,9	0,12254	0,58592	5	0,0305	774,034	30	10,3894	101,3266	0,50697	-0,40906	0,0026104	0,19272

4.2 Application au dimensionnement mécanistique empirique

Le modèle sigmoïdale de Witczak est utilisé dans le MEPDG pour modéliser la courbe maîtresse du module dynamique $|E^*|$ à tous les niveaux de dimensionnement (NCHRP, 2004). Pour le niveau 1 de dimensionnement, les valeurs de module utilisées pour tracer cette courbe sont issues des essais de module complexe effectués au laboratoire. Pour les niveaux 2 et 3 les valeurs de module sont prédites par l'équation de prédiction du module dynamique de Witczak 1999 (Andrei et al., 1999). La procédure de modélisation consiste à un calage des valeurs de E^* mesurées avec les valeurs de E^* calculées par le modèle, par une variation des paramètres du modèle jusqu'à la superposition des deux courbes maîtresses. L'ajustement optimal est obtenu en minimisant la «Sum of Squared Deviation» ou la somme des carrés des résidus (SSD) (méthode des moindres carrés). Plus la SSD est proche de zéro (0) plus la modélisation est précise. Le tableau 6.2 résume les paramètres du modèle sigmoïdal déterminés pour les six (6) enrobés bitumineux étudiés.

Tableau 6.2 - Constantes du modèle sigmoïdale de Witczak calibré

Formules D'enrobé	Paramètres du modèle sigmoïdal de Witczak					
	δ	α	β	γ	C	SSD
GDC	3,7454	2,4411	-1,7701	0,7234	1,2503	0,039
BDC	3,9297	2,3468	-2,0547	0,7425	1,2583	0,034
GDD	3,4002	2,9684	-2,3947	0,8397	1,2108	0,030
BDD	3,8344	2,3897	-1,6557	0,6592	1,2647	0,047
GDF	3,6706	2,6124	-1,6794	0,6543	1,3285	0,045
BDF	1,8512	4,5718	-2,4792	0,3913	1,4951	0,020

La figure 6.16 présente les courbes maîtresses modélisées à partir du

modèle sigmoïdal de Witczak. On observe une bonne superposition des deux courbes avec une SSD de 0,020 pour le BDF plus précis que le BDC (0,034) et le BDD (0,047). Cependant, ces valeurs restent très précises. On observe aussi sur cette figure une bonne superposition des deux courbes maîtresses, avec une SSD de 0,030 pour le GDD plus précis que le GDC (0,039) et moins précis que le GDF (0,045). Pour le modèle sigmoïdal de Witczak les enrobés de basalte sont mieux modélisés que les enrobés de quartzite avec une SSD de 0,020 pour le BDF contre 0,030 pour le GDD. Le modèle 2S2P1D comme le modèle sigmoïdal permettent une bonne modélisation du $|E^*|$ des enrobés bitumineux formulés avec le basalte de Diack et le quartzite de Bakel. Cependant, le modèle sigmoïdal est plus précis, mais ne peut pas être utilisé dans le calibrage des modèles viscoélastiques (Doucet et Auger, 2010).

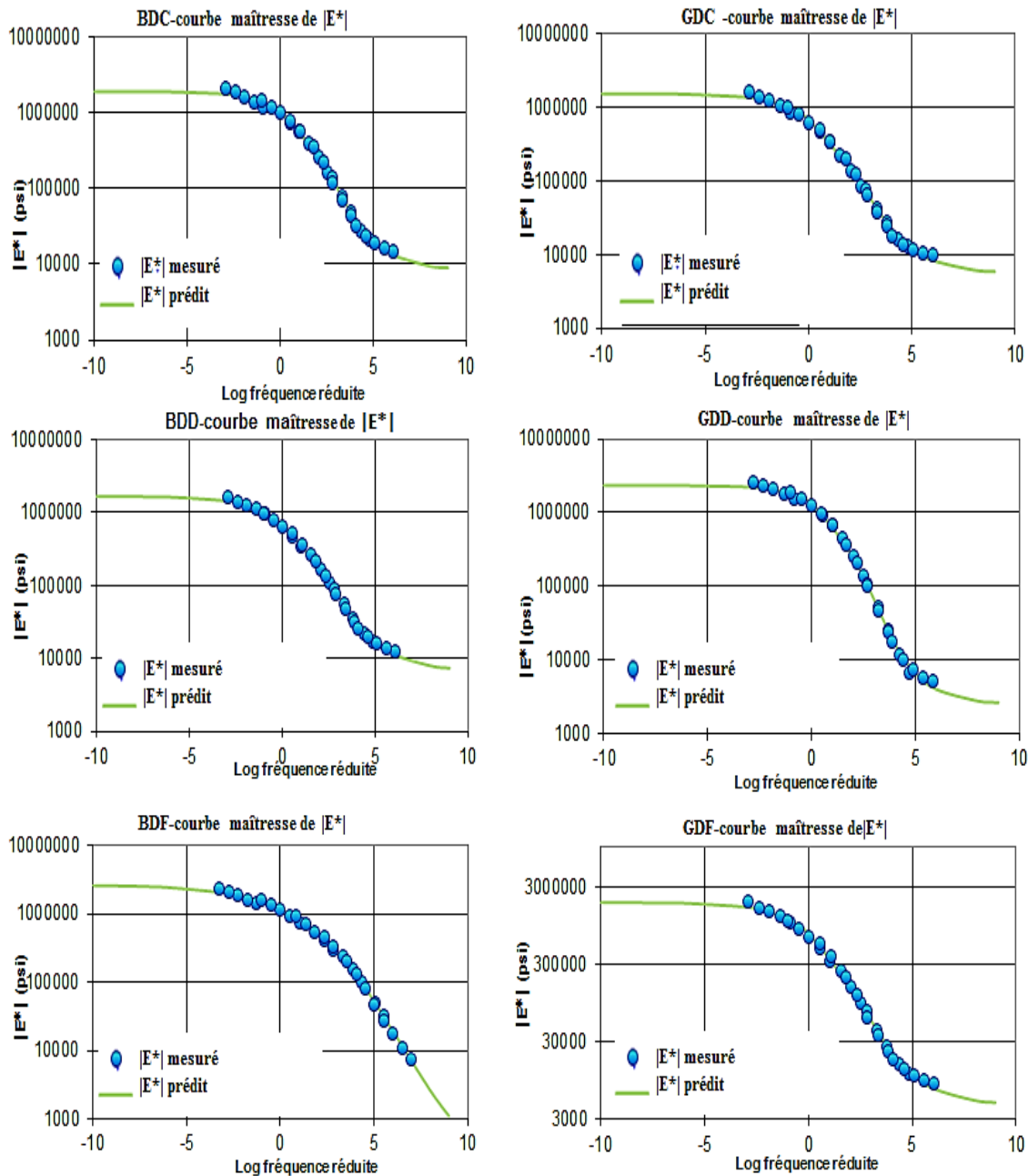


Figure 6.16 – Courbe maîtresse du $|E^*|$ des enrobés étudiés à $T_{ref} = 10^\circ\text{C}$ selon le modèle sigmoïdale de Witczak (1999) avec la méthodologie de l’Asphalt Institute

5. - Impact structurel et économique de la considération du comportement viscoélastique des enrobés bitumineux dans le dimensionnement routier au Sénégal

Depuis plusieurs années au Sénégal, le dimensionnement rationnel français sous Alizé-LCPC considère le comportement des couches d’enrobés bitumineux comme élastique linéaire. Cependant, le comportement de ce type de matériau à faibles déformations est viscoélastique linéaire. Dans cette étude, l’impact structurel de la considération de ce comportement sera mesuré à l’aide du logiciel ViscoRoute.

Dans cette partie, après une brève présentation du logiciel ViscoRoute, une étude comparative (selon les spécifications du guide du LCPC 1994) sera effectuée entre deux structures de chaussées similaires en épaisseur, mais composées d’enrobés bitumineux et de GNT de basalte

de Diack chez l'un et de quartzite de Bakel chez l'autre. La comparaison sera basée sur l'observation de l'allongement à la base des couches bitumineuses et l'orniérage au sommet du sol support comme spécifié par le guide LCPC 1994 pour l'analyse des chaussées souples.

5.1. - Le logiciel ViscoRoute

Le logiciel ViscoRoute 2.0 a été développé en 2009 par les équipes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, de la division Structures et Matériaux pour les Infrastructures de Transport (SMIT) et de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) (Chabot, 2009). Il est utilisé pour le calcul des champs de déplacements, de contraintes et de déformations de structures de chaussées souples (Duhamel et al., 2005). Les particularités du logiciel sont :

- les interfaces entre couches sont parfaitement collées;
- la ou les charges sont mobiles suivant l'axe des X positifs ;
- leur vitesse est non nulle et supposée constante ;
- la pression de contact des charges est uniformément répartie sur une surface circulaire, rectangulaire ou elliptique ;
- le comportement des couches peut être élastique ou viscoélastique.

Le modèle de comportement viscoélastique utilisé est le modèle de Huet-Sayegh. Il s'applique aux matériaux bitumineux. Les paramètres de cette loi sont obtenus après calage, par le logiciel Visco-analyse ou autres des courbes maîtresses provenant des essais en laboratoire (Cf. tableau 6.1).

5.2 - Structures proposées

Le tableau 6.3 présente la structure composée de 6 cm de BBSG 0/14mm de quartzite de Bakel (GDF), 20 cm de GNT de quartzite de Bakel (CBR= 178) et 20 cm de latérite (CBR = 30) sur un PF3 (130 MPa). Le tableau 6.4 présente la structure composée de 6 cm de BBSG 0/14mm de basalte de Diack (BDD), 20 cm de GNT de basalte de Diack (CBR= 86) et 20 cm de latérite (CBR = 30) sur un PF3 (130 MPa). Les modules de rigidité (dynamique) des enrobés bitumineux sont déterminés à 34°C aux fréquences de 20Hz, 10Hz et 5Hz par le modèle de Huet –Sayegh (Cf. figure 6.1) calibré par les essais de modules complexes sur Visco-analyse.

Tableau 6.3 – Structure de chaussée souple de quartzite de Bakel

Structures	Matériaux	Modules (MPa)	$\gamma_{d\max}$ (kN/m ³)	Coefficients de Poisson	Epaisseurs (cm)
		$ E^* $ (34°C)			
		20Hz =			
Couche de roulement	BBSG 0/14 mm (GDF)	2572	2374	0,35	6
		10Hz =			
		1920			
		5Hz = 1401			
Couche de base	GNT (Quartzite de Bakel)	E = 600	2258	0,35	20
Couche de fondation	Latérite de Ngoudiane	E = 150	2170	0,35	20
Sols support	PF3	E = 130	1800	0,35	∞

GNT = Grave Non Traité ; CBR = Californian Bearing Ratio ; PF = Plate Forme.

Tableau 6.4 – Structure de chaussée souple de basalte de Diack

Structures	Matériaux	Modules (MPa)	$\gamma_{d\max}$ (kN/m ³)	Coefficients de Poisson	Epaisseurs (cm)
		E* (34°C)			
		20Hz =			
Couche de roulement	BBSG 0/14 mm (BDD)	2656	2584	0,35	6
		10Hz =			
		2072			
		5Hz = 1584			
Couche de base	GNT (Basalte de Diack)	E = 430	2205	0,35	20
Couche de fondation	Latérite de Ngoudiane	E = 150	2170	0,35	20
Sols support	PF 3	E = 130	1800	0,35	∞

GNT = Grave Reconstituée Humidifiée ; CBR = Californian Bearing Ratio ; PF = Plate Forme

Les tableaux 6, 5 et 6, 6 présentent les résultats obtenus. Les modules des GNT et de la latérite sont calculés par la formule $E = CBR \cdot 5$.

Tableau 6.5 – Paramètres viscoélastiques du modèle de Huet Sayegh du GDF et du BDD

Paramètres	Matériau	
	GDF	BDD
E_{∞} (MPa)	59874,8	53498,7
E_0 (MPa)	49,803	68,515
δ	4,973	4,972
k	0,115	0,106
h	0,580	0,529
A₀	1,3082	0,93
A₁	-0,40906	-0,398
A₂	0,0026104	0,0025823
C₁	10,39	9,64
C₂	101,33	98,17
T_{REF}	30	30
τ_E	0,00018936	0,00011629
β	570	400
$E_{\infty} - E_0$ (MPa)	53686,141	53686,141
τ_E variable	$6.43477e^{-5}$	$6.57254e^{-5}$
T_{REF} Courbe maîtresse	10	

\$

Tableau 6.6 – Modules et angles de déphasage déterminés par le modèle de Huet-Sayegh à 34°C et 20Hz du GDFet du GDD

Matériaux	Fréquence (Hz)	Température (°C)	E1 (MPa)	E2 (MPa)	E* (MPa)	ϕ (°)
GDF	20,0	34,0	2093	1495	2572	35,5
BDD	20,0	34,0	2291	1342	2656	30,4
GDF	10,0	34,0	1502	1197	1920	38,6
BDD	10,0	34,0	1738	1127	2072	33
GDF	5,0	34,0	1058	919	1401	41,0
BDD	5,0	34,0	1295	912	1584	35,2

5.3 - Principe du dimensionnement

Sur la figure 6.17, le repère utilisé dans le logiciel ViscoRoute voit la ou les charge(s) se déplacer à vitesse constante V dans la direction X . L'axe Z d'empilement des couches de chaussée est dirigé vers le bas. La couche n°1 est la couche de roulement. La charge totale est décomposée selon les trois directions de l'espace à savoir X , Y et Z correspondant aux forces F_x , F_y et F_z (force en Newton). Le type de charge considérée est elliptique (Figure 6.18). Les coordonnées du centre de la charge [$x(m)$ et $y(m)$] ainsi que les demies dimensions de la charge $a(m)$ dans la direction x et $b(m)$ dans la direction y répond au jumelage standard français (Chabot et al., 2009).

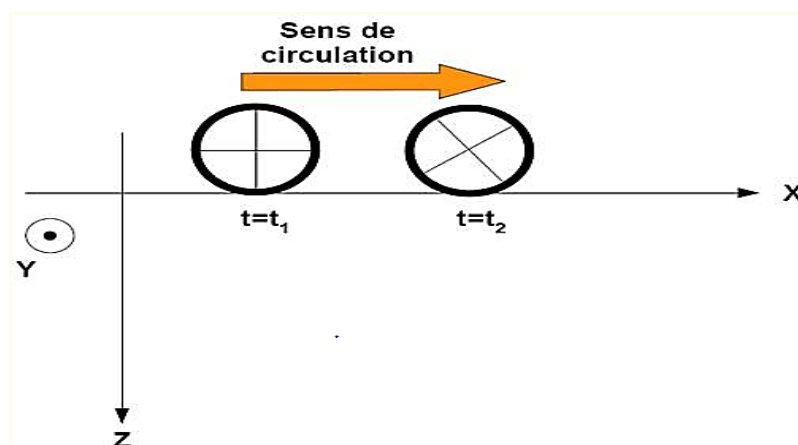


Figure 6.17 – Repère d'observation (X, Y, Z) du logiciel ViscoRoute (Chabot et al., 2009)

La vitesse de charge est constante et ne concerne que le dimensionnement viscoélastique des couches bitumineuses. Pour le cas élastique, le calcul ne dépend pas de la vitesse.

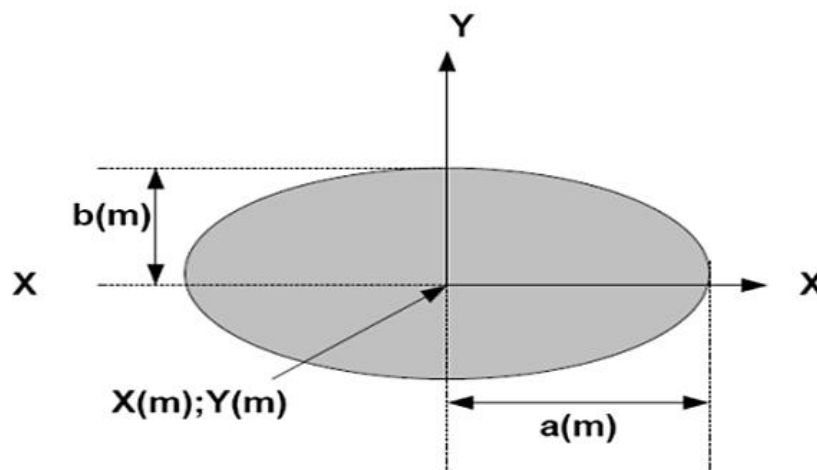


Figure 6.18 – Charge elliptique correspondant à l’empreinte d’une roue (Chabot et al., 2009)

Tableau 6.7 – Jumelage standard français (Chabot et al., 2009)

Vitesse de charge (m/s)	<input type="text" value="40.0"/>	Nombre de charges	<input type="text" value="2"/>					
	F _x (N)	F _y (N)	F _z (N)	Type de charge	a (m)	b (m)	x (m)	y (m)
1	0.000	0.000	32500.000	Ellipse	0.125	0.125	0.000	0.188
2	0.000	0.000	32500.000	Ellipse	0.125	0.125	0.000	-0.188

La localisation de l’analyse des champs mécaniques de cette étude est présentée sur le tableau 8.

Tableau 6.8 – Champs mécaniques d’observation centrés sous la charge

Côte d’observation (m)	Sortie ViscoRoute	Dénomination
0,00	uz (m)	Déflexion
0,06	epsyy (microdef)	Déformation transversale
0,06	epsxx (microdef)	Déformation longitudinale
0,46	epszz (microdef)	Orniérage

5.4 - Analyse et interprétation des résultats de simulation

5.4.1. - Chaussée souple à base de quartzite de Bakel

L’analyse des résultats pour la chaussée à quartzite de Bakel montre qu’à une température de 34°C et une fréquence de 20Hz le dimensionnement élastique n’est pas similaire au dimensionnement viscoélastique (Tableau 6.9). Ainsi, les deux simulations donnent exactement les mêmes déflexions, mais la simulation viscoélastique est moins résistante à la déformation longitudinale et à la déformation transversale que la simulation élastique. Pour l’orniérage au sommet sol support la simulation élastique est moins résistante. Ces résultats sont confirmés par les simulations à 10Hz et à 5Hz. Une amplification de la déformation

transversale suivant Y est observée à 5Hz. Ce résultat n'est pas montré par la simulation élastique.

Tableau 6.9 – Simulation de la structure de chaussée à base de quartzite

Simulation à 20Hz ou 144km/h					
Côte (m)	Sortie ViscoRoute	Résultats Simulation viscoélastique		Résultats Simulation élastique	
		X = 0	Y = 0	X=0	Y = 0
0,00	uz (m)	0,000014	0,000013	0,000014	0,000013
0,06	epsyy (microdef)	2,614920	-3,072770	1,245520	-1,783020
0,06	epsxx (microdef)	-2,900110	2,258860	-2,091500	1,185460
0,46	epszz (microdef)	1,607440	0,598738	1,624340	1,693630
Simulation à 10Hz ou 72 km/h					
Côte (m)	Sortie ViscoRoute	Résultats Simulation viscoélastique		Résultats Simulation élastique	
		X = 0	Y = 0	X = 0	Y = 0
0,00	uz (m)	0,000030	0,000011	0,000030	0,000011
0,06	epsyy (microdef)	2,821080	-2,519940	1,4873000	-1,971620
0,06	epsxx (microdef)	-2,880100	2,427930	-2,285260	1,384050
0,46	epszz (microdef)	1,563310	0,522262	1,6203700	1,658450
Simulation à 5Hz ou 36 km/h					
Côte (m)	Sortie ViscoRoute	Résultats Simulation viscoélastique		Résultats Simulation élastique	
		X = 0	Y = 0	X = 0	Y = 0
0,00	uz (m)	0,000030	0,000011	0,000027	0,000025
0,06	epsyy (microdef)	2,308550	-5.52124	1,736860	-2,143370
0,06	epsxx (microdef)	-2,973920	2,501460	-2,506990	1,587900
0,46	epszz (microdef)	1,535390	0,602238	1,608160	1,627570

5.4.2 - Chaussée souple à base de basalte de Diack

L'analyse du tableau 6.10 montre que la chaussée à basalte de Diack ne présente pas exactement les mêmes déflexions, même si la différence est négligeable. Comme pour la chaussée à quartzite, la simulation viscoélastique est moins résistante à la déformation longitudinale et à la déformation transversale que la simulation élastique. De même, pour l'orniérage au sommet du sol support la simulation élastique est moins résistante. La même amplification de la déformation transversale suivant Y est observée pour la simulation

viscoélastique à faible vitesse de circulation. Ce phénomène n'est pas mis en évidence par la simulation élastique.

Tableau 6.10 – Simulation de la structure de chaussée à base de basalte de Diack

Simulation à 20Hz ou 144km/h					
Côte (m)	Sortie ViscoRoute	Résultats Simulation viscoélastique		Résultats Simulation élastique	
		X = 0	Y = 0	X=0	Y = 0
0,00	uz (m)	0,000028	0,000026	0,000028	0,00025
0,06	epsyy (microdef)	2,596760	-3,57500	1,232870	-1,83528
0,06	epsxx (microdef)	-2,967250	2,105230	-2,326290	1,24132
0,46	epszz (microdef)	1,648690	1,040280	1,633080	1,72615
Simulation à 10Hz ou 72 km/h					
Côte (m)	Sortie ViscoRoute	Résultats Simulation viscoélastique		Résultats Simulation élastique	
		X = 0	Y = 0	X = 0	Y = 0
0,00	uz (m)	0,000028	0,000026	0,000028	0,000025
0,06	epsyy (microdef)	2,863800	-3,131520	1,495280	-2,01620
0,06	epsxx (microdef)	-2,974310	2,380340	-2,591850	1,470730
0,46	epszz (microdef)	1,609000	0,881868	1,653550	1,715580
Simulation à 5Hz ou 36 km/h					
Côte (m)	Sortie ViscoRoute	Résultats Simulation viscoélastique		Résultats Simulation élastique	
		X = 0	Y = 0	X = 0	Y = 0
0,00	uz (m)	0,000027	0,000026	0,000028	0,000025
0,06	epsyy (microdef)	2,392220	-6.80704	1,774570	-2,191850
0,06	epsxx (microdef)	-3,107430	2,620680	-2,860830	1,709690
0,46	epszz (microdef)	1,583730	0,821459	1,665210	1,694090

Ces simulations, permettent de dire comme première hypothèse que pour les chaussées souples avec de la GNT comme couche base, le dimensionnement élastique surestime l'orniérage au sommet du sol support, sous-estime la déformation longitudinale et la déformation transversale de la couche bitumineuse et rend bien compte de la déflexion. Les faibles vitesses de circulation entraînent une amplification de la déformation transversale. En dehors des différences de module pour les enrobés bitumineux, les GNT de quartzite sont plus économiques à utiliser que les GNT de basalte. Car, ils ont des portances (CBR) plus élevées.

6. - Conclusion

La procédure d'essai LC 26-700 s'applique bien aux enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal, à savoir le basalte de Diack et le quartzite de Bakel. Elle recoupe partiellement les méthodes AFNOR (NF EN 12-697) et AASHTO TP 62-7. Lors de la confection des éprouvettes d'enrobé bitumineux pour l'essai de module complexe, le compacteur de plaques est préférable à la presse giratoire, car il donne des éprouvettes à pourcentage de vide uniforme suivant le plan de carottage. Les enrobés étudiés (BDC, BDD, BDF, GDC, GDD, et GDF) sont thermorhéologiquement simples, car ils présentent une assez bonne unicité de leur courbe maîtresse du module complexe E^* dans le Plan Cole et Cole et dans l'Espace de Black. Le modèle 2S2P1D et le modèle sigmoïdal de Witczak présentent une bonne modélisation de la courbe maîtresse du module des enrobés étudiés. Cependant, le modèle sigmoïdale de Witczak présente une meilleure précision. Les modèles analogiques «avancés» donnent les meilleures modélisations du module complexe et de sa courbe maîtresse avec les enrobés bitumineux à granulométrie fine. La granulométrie pourrait avoir un impact sur la modélisation viscoélastique des enrobés bitumineux. L'influence de la granulométrie sur le module complexe est traduite par l'influence du pourcentage de vide dans le mélange bitumineux. Malgré les meilleures précisions du modèle de Witczak, le modèle 2S2P1D comme les autres modèles analogiques «avancés» à un domaine d'application plus élargi, car ils permettent en plus de la modélisation de la courbe maîtresse du module dynamique $|E^*|$, la modélisation du module complexe E^* . Ce dernier est nécessaire pour tenir compte du comportement viscoélastique complet de l'enrobé. Ainsi, dans certain outil de dimensionnement de chaussée comme le logiciel ViscoRoute, ou le logiciel César-LCPC, le dimensionnement peut être axé suivant deux orientations. Le premier, est le cas où la couche d'enrobé est considéré comme élastique. Dans ce cas le module dynamique $|E^*|$ est utilisé comme donnée d'entrée. Le second cas considère la couche bitumineuse comme viscoélastique. Dans ce cas ce sont les paramètres du modèle rhéologique avancé de Huet-Sayegh qui sont utilisés (le module complexe). La comparaison des simulations effectuées dans cette étude ont montré que pour les chaussées souples avec de la GNT en couche base, le dimensionnement élastique surestime l'orniérage au sommet du sol support, sous-estime la déformation longitudinale et la déformation transversale et rend sensiblement bien compte de la déflexion de la chaussée. Les faibles vitesses de circulation entraînent une amplification de la déformation transversale lors d'une simulation viscoélastique.

Chapitre 7 - Evaluation des modèles sigmoïdaux de prédiction du module dynamique et optimisation, par approche des diamètres de tamis U.S. par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC).

1. - Introduction

Les problèmes que rencontrent les logiciels de dimensionnement M-E (Cf. Chapitre 3) sont souvent liés à leur adaptation aux différentes variations qu'impliquent un changement de localité (spécifications des matériaux, calibrage des modèles de performance, changement climatique etc...). Les différentes versions du MEPDG ont toujours essayé de prendre en compte ces facteurs, liés aux changements de localité par des études de calibrage de modèle (Galal et Chehab, 2005 ; Velasquez et al., 2009 ; Von Quintus et Moulthrop, 2007 ; Von Quintus et al., 2005). Pour les matériaux comme le bitume, quel que soit la méthode de spécification utilisée (empirique ou rhéologique), le Pavement-ME peut le prendre en compte. Ainsi, que l'on soit au Sénégal ou aux USA l'utilisation du logiciel ne pose pas de problèmes liés à la méthode de spécification du bitume (NCHRP, 2004). Ce qui n'est pas le cas pour les granulats, qui sont des paramètres du modèle de prédiction du module dynamique de Witczak 1999 (Andrei et al., 1999). L'un des principaux paramètres de caractérisation du comportement des enrobés bitumineux à chaud dans le MEPDG est le module dynamique (NCHRP, 2004). Il répond à trois niveaux de caractérisation (Hammons et al., 2007). Le niveau 1, le plus précis, nécessite la détermination par des essais au laboratoire du module dynamique de chaque type d'enrobé intervenant dans la structure de chaussée. Le deuxième et le troisième niveau de dimensionnement nécessitent l'utilisation du modèle de prédiction de Witczak 1999. Les deux modèles empiriques de prédiction du module dynamique les plus connus sont le modèle de Witczak 1999 et le modèle de Witczak 2006 (Bari et Witczak, 2006). Ils sont caractérisés par les mêmes paramètres à part que la viscosité du liant et la fréquence de chargement considérée directement dans le modèle de 1999 sont remplacées par le module de cisaillement $|G^*|$ et l'angle de phase δ_b du liant dans le modèle de 2006. La spécification des granulats impliquée dans ces modèles de prédiction est la granulométrie. Mais les paramètres liés à la granularité de l'enrobé bitumineux dans les modèles de Witczak sont spécifiés selon des diamètres de tamis U.S (U.S. Standard Series) décrites par les normes AASHTO à savoir 19,0 mm, 9,5 mm, 4,75 mm, et 0,075 mm. Ce qui rend ces modèles plus difficiles à utiliser lorsque les diamètres de tamis métriques (AFNOR ou LC) sont utilisés à savoir approximativement pour les deux 14mm, 10 mm, 5mm et 0,08 mm. Cependant, une innovation est possible comme solution, par remplacement des tamis U.S. par les tamis métriques (AFNOR et LC). Dans ce chapitre, les modules dynamiques des enrobés bitumineux caractérisés par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC) sont déterminés par approche (remplacement) des mailles de tamis U.S. utilisés par les modèles de Witczak 1999 et de Witczak 2006. Cette partie de la thèse a pour objectif, de mesurer statistiquement l'impact de l'approche sur la prédiction du module dynamique et d'obtenir par optimisation de nouveaux modèles de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux caractérisés par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC). Ce qui permettra, d'utiliser le MEPDG et le Darwin M-E (Pavement M-E) pour le dimensionnement des enrobés bitumineux caractérisés par des tamis métriques.

2. - Méthodologie de l'étude

Les objectifs de ce chapitre sont d'évaluer les modèles sigmoïdaux de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux par approche des mailles de tamis considérés et de développer de nouveaux modèles de prédiction basés sur les diamètres de tamis métrique

(AFNOR et LC) par optimisation non-linéaire (Solveur Ms Excel). L'optimisation non-linéaire consiste à trouver les paramètres d'ajustement utilisés dans un modèle afin que l'équation du modèle présente une erreur minimale lorsque lorsqu'un ensemble de données prédites et mesurées sont comparées (Bari et Witczak, 2006). La structure complexe des enrobés bitumineux explique le choix de l'optimisation non-linéaire pour étudier les modèles de prédiction des enrobés et des liants bitumineux. Le Solveur de Microsoft-Excel est une fonction pratique et précise, choisi par la plupart des chercheurs pour optimiser les problèmes de non-linéarité. Un total de six mélanges est étudié (Cf. Chapitre 5-6).

2.1 - L'essai de cisaillement dynamique au DSR (NF EN14770)

Le DSR, est un appareil permettant d'effectuer des essais de mesure de la rigidité et de l'élasticité des liants et des mastics bitumineux à travers le module de cisaillement dynamique G^* et l'angle de phase δ . Ils s'appliquent aux températures élevées et intermédiaires sur généralement un bitume vieilli aux « Rolling Thin Film Oven Test » (RTFOT). Pour des besoins de données d'entrée et pour l'écriture des modèles de prédiction étudiés, des essais DSR ont été effectués aux mêmes températures (55 C, 40 °C, 30 °C, 20 °C et 10°C) et fréquences (10 Hz, 3 Hz, 1 Hz, 0,3 Hz et 0,1 Hz) que les essais de module dynamique effectués sur les enrobés bitumineux formulés avec les granulats étudiés (Cf. Chapitre 5).

2.2 - Interprétations statistiques

Les modèles de Witczak 1999 et 2006 sont des modèles non-linéaires sous forme de fonction sigmoïdale. Leur développement fut basé essentiellement sur l'analyse et l'optimisation statistique. La qualité de l'ajustement indique le degré de liaison des paramètres d'ajustement au modèle de prédiction. Sur Excel la qualité de la corrélation est donnée par le coefficient de détermination R^2 et le rapport Se (erreur standard) / Sy (déviatation standard). Ce sont ces paramètres qui seront utilisés dans l'interprétation de nos résultats. Un bon modèle doit avoir un R^2 maximal et un Se/Sy minimal. Le tableau 7.1 présente les différents niveaux de corrélation possibles en fonction des valeurs de la précision R^2 selon Bari et Witczak (2006).

Tableau 7.1 – Degrés de corrélation en fonction de R^2 (Bari et Witczak, 2006)

Corrélation	R^2	Code
Aucune	0,00 - 0,05	
Faible	0,06 - 0,15	
Moyenne	0,16 - 0,35	
Forte	0,36 - 0,60	
Très forte	0,61 - 1,00	

2.3 - Remplacement des variables

Les données de l'analyse sont constituées par les paramètres des modèles de Witczak 1999 et 2006 à savoir $|G^*|$, f , η , δ_b , ρ_{200} , ρ_4 , ρ_{38} , ρ_{34} , V_a et V_{beff} . Ils constituent les variables explicatives ou indépendantes destinées à prédire la variable dépendante $\log |E^*|$ (à expliquer). Dans cette étude, les paramètres liés à la granulométrie à savoir ρ_{200} , ρ_4 , ρ_{38} , ρ_{34} sont remplacés par les valeurs des mailles de tamis AFNOR ou LC les plus proches d'elles (approchés). Ces diamètres sont $P_{0,08}$, R_{10} , R_{14} , et R_5 .

Où :

- $P_{0,08}$ = pourcentage de passant au tamis 0,08 mm ;
- R_5 = pourcentage de refus cumulé au tamis 5 mm ;
- R_{10} = pourcentage de refus cumulé au tamis 10 mm ;
- R_{14} = pourcentage de refus cumulé au tamis 14 mm.

Les valeurs de η ont été déterminées partir des coefficients ASTM (A et VTS) à partir de l'équation 7.1 (NCHRP, 2004):

$$\log \log \eta = A + VTS \text{LOG} T_R \quad [\text{Eq. 7.1}]$$

Ou :

- η = viscosité du bitume en cP ;
- T_R = Température d'estimation de la viscosité en Rankine ;
- A et VTS = paramètres de régression.

On obtient ainsi le modèle approché de Witczak 1999 noté MAW-99, représenté par l'équation 7.2 et le modèle approché de Witczak 2006 noté MAW-06, représenté par l'équation 7.3.

$$\begin{aligned} \log |E^*| = & -1.249937 + 0.029232P_{0.08} - \\ & 0.001767(P_{0.08})^2 - 0.002841R_5 - 0.058097V_a \\ & - 0.0802208 \left(\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a} \right) \\ & + \frac{3.871977 - 0.0021R_5 + 0.003958R_{10} - 0.000017(R_{10})^2 + 0.005470R_{14}}{1 + e^{(-0.603313 - 0.31333 \log(f) - 0.39532 \log(\eta))}} \end{aligned} \quad [\text{Eq. 7.2}]$$

Avec,

- $|E^*|$ = module dynamique (10^5 psi) ;
- η = viscosité du liant (10^6 poise) ;
- f = fréquence de chargement en Hz ;
- $P_{0,08}$ = pourcentage de passant au tamis 0,08 mm ;
- R_5 = pourcentage de refus cumulé au tamis 5 mm ;
- R_{10} = pourcentage de refus cumulé au tamis 10 mm ;
- R_{14} = pourcentage de refus cumulé au tamis 14 mm ;
- V_a = pourcentage de vide d'air ;
- V_{beff} = teneur en liant effective en pourcentage de volume.

$$\begin{aligned} \log E^* = & -0.349 + 0.754 \left(|G_b^*|^{-0.0052} \right) \times \left(\begin{aligned} & 6.65 - 0.032P_{0.08} + (0.0027P_{0.08})^2 \\ & + 0.011R_5 - 0.0001(R_5)^2 + 0.006R_{10} \\ & - 0.00014(R_{10})^2 - 0.08V_a - 0.16 \left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}} \right) \end{aligned} \right) \\ & 2.558 + 0.032V_a + 0.713 \left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}} \right) \\ & + \frac{0.0124R_{10} - 0.0001(R_{10})^2 - 0.0098R_{14}}{1 + e^{(-0.7814 + 0.57851 \log |G_b^*| + 0.8834 \log \hat{g}_b)}} \end{aligned} \quad [\text{Eq.7.3}]$$

Avec :

- E^* = module dynamique (105psi) ;
- $|G^*|$ = module de cisaillement dynamique du liant ;
- δ_b = angle de phase du liant ;
- $P_{0,08}$ = pourcentage de passant au tamis 0,08 mm ;
- R_5 = pourcentage de refus cumulé au tamis 5 mm ;
- R_{10} = pourcentage de refus cumulé au tamis 10 mm ;
- R_{14} = pourcentage de refus cumulé au tamis 14 mm ;
- V_a = pourcentage de vide d'air ; V_{beff} = Teneur en liant effective en % de volume.

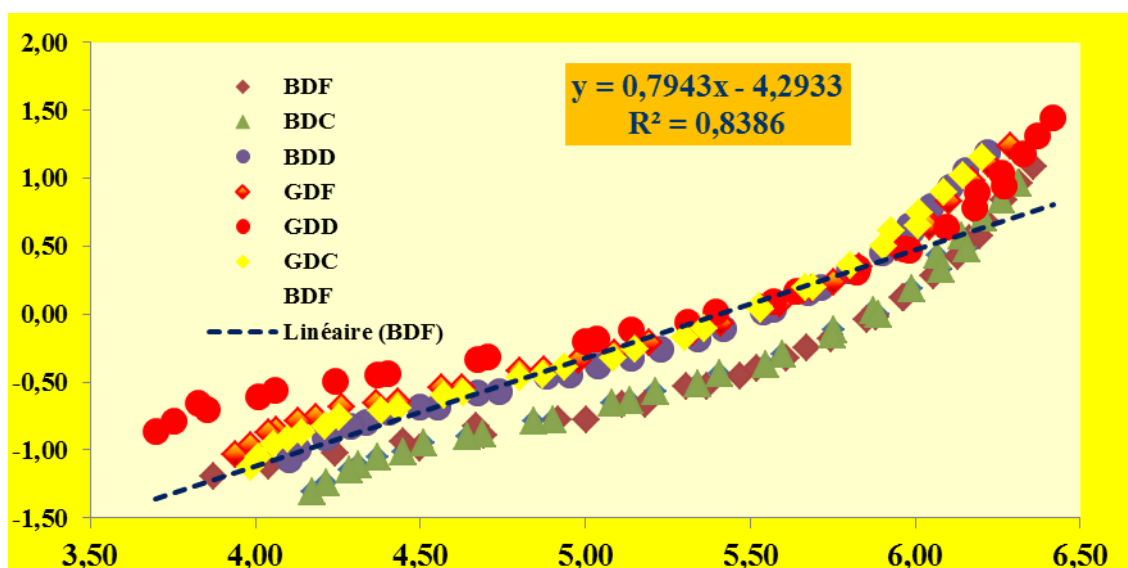
3. - Résultats des essais de module complexe

Une base de données de 180 valeurs (30 par formule d'enrobé) de modules dynamiques a été obtenue en effectuant des mesures de modules complexes sur les six mélanges étudiés aux températures et fréquences citées ci-dessus. Les valeurs de module dynamique prédites (360) sont obtenues par les équations de Witczak 1999 et 2006. Les données d'entrées des équations sont obtenues par des essais DSR sur le liant bitumineux et une caractérisation de la granularité des granulats par les tamis métriques (AFNOR et LC). La base de données de calibrage des modèles est présentée en annexe C.

4. - Evaluation et optimisation des modèles de Witczak (1999 et 2006)

4.1 - Evaluation du modèle approché de Witczak 1999 (MAW-99)

L'autoévaluation consiste à la mesure de l'impact du remplacement des diamètres de tamis U.S. par les tamis métriques sur le MAW-99. Ce qui revient à mesurer la fiabilité de la prédiction lorsque les valeurs métriques sont insérées aux niveaux 2 et 3 du MEPDG. Une corrélation est effectuée entre les valeurs de module prédites avec le MAW-99 et les valeurs mesurées au laboratoire sur les enrobés de basalte de Diack et de quartzite de Bakel par des essais de traction / compression directe sur éprouvettes cylindriques (BDC, BDD, BDF, GDC, GDD, GDF). La figure 7.1 montre une assez bonne autoévaluation du MAW-99 avec une corrélation très forte de $R^2 = 0,83$ et $Se/Sy = 0,65$. Ce qui veut dire que l'utilisation de MAW-99 pour la prédiction du module dynamique lors d'un dimensionnement avec le MEPDG aura une précision de 83 %. Cette opération ne nécessite aucune reprogrammation du logiciel.



4.1.1 - Ajustement et optimisation du modèle approché de Witczak 1999 (MAOW-99)

L'optimisation est effectuée dans le programme solveur de Microsoft Excel (Tableau 7.2). L'opération consiste à ajuster les 14 constantes du modèle original de Witczak 1999 sous le module GRG-non-linéaire. Dans le solveur l'objectif principal de l'optimisation est de minimiser la somme des carrés des déviations standards (SSD) sans aucune contraintes et les variables sont les constantes du modèle. Ces variables sont insérées dans chaque équation de prédiction d'un module dynamique prédit sous forme d'inconnu avant de passer à l'optimisation. Il est important de noter que, pour une meilleure fiabilité de la méthode utilisée, la base de données de module a été séparée en deux parties inégales. La première partie de 120 valeurs (BDD, BDF, GDC et GDD) a servi à optimiser le modèle et la deuxième partie de 60 valeurs (GDF et BDC) à la vérifier. L'optimisation montre que les constantes F1, F6, F11 sont annulées par le Solveur. Dans un souci de garder la forme des modèles intacts, une valeur assez faible de ce coefficient est choisie de sorte à ne pas faire varier la SSD (somme des déviations au carré) de manière significative (10^{-11}).

Tableau 7.2 - Comparaison entre les constantes optimisées de MAOW-99 et les constantes initiales de MAW-99

Constantes des modèles	Constantes optimisées MAOW-99	Constantes initiales MAW-99
F1	1E-11	1,249937
F2	0,001263805	0,029232
F3	0,017136884	0,001767
F4	0,03420226	0,002841
F5	0,039819331	0,058097
F6	1E-11	0,0802208
F7	10,82796673	3,871977
F8	0,057878681	0,0021
F9	0,053783132	0,003958
F10	4,62399E-09	0,000017
F11	1E-11	0,00547
F12	2,330651826	0,603313
F13	0,19902309	0,31335
F14	0,288388455	0,395321
SSD	2,653721343	

Le nouveau modèle de Witczak 1999 approché et optimisé noté (MAOW-99) est donné par l'équation 7.4 :

$$\begin{aligned} \log|E^*| &= 10^{-11} + 0.001263805P_{0,08} \\ &- 0.017136884(P_{0,08})^2 - 0.03420226R_5 \\ &- 0.03039819331V_a - 10^{-11} \left(\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a} \right) \\ &10.82796673 - 0.057878681R_5 \\ &+ \frac{0.053783132R_{10} - 4.62399 \times 10^{-9}(R^2) + 10^{-11}R_{14}}{1 + e^{(-2.3306518260.19902309 \log(f) - 0.28838845)}} \end{aligned}$$

[Eq. 7.4]

Où :

- |E*| = module dynamique (105psi) ;
- η = viscosité du liant (106 poise);
- f = fréquence de chargement en Hz ;
- P_{0,08} = pourcentage de passant au tamis 0,08 mm ;
- R₅ = pourcentage de refus cumulé au tamis 5 mm ;
- R₁₀ = pourcentage de refus cumulé au tamis 10 mm ;
- R₁₄ = pourcentage de refus cumulé au tamis 14 mm ;
- V_a = pourcentage de vide;
- V_{beff} = teneur en liant effective en pourcentage de volume.

Cependant, notons que l'optimisation entraîne un changement fondamental du modèle étudié, et l'utilisation du nouveau modèle obtenu (MAOW-99) nécessitera une reprogrammation du logiciel, car les constantes du modèle de Witczak de 1999 ne constituent pas des données modifiables lors du dimensionnement. Une première vérification de la fiabilité de MAOW-99 est effectuée avec la même base de données qui a servi à son développement (Auto-évaluation). Les résultats de la corrélation montrent une bonne corrélation avec un R² = 0,97 et Se/Sy = 0,09. Ce qui veut dire que par rapport au MAW-99, le MAOW-99 est plus précis avec 97,11 %. La figure 7.2 illustre les résultats de l'auto-évaluation. Pour plus de précision, une vérification a été effectuée avec la deuxième partie de la base de données (BDC et GDF).

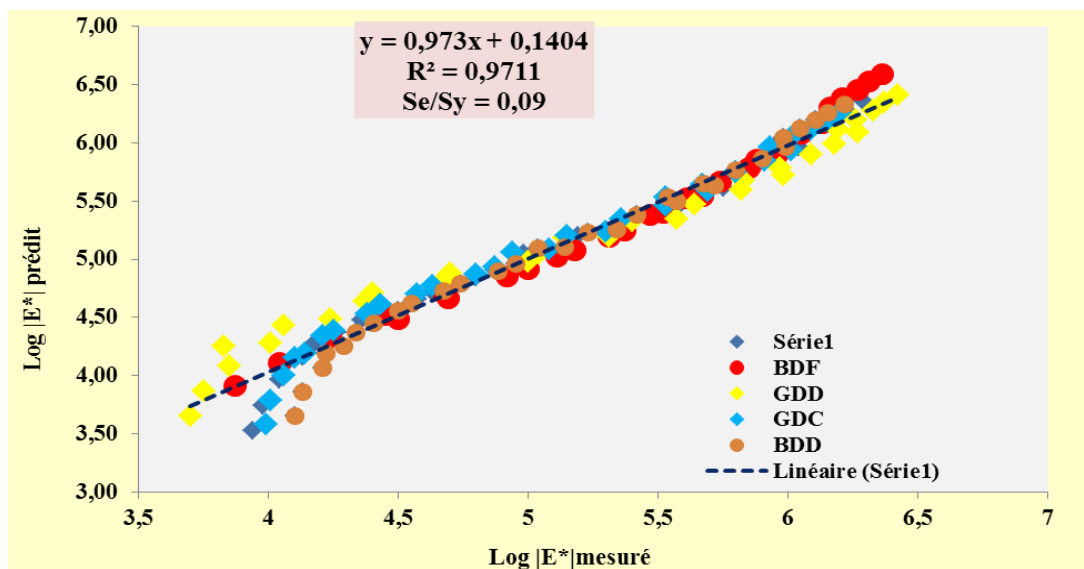


Figure 7.2 – Auto-évaluation du modèle MAOW (base de données de développement du modèle)

4.1.2. Vérification du modèle MAOW-99

La figure 7.3 présente la corrélation entre les valeurs de modules prédites par le biais de MAOW-99 et la base de données restante.

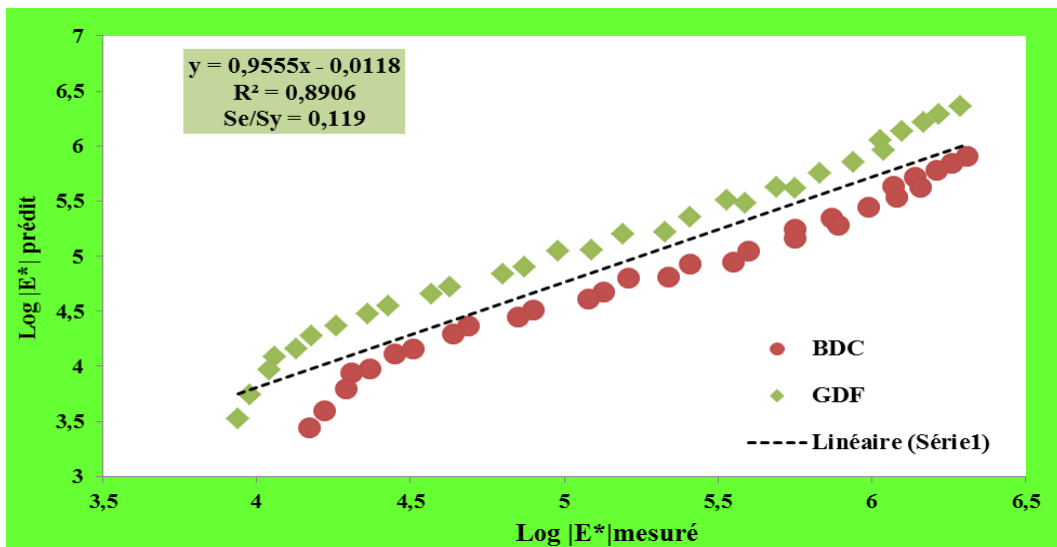


Figure 7.3 – Vérification du modèle MAOW-99 avec la base de données restante

Une bonne corrélation est observée avec un $R^2 = 0,89$ et $Se/Sy = 0,119$. On peut en conclure que MAOW-99 est un bon modèle approché du modèle de Witczak-99.

4.2 Evaluation du modèle approché de Witczak 2006 (MAW-06)

La même procédure d'évaluation citée ci-dessus pour MAW-99 est utilisée pour le MAW-06. Une corrélation est effectuée entre les valeurs de module prédites par le MAW-06 et les valeurs de module mesurées au laboratoire. La figure 7.4 montre une assez bonne évaluation du modèle de Witczak 2006 avec une corrélation très forte de $R^2 = 0,91$ et $Se/Sy = 0,1$. Ce qui veut dire qu'un dimensionnement effectué avec un logiciel utilisant le MAW-06 (pour prédire $|E^*|$) aura une précision de 91 % dans la prédiction du module dynamique. Cette opération ne nécessite aucune reprogrammation du logiciel comme pour le MAW-99. Une optimisation non-linéaire par le Solveur de MS-Excel peut être utilisée pour améliorer cette corrélation comme pour le MAW-99.

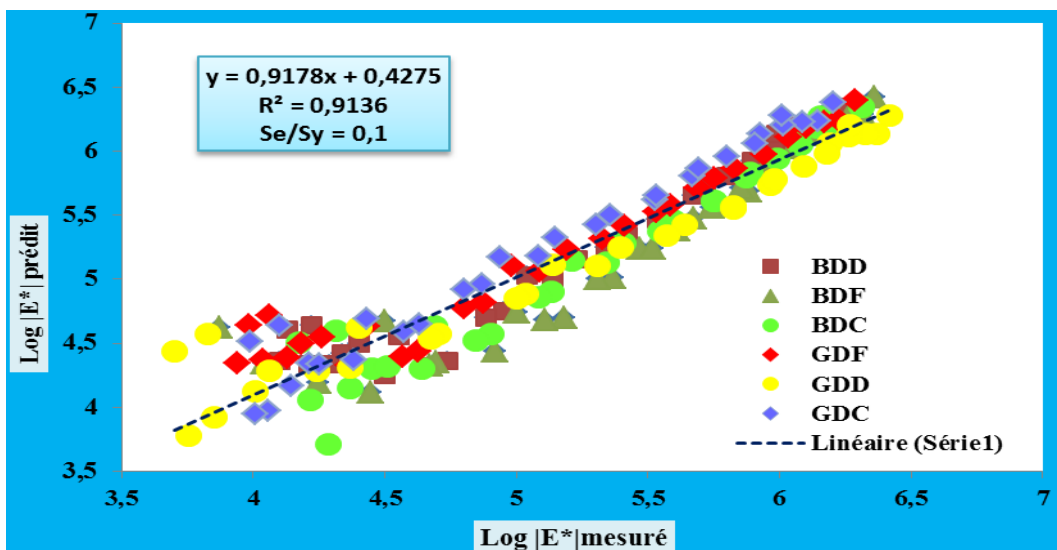


Figure 7.4 – Evaluation du modèle MAW-06

4.2.1. Ajustement et optimisation du modèle approché de Witczak 2006 (MAOW-06)

La même procédure d'optimisation citée ci-dessus pour MAW-99 est utilisée pour développer le MAOW-06. Le tableau 7.3 présente les constantes optimisées de MAOW-06 en comparaison aux constantes initiales de MAW-06. L'optimisation montre que les constantes F7, F11, F17, F18 sont annulées par le Solveur. Cependant, comme pour MAOW-99, une valeur assez faible de ce coefficient est choisie de sorte à ne pas faire varier la SSD (somme des déviations au carré) de manière significative (10^{-11}).

Tableau 7.3 - Comparaison entre les constantes optimisées de MAOW-06 et les constantes initiales de MAW-06

Constantes des modèles	Constantes optimisées (MAOW-06)	Constantes initiales (MAW-06)
F1	0,695465818	0,349
F2	1,646435324	0,754
F3	0,029204676	0,0052
F4	2,19746178	6,65
F5	0,10228939	0,032
F6	0,006858188	0,0027
F7	1E-11	0,011
F8	6,858E-05	0,0001
F9	1E-11	0,006
F10	0,000417252	0,00014
F11	1E-11	0,08
F12	0,87631211	0,16
F13	3,871809872	2,558
F14	0,004829916	0,032
F15	1,744263272	0,713
F16	0,015498898	0,012
F17	1E-11	0,0001
F18	1E-11	0,0098
F19	7,588569854	0,7814
F20	0,14536179	0,5851
F21	3,989525318	0,8834
SSD	2,31	

Le nouveau modèle de Witczak approché et optimisé noté MAOW-06 est donné par l'équation 7.5.

$$\log E^* = -0,354624896 + 0,73016561 \left(|G_b^*|^{-0,005481779} \right) \times \left(\begin{aligned} &5,461922604 - 0,036114863 P_{0,08} + (0,002060831 P_{0,08})^2 \\ &+ 0,005137335 R_5 - 0,000128808 (R_5)^2 \\ &+ 0,003963945 R_{10} - 0,000166591 (R_{10})^2 \\ &- 0,0000001 V_a - 0,18414392 \left(\frac{V_{\text{beff}}}{V_a + V_{\text{beff}}} \right) \end{aligned} \right) + \frac{2,597758994 + 0,040197991 V_a + 0,596946197 \left(\frac{V_{\text{beff}}}{V_a + V_{\text{beff}}} \right) + 0,00806974 R_{10} - 0,000106102 (R_{10})^2 - 0,010347472 R_{14}}{1 + e^{(-0,84727788 - 0,8028845 \log |G_b^*| + 1,54038840 \log \delta_b)}} \quad [\text{Eq. 7.5}]$$

Où :

$|E^*| =$ module dynamique (10^5psi) ;

$|G^*| =$ module de cisaillement dynamique du liant ;

$\delta_b =$ angle de phase du liant ;

$P_{0,08} =$ pourcentage de passant au tamis 0,08 mm ;

$R_5 =$ pourcentage de refus cumulés au tamis 5 mm ;

$R_{10} =$ pourcentage de refus cumulés au tamis 10 mm ;

$R_{14} =$ pourcentage de refus cumulés au tamis 14 mm ;

$V_a =$ pourcentage de vide ;

$V_{\text{beff}} =$ teneur en liant effective en pourcentage de volume.

La corrélation entre les valeurs de module prédites avec le nouveau modèle MAOW-06 et les valeurs de module ayant servi à l'optimisation (BDC, BDD, GDF, GDD), montre une bonne précision avec un $R^2 = 0,97$ et $Se/Sy = 0,09$. La figure 7.5 illustre les résultats de la régression.

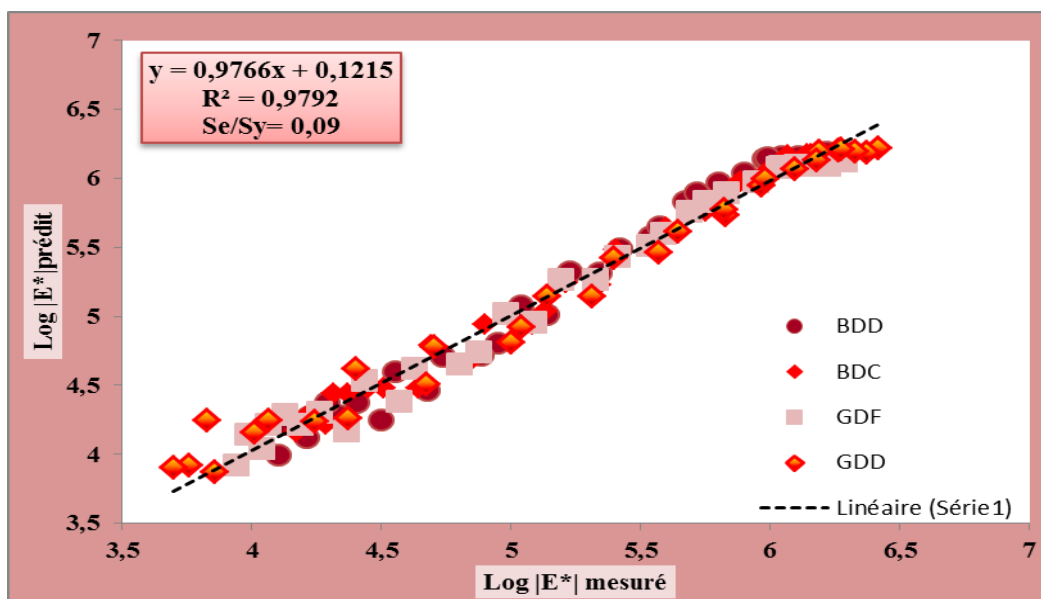


Figure 7.5 – Auto-évaluation de MAOW-06 (base de données de développement du modèle)

4.2.2. Vérification du modèle MAOW-06

La figure 7.6 présente la corrélation entre les valeurs de modules prédites par le biais de MAOW-06 et la base de données restante (GDC et BDF). Une forte corrélation est observée avec un $R^2 = 0,92$ et $Se/Sy = 0,096$. On peut en conclure que MAOW-06 est un bon modèle approché et optimisé du modèle de Witczak-06.

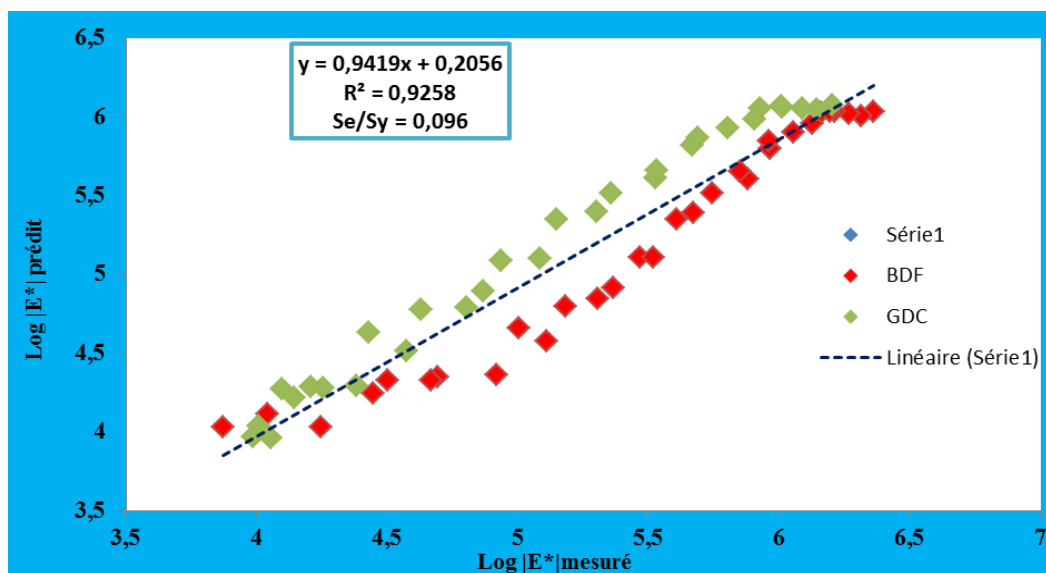


Figure 7.6 - Vérification du modèle MAOW-06 avec la base de données restante

Le tableau 7.4 récapitule les résultats de corrélation des différents modèles obtenus. Il montre clairement que le MAOW-06 est le plus précis des modèles approchés, le MAOW-06 est le plus précis des modèles optimisés. L'auto-évaluation donne les mêmes précisions.

Tableau 7.4 – Récapitulatif des corrélations

	MAOW-99	MAOW-99 Auto- évaluation	MAOW-99	MAOW-06	MAOW-06 Auto- évaluation	MAOW-06
R^2	0,83	0,97	0,89	0,91	0,97	0,92
Se/Sy	0,65	0,09	0,119	0,1	0,09	0,096
Code						

5. Conclusion

L'une des limites de fonctionnement la plus importante du MEPDG est la limitation des paramètres granulométriques du modèle de Witczak 1999 au tamis US. Ce qui implique, une difficulté à prédire avec ce modèle le module dynamique des enrobés bitumineux caractérisés par les tamis métriques (AFNOR et LC) aux niveaux 2 et 3 du dimensionnement dans les pays comme le Canada, la France, le Sénégal...etc. Face à ce problème une solution consiste à l'approche des diamètres de tamis des modèles de Witczak (1999 et 2006). Cette approche est un remplacement simple des diamètres de tamis U.S. ρ_{200} (0,075 mm), ρ_4 (4,76 mm), ρ_{38} (9,5 mm) et ρ_{34} (19 mm) utilisés dans la prédiction du module dynamique $|E^*|$ des enrobés bitumineux respectivement par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC) $P_{0,08}$ (0,08 mm), R_5 (5 mm), R_{10} (10 mm) et R_{14} (14 mm). Les diamètres de tamis métriques choisis étant les plus proches des diamètres de tamis U.S. des modèles de Witczak 1999 et 2006. C'est une bonne méthode d'innovation qui peut permettre d'utiliser le MEPDG dans presque tous les

pays francophones ou anglophones du monde, pour le dimensionnement des chaussées bitumineuses. Les conclusions qui ont été tirées de l'étude sont :

- L'évaluation des modèles MAW-99 et MAW-06 a montré que l'approche des diamètres de tamis U.S. ne compromet pas l'aptitude de ces modèles à prédire le $|E^*|$ des enrobés bitumineux formulés selon les méthodes AFNOR et LC ;
- L'optimisation conduit à un changement des constantes dans les modèles de base étudiés. L'utilisation des nouveaux modèles obtenus nécessite la reprogrammation du logiciel utilisé ;
- Le Solveur de MS-Excel est un bon outil d'ajustement à travers son module GRG non-linéaire. L'évaluation des modèles MAW-06 ($R^2 = 0,91$ et $Se/Sy = 0,1$) et MAOW-06 ($R^2 = 0,92$ et $Se/Sy = 0,096$) est plus précise que celle des modèles MAW-99 ($R^2 = 0,83$ et $Se/Sy = 0,65$) et MAOW-99 ($R^2 = 0,89$ et $Se/Sy = 0,119$) ;
- Le module dynamique des enrobés bitumineux formulés avec le basalte de Diack et le quartzite de Bakel est bien prédit par les modèles évalués et les modèles optimisés.

Chapitre 8 - Développement du modèle minéralogique SILICE-ZÊTA de prédiction du module dynamique et étude de l'impact du type de granulats et de ses propriétés chimiques.

1. Introduction

L'étude de l'impact du type de granulats sur le module dynamique des enrobés bitumineux est difficile à effectuer, car la spécification des granulats routiers ne dépend pas de la nature du granulats, mais des propriétés intrinsèques de celui-ci. D'autre part il est impossible de faire varier la composition chimique ou minéralogique d'un granulats lors de la formulation des enrobés bitumineux. Les modèles de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux développés jusqu'alors ne prennent pas en compte la nature, ni même les propriétés intrinsèques des granulats. Les modèles de prédictions de Witczak (1999 et 2006) ne prennent en compte que les pourcentages de passants et de refus des tamis U.S. Le modèle de Christensen (2003) quant à lui prend en compte la composition volumétrique de l'enrobé bitumineux. Dans ce chapitre, afin d'étudier indirectement l'impact du granulats sur le module dynamique, un modèle minéralogique a été développé. Ce modèle prend en compte la nature pétrographique du granulats à travers sa teneur en silice (SiO_2) et sa charge électrique externe, le potentiel zêta. Pour le développement de ce modèle les méthodes statistiques sont utilisées. Mais un choix primaire devra avant tout s'effectuer sur les différents paramètres à considérer comme variables prédictives du modèle minéralogique. Cependant, seule l'autoévaluation du modèle a été effectuée. Il reste donc à être évalué avec une base de données indépendante.

2. Les paramètres du modèle minéralogique

Pour les granulats, l'impact de la minéralogie a été affecté au potentiel zêta (ζ) et à la teneur en SiO_2 (T_{SiO_2}) (Metzo-Minerals, 2010). En effet, la silice entre dans la composition de presque tous les types de roches. La granularité de l'ossature minérale est liée à la surface spécifique du mélange de granulats noté (Σ). De ce fait, plus un mélange de granulats est fin, plus sa surface spécifique est élevée et plus la teneur en liant nécessaire pour l'enrobé est élevée. La minéralogie agit aussi sur la dureté de la roche, qui sera traduit par les coefficients Los Angeles (LA) et Micro Deval (MDE). Notons que ces paramètres sont sensiblement liés à la teneur en SiO_2 (Metzo-Minerals, 2010). Les propriétés volumétriques du mélange bitumineux sont l'épaisseur du film de bitume (h), la teneur en liant effectif (V_{be}) et le pourcentage de vide (V_a). Pour le bitume, il a été décidé de conserver le choix du module de cisaillement complexe G^* et de l'angle de phase δ_b pour chaque température et fréquence d'essai. Notons que la viscosité liée à la température et à la fréquence aussi peut être utilisée pour prendre en compte l'impact du liant bitumineux sur la prédiction. Ainsi, 12 paramètres ont été initialement identifiés pour développer un modèle de prédiction lié à la minéralogie (h , $T^\circ\text{C}$, ω , G^* , δ_b , ζ , (Σ), V_{be} , V_a , LA, T_{SiO_2} et MDE). Cependant, seul 7 paramètres seront retenus dans le modèle de prédiction finale (G^* , δ_b , ζ , (Σ), V_{be} , V_a , et T_{SiO_2}).

2.1 La silice

La silice pure est un minéral très dur (7/10) qui existe sous des formes variées dans la nature. Elle est le principal constituant des roches sédimentaires détritiques (sables, Quartzite), elle représente 27% de la croûte terrestre et les 95% de la composition des minéraux silicatés. La silice est fréquente dans les roches métamorphiques et dans les roches magmatiques, sous forme de quartz dans les roches magmatiques acides, et cristallisée ou amorphe dans les roches volcaniques (Futura-Science, 2015). La silice cristallise sous plusieurs formes

minérales en fonction de la température et de la pression de cristallisation. Par température de fusion, les polymorphes de la silice sont (Figure 8.1) (Rudnick et Gao, 2000) :

- la stishovite qui cristallise à 1200 °C (météorite) ;
- les quartz (α ou β) qui cristallisent à 1650 °C ;
- la tridymite qui cristallise à 1670 °C ;
- la calcédoine qui cristallise 1700 °C ;
- la cristobalite qui cristallise à 1713 °C.



Figure 8. 1 – Exemples de polymorphes de la silice (Calcédoine = eclatbox.com ; Quartz = Material project.org ; Stishovite = JungleKey.fr ; Tridymite = Geoforum.fr)

Le tableau 8.1 montre les plages de variation des propriétés intrinsèques des roches et les plages de variation des teneurs en silice. Mais le modèle minéralogique à développer ne sera pas calibré avec ces roches car les essais de module complexe n'ont été effectués qu'avec le basalte de Diack (46 % de SiO_2) Dia (1982), le quartzite de Bakel (94,5% de SiO_2 centre de classe Metzo-Minerals) et le calcaire de Bandia (0,7% de SiO_2) par analogie à celui de Bargny d'après Brigaud (1960).

Tableau 8.1 - Propriétés physique de roches (Metzo-Minerals, 2010)

Roche	SiO_2	Densité	Concas sabilité	Los Angeles	Fragmentation dynamique	Abrasivité
Basalte	20-50	2,7-3,1	20-44	8-21	11-32	500-2300
Diabase	45-55	2,6-3,1	18-44	7-34	11-21	450-2300
Diorite	55-70	2,6-2,9	20-36	14-30	13-24	400-1700
Dolomite	0-10	2,6-3,0	30-56	15-55	20-38	20-250
Gabbro	40-55	2,7-3,0	27-34	14-30	15-19	800-1700
Gneiss	55/75	2,6-2,8	30-67	15-28	12-42	600-1600
Granite	65-75	2,6-2,8	28-90	17-35	17-41	900-1900
Calcaire	0-30	2,4-2,8	30-45	30-45	28-44	0-500
Quartzite	90-99	2,5-2,7	22-65	17-40	14-40	1400-2400

Cependant, quelque soit le type de roche utilisé, une fois les paramètres du modèle identifiés, son utilisation est possible. Mais dans les roches on ne trouve pas que de la silice, d'autres minéraux plus résistant peuvent les constituer (mais ces minéraux sont très rare car dans l'échelle de dureté le quartz est à 7/10).

2.2 L'essai Los Angeles et l'essai Micro Deval

L'essai d'abrasion Los Angeles a été développé à l'origine par le Laboratoire municipal de la ville de Los Angeles dans les années 1920 (NCHRP, 2004). Décrite dans la norme AASHTO T 96, le terme ténacité ou « toughness » est utilisé pour décrire la capacité d'un agrégat à résister à l'abrasion et à la dégradation lors de la manipulation et de la production des bétons bitumineux, de la construction et de la mise en service des structures de chaussée (AAT, 2011). L'essai consiste à placer un échantillon d'agrégat dans un large tambour en acier (figure 8.2) et six à douze billes en acier (En fonction de la fraction). Le tambour mis en rotation applique par le biais des billes en acier des impacts et une forte abrasion. Les résultats sont exprimés en pourcentage de perte de masse, et plus la perte est faible plus le granulat est résistant.



Figure 8. 2- Essai Los Angeles + billes de l'essai (Testrichina.asia)

Le tableau 8.2 présente des résultats typiques d'essais Los Angeles sur des granulats standards.

Tableau 8.2 – Valeurs typiques pour l'essai Los Angeles (AAT, 2011)

Roche mère	Valeurs typiques de Los Angeles
Basalte	10 à 20
Dolomite	15 à 30
Gneiss	30 à 60
Granite	25 à 50
Calcaire	20 à 30
Quartzite	20 à 35

Le coefficient micro-Deval humide permet de mesurer la résistance à l'usure des matériaux dans des conditions bien définies. Cette résistance à l'usure pour certaines roches n'est pas la même à sec qu'en présence d'eau. L'élaboration finale de l'essai a été effectuée par Tourenq (1970) au LCPC.

2.3 Le potentiel zêta (méthode électrophorétique)

Le potentiel Zêta représente la charge électrique qu'une particule acquiert grâce aux nuages d'ions qui l'entoure quand elle est en suspension (Figure 8.3). C'est un excellent indicateur des interactions entre particules chargées et donc de la stabilité des colloïdes tels que des émulsions ou particules en suspension. La mesure du potentiel zêta permet donc de prévoir le comportement des émulsions et des suspensions (stabilité, crémage, coalescence, agglomération...), et donc de comprendre les problématiques de formulation. Le potentiel zêta peut être positif (cationique) ou négatif (anionique), de lui dépendra la stabilité des particules en suspension (Cordouan Technologies, 2015 ; Cuisset et Lan, 1979).

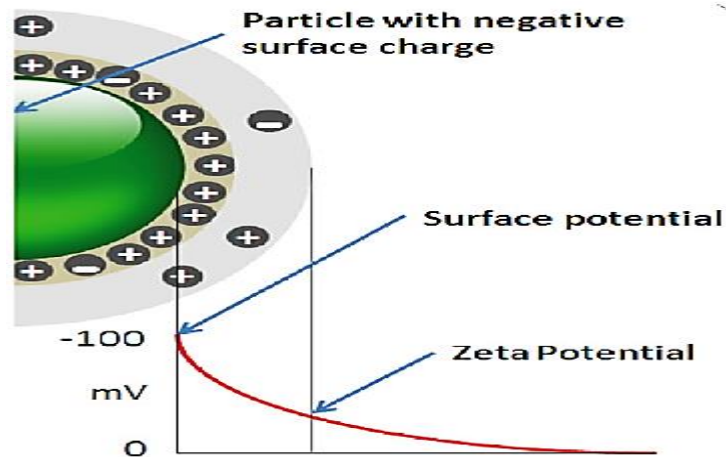


Figure 8. 3– Représentation schématique du potentiel zêta (Cordouan Technologies, 2015)

Durant l'essai de potentiel zêta au zetamètre, la diffusion électrophorétique de la lumière se base sur l'influence d'un champ électrique appliqué sur une particule chargée. Durant cette étude c'est le Zêta-Meter 4.0 qui est utilisé pour mesurer le potentiel zêta. Il est accompagné par des accessoires comme une cellule électrophorétique, un ensemble vidéo un faisceau lumineux et un écran d'affichage pour la prise des mesures lors du Tracking (Figure 8.4).

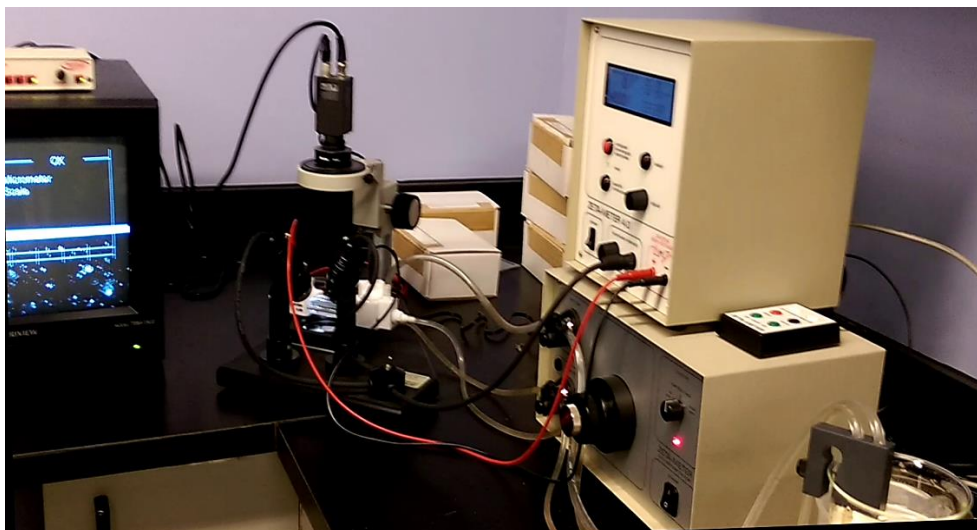


Figure 8. 4- Dispositif expérimental de mesure du potentiel zêta (STEPPE-ETS, 2015)

Le potentiel zêta est calculé par l'équation de Smoluchowski (Equation 8.1), qui l'une de ces expressions les plus élémentaires (Cuisset et Lan, 1979).

$$\zeta = \frac{113.000 \times V_1}{D_t} \times EM \quad [\text{Eq. 8.1}]$$

Avec :

- EM = la mobilité électrophorétique à la température donnée ($\mu\text{m s}^{-1}, \text{V}^{-1} \text{cm}$);
- V_t = la viscosité du liquide en suspension à la température t (poises) ;
- D_t = la constante diélectrique ;
- ζ = potentiel zêta (millivolts).

Pour étudier le comportement des fillers de granulats étudiés dans les solutions aqueuses, des mesures de potentiel zêta ont été effectuées à différents pH (acide, neutre et basique) au laboratoire de la Station Expérimentale des Procédés Pilotes en Environnement (STEPPE) de l'ETS. Les solutions aqueuses ont été préparées à l'aide de solutions concentrées d'acide HCl et de base NaOH. Ces solutions sont diluées dans l'eau distillée sous le contrôle d'un pH-mètre plongé dans la solution posée sur un agitateur (Figure 8.5).



Figure 8. 5- Dispositif expérimental de préparation des solutions aqueuses à différents pH (STEPPE-ETS)



Figure 8. 6– Pulvérisateur de roche (basalte de Diack, calcaire de Bandia et quartzite de Bakel) ($D < 8 \text{ mm}$) (STEPPE-ETS)

Les fillers de quartzite, de basalte et de calcaire ont été obtenus en broyant les roches de fraction grossière en fine (Figure 8.6). Une fois les différents matériaux de l'étude en place, la procédure de mesure du potentiel zêta se déroule comme suit :

- rincer la cellule électrophorétique et les tubes à l'eau de robinet ;
- allumer le Zêta-Meter, le faisceau lumineux (en mode frontal), l'écran et la caméra ;
- dans un bécher contenant une solution d'acide ou base (au choix) et posé sur un agitateur, mettre une pincée de filler à l'aide d'une spatule ;
- mettre le système à "Recycling" pour remplir le système de tube-cellule électrophorétique de la solution de colloïdes, puis à Full Vent pour éliminer les bulles d'air pendant quelques secondes. Ensuite appuyer sur "Stanby" pour mettre en pause.
- une fois le système inondé, appuyer sur "Energize", notez la température et la conductance spécifique et débiter le "Tracking" ou la prise de mesure. Sur l'écran passent dans un interligne les particules chargées et le Tracking consiste à signaler au Zêta-Meter l'entrée et la sortie d'une particule dans l'interligne entre deux interlignes verticales à l'aide d'un signal sonore (Figure 8.7). Une liste de 10 valeurs est généralement suffisante.



Figure 8.7 - Mesure du potentiel zêta du quartzite à pH = 9,05 (STEPPE-ETS)

Le tableau 8.3 présente les résultats de potentiel zêta obtenus pour le basalte de Diack, le quartzite de Bakel et le calcaire de Bandia à température ambiante ($25^{\circ}\text{C}\pm 2$). Ces résultats montrent que pour les solutions aqueuses à pH acide le quartzite de Bakel présente un potentiel positif ($\zeta = + 22,58$ mV) supérieur à celui du basalte ($\zeta = + 18,87$ mV) qui est supérieure à celui du calcaire ($\zeta = + 13,32$ mV). Ce qui implique donc que pour une solution acide donnée, le calcaire nouera moins de liaisons de type électrostatiques que le basalte et le quartzite qui aura plus tendance à nouer des liaisons. A pH "neutre" et basique les particules de basalte et de quartzite présentent sensiblement les mes mêmes valeurs avec une légère supériorité du basalte (respectivement $+ 37,07$ mV et $+ 38,63$ mV; $+ 38,52$ mV et $+ 37,89$ mV). Le calcaire présente les plus faibles avec $+ 16,41$ mV et $+ 18,86$ mV. Ce qui implique donc que pour les solutions à pH supérieur à 7,12 (basique), les particules de basalte et de quartzite auront plus tendance à établir des liaisons électrostatiques que les particules de calcaire.

Tableau 8.3 – Résultats essais de potentiel zêta en milieux aqueux

Type de granulat	Zêta potentiel		
	pH =5,02	pH =7,12	pH= 9,08
Basalte de Diack	19,87	37,07	38,63
Quartzite de Bakel	22,58	38,52	37,89
Calcaire de Bandia	13,32	16,41	18,66

2.4 Le module de cisaillement G*

Vue les variations de températures lors des essais de module complexe sur les enrobés bitumineux observées au laboratoire, des équations de courbes tendances des mesures de G* au laboratoire ont été déterminé aux températures (0 °C ,10°C, 20°C, 30°C, 40°C et 55°C) pour chaque fréquence. Ainsi, pour chaque fréquence on a une équation de prédiction de G* en fonction de la température souhaitée (Figure 8.8).

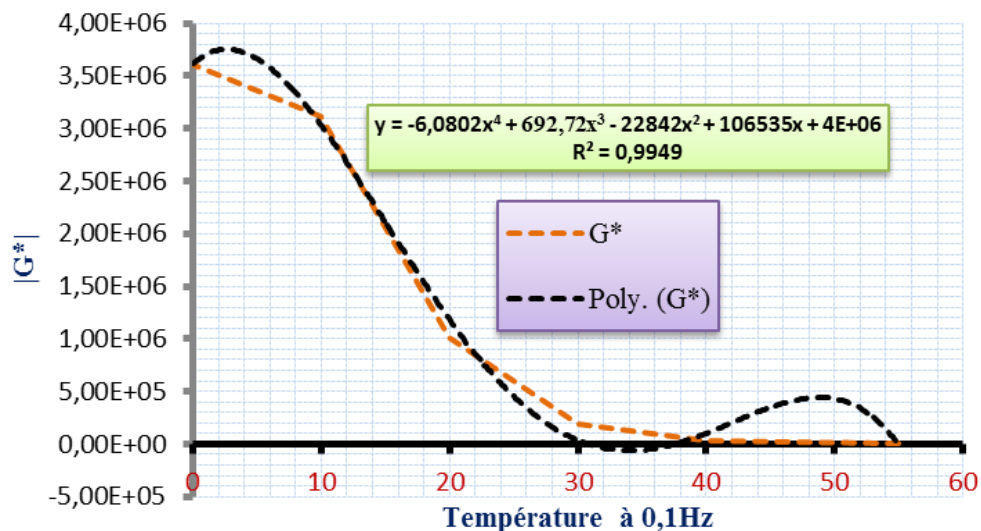


Figure 8.8– Exemple de courbe tendance de G* du bitume 35/50 (PG 70-16) à 0,1 Hz

2.5 La surface spécifique et l'épaisseur du film de liant

Il existe plusieurs formules d'expression de la surface spécifique des squelettes granulaires des enrobés bitumineux. Dans la méthode de formulation française elle sert à calculer la teneur en liant (Méthode Duriez). Dans la méthode de formulation Superpave elle sert surtout au calcul de l'épaisseur du film de liant enrobant les granulats. Cependant, vu le caractère purement empirique des formules de calcul de la surface spécifique, aucune d'elles n'est meilleure que l'autre (NCHRP, 2004). Dans cette étude l'expression de la surface spécifique est donnée par l'équation 8.2 (Duriez et Arrambide, 1959 ; Dumont et al., 1992 ; Di Benedetto et Corté, 2005) .

$$\Sigma(m^2 / kg) = \frac{1}{100} (0.25g + 2.30S + 12s + 135f) \quad [\text{Eq. 8.2}]$$

G = gravier > 5 mm

S = sable moyen à gros ($0,315 < S < 5 \text{ mm}$)
s = sable fin ($0,08 < s < 0,315$)
f = filler $< 80 \mu$

L'épaisseur du film de liant est calculée par la formule 8.3 (AAT, 2011).

$$AFT = \frac{1000VBE}{\sum P_s G_{mb}} \quad [\text{Eq. 8.3}]$$

AFT = épaisseur du film de liant (μm) ;
VBE = teneur en liant effective en pourcentage de volume ;
 \sum = surface spécifique (m^2/kg);
 P_s = pourcentage de granulat dans le mélange (100-teneur en liant) ;
 G_{mb} = densité brute de l'enrobé compacté.

3. Démarche du développement du modèle minéralogique

La régression linéaire multiple (polynomiale) par exclusion descendante (pas à pas) est utilisée dans le développement du modèle minéralogique de prédiction du module dynamique des enrobés hydrocarbonés formulés à chaud. L'outil de développement statistique utilisé est le logiciel Statistica de StatSoft. Dans la matrice des méthodes statistiques de régression linéaire, la distribution de l'erreur ε est indépendante de X, l'erreur est centrée avec une variance constante et les paramètres (constants) du modèle sont constants. L'estimation des constantes du modèle sont obtenues par minimisation de la moyenne des résidus au carré (moindre carré). L'évaluation des modèles de régression repose sur la valeur du coefficient de régression multiple ajusté R_a^2 (Equation 8.4) (qui marque le degré de liaison entre la variable à prédire et les variables prédictes) et sur les tests de significativité (test de Student et test de Fisher). L'équation 8.4 donne l'expression de R_a^2 (StatSoft, 2015)

$$R_a^2 = 1 - \frac{(N - 1) \times (1 - R^2)}{N - p - 1} \quad [\text{Eq. 8.4}]$$

Avec :

R_a^2 = coefficient de détermination multiple ajusté;
N = nombre d'observation ;
p = nombre de variables explicatives ;
 R^2 = coefficient de détermination (limité à 30 échantillons).

$$R^2 = \frac{SCReg}{SCT} \quad [\text{Eq. 8.5}]$$

Avec :

SCReg = somme des carrés des écarts du modèle ;
SCT = somme des carrés des écarts totaux.

Le test de Student est utilisé pour vérifier si chaque paramètre est statistiquement significatif avant de l'introduire dans un modèle. Le test de Fisher vérifie la significativité modèle elle-

même. Ces deux tests sont liés au p-value et un test n'est significatif que si son p-value est inférieur à 0,05.

3.1 Paramètres du modèle minéralogique

Pour le développement du modèle minéralogique des mesures de module complexe (E^*) au LCMB sur des éprouvettes d'enrobés bitumineux ont été effectuées selon la procédure décrite par la norme LC 26-700 (NF EN 1269-7-26). Les enrobés étudiés sont formulés avec trois types de granulats (basalte de Diack, quartzite de Bakel et calcaire de Bandia). Le tableau 8.4 présente les formules à base de calcaire de Bandia (CDC, CDD et CDF) en complément aux formules (BDC, BDD, BDF, GDC, GDD et GDF).

Notons que le calcaire est un granulats non routier présentant un très mauvais coefficient de perte à la fragmentation dynamique 40,04, un MDE médiocre de 83,2 de perte. Son utilisation permettra de se défaire de l'hypothèse du granulats supposé géotechniquement conforme des modèles développés jusqu'à nos jours. Les essais de module complexe ont été effectués aux températures de 0°C, 10°C, 20°C, 30°C, 40°C, 55°C et pour chaque températures aux fréquences 0,1Hz, 0,3 Hz, 1Hz, 5Hz et 10Hz. La base de données des variables (270 points de donnés) du modèle sont présentés en annexe E. Cette base de données servira au développement du modèle minéralogique et à l'autoévaluation de ce dernier. Vu la faible quantité de données disponibles, la vérification du module par une base de données neutre ne sera pas effectué dans cette thèse comme pour MAW-99 et MAW-06 (Cf. chapitre 7).

Tableau 8.4 – Formule d'enrobés à base de granulats calcaire (Cf.chapitre5)

Composition	Calcaire dense-Grossière	Calcaire dense-fine	Calcaire dense-dense
	% dans l'enrobé	% dans l'enrobé	% dans l'enrobé
0/4 mm	26,78	62	40,04
4/10 mm	21,04	19	17,16
5/20 mm	48,82	14	38,14
Bitume	4,65	5,25	4,98

3.2 Equation de prévision de $\log |E^*|_{SILICE-ZÊTA}$

Après plusieurs simulations de modèle sur Statistica, le modèle repris par l'équation 8.6 fut choisi.

$$\begin{aligned} \log |E^*|_{SILICE-ZETA} = & 2,88487656 + 0,366038859V_{beff} - 0,03864789V_{beff}^2 \\ & - 0,0073155V_a^2 + 2,72454806 \log \delta_b - 1,6527836 \log \delta_b^2 + 0,39476154\zeta \\ & - 0,8851E - 4T_{SiO_2}^2 - 0,373051171 \log |G^*|^2 + 0,002125823\Sigma^2 \end{aligned} \quad [Eq. 8.6]$$

Avec :

- Vbeff = teneur en liant effective en pourcentage de volume ;
- Va = pourcentage de vide en pourcentage de volume ;
- δ_b = angle de phase du liant bitumineux (°);
- ζ = potentiel Zêta (mV);
- T_{SiO_2} = teneur en SiO₂ de la roche source de granulats ;
- $|G^*|$ = module de cisaillement dynamique (DSR) (MPa);
- Σ = surface spécifique du squelette minérale de l'enrobé (m²/kg).

Le tableau 8.5 montre la démarche de développement par exclusion sur Statistica. L'analyse statistique du modèle (Figure 8.9) donne un bon coefficient de détermination de 0,90 et Se/Sy

= 0,034. Ce qui signifie que les variables prédictes sont liées au modèle à 90%. Le test de Fisher effectué présente une bonne significativité ($p = 0,000$, inférieur à 0,05). Les tests univariés de significativité de $\log |E^*|$ de la solution d'exclusion descendante par décomposition efficace de l'hypothèse montre une bonne significativité (p inférieur à 0,05-Fisher) pour les variables inclus dans le modèle (Tableau 8.6). Les cases de p vides, signifient une exclusion.

Tableau 8.5 – Test de significativité du modèle minéralogique

Test de SC Modèle Complet vs. SC Résidus											
	Multipl e - R	Multiple - R ²	Ajusté - R ²	SC - Modèle	dl - Modèle	MC - Modèle	SC - Résidus	dl - Résidus	MC - Résidus	F	p
log	0,95342		0,9058	124,586						288,	
E*	1	0,909011	61	3	9	13,84292	12,47066	260	0,047964	61	0

R² : coefficient de détermination ; SC : somme des carrées ; dl : degré de liberté ; F : test de Fischer ; MC : moyenne des carrées.

Tableau 8.6 – Test de significativité des variables prédictes

Tests univariés de significativité de $\log E^* $ solution d'exclusion descendante décomposition efficace de l'hypothèse					
	SC	Degré de - Liberté	MC	F	p
Ord.Orig.	1,08826	1	1,08826	22,6891	0,000003
Vbeff	0,30535	1	0,30535	6,3663	0,012228
Vbeff^2	1,30081	1	1,30081	27,1205	0
Va		0			
Va^2	7,06054	1	7,06054	147,2048	0
log (db)	5,16039	1	5,16039	107,5885	0
log (db)^2	13,40954	1	13,40954	279,5745	0
Z	0,8229	1	0,8229	17,1566	0,000047
Z^2		0			
"TSiO₂"		0			
"TSiO₂"^2	5,21807	1	5,21807	108,7911	0
log G* 		0			
log G* ^2	1,99868	1	1,99868	41,6703	0
Ss		0			
Ss^2	1,05976	1	1,05976	22,0949	0,000004
Erreur	12,47066	260	0,04796		

Avec :

SC : somme des carrées ; MC : moyenne des carrées ; F : test de Fischer ; Vbeff = teneur en liant effective en pourcentage de volume ; Va = pourcentage de vide en pourcentage de volume ; db = angle de phase du liant bitumineux (°) ; Z = potentiel Zêta (mV); T_{SiO_2} = Teneur en SiO₂ de la roche source de granulat ; |G*| = module de cisaillement dynamique (DSR) (MPa); Ss = surface spécifique du squelette minérale de l'enrobé (m²/kg).

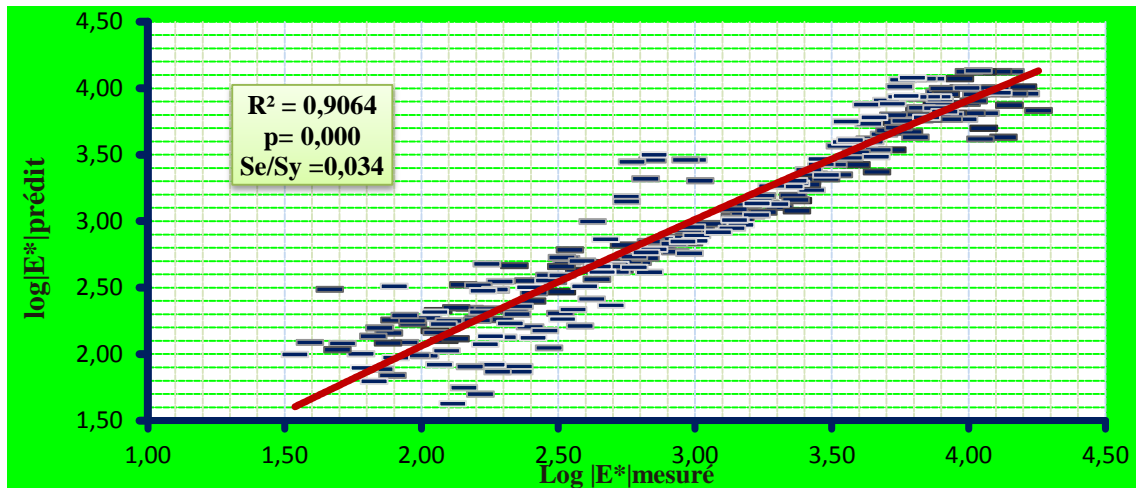


Figure 8. 9– Corrélation entre les valeurs de modules prédites et les valeurs observées

4. Etude de la sensibilité du modèle minéralogique

L'impact du type de granulat n'est presque jamais pris en compte dans la prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux ou même dans l'interprétation des facteurs qui impactent le module complexe. Seuls les pourcentages de passant et de refus des tamis U.S. sont pris en compte dans les modèles de Witczak et l'analyse volumétrique dans le modèle Hirsh. La prédiction du module dynamique par les modèles analogiques «avancés» est très éloignée du type de granulat car elle dépend de paramètres comme le ressort et l'amortisseur. Les résultats satisfaisants obtenus avec le modèle minéralogique montrent, que le type de granulat peut être pris en compte dans la prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux.

4.1 Impact du type de granulat

Afin de vérifier si tous les types de granulat utilisés dans l'étude (basalte de Diack, quartzite de Bakel et calcaire de Bandia) participent positivement et à quel degré sur la précision du modèle minéralogique, des corrélations ont été effectuées séparément sur les résultats de chaque type de granulat.

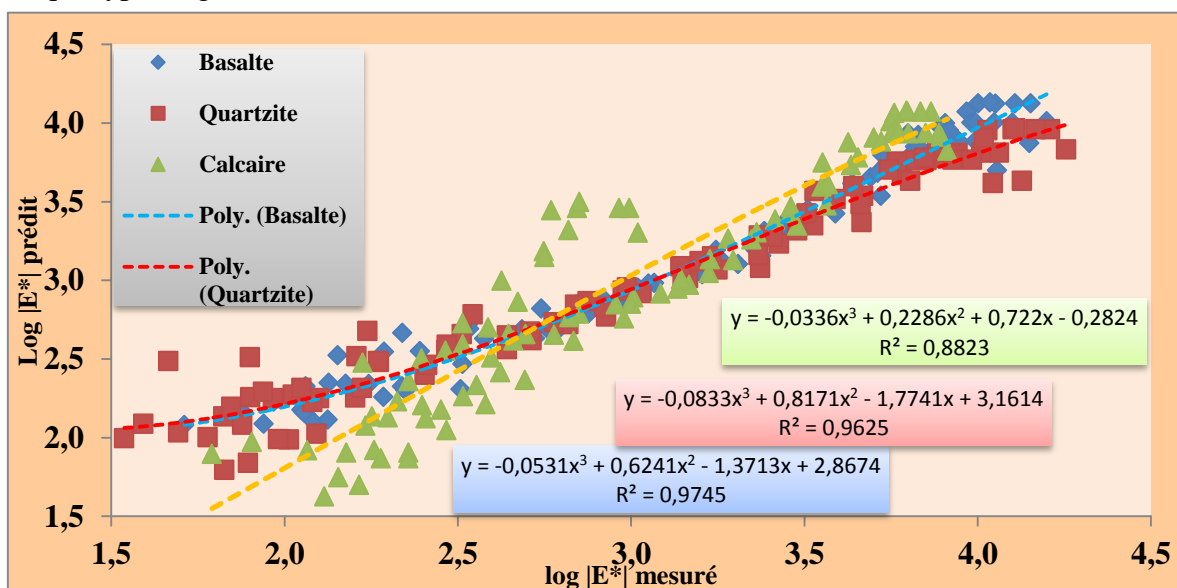


Figure 8. 10 – Corrélation entre $\log |E^*|$ des enrobés de basalte, de calcaire et quartzite considérés séparément et $\log |E^*|$ mesuré

Les résultats des corrélations ont montré que le basalte assurait à lui seul une précision de $R^2 = 0,97$ et une erreur de prédiction de $Se/Sy = 0,028$ (Figure 8.10). Le quartzite de façon assez similaire au basalte présente une bonne corrélation entre ses modules mesurés et ses modules prédits par le modèle minéralogique. Son coefficient de détermination est de $R^2 = 0,96$ avec un $Se/Sy = 0,040$ (Figure 8.10). Les enrobés de calcaire présentent aussi une forte corrélation. En effet, les valeurs de corrélation obtenues sont similaires à celles des modèles de Witczak de 1996 et 2006. La corrélation montre sur la figure 8.10, un $R^2 = 0,88$ et un $Se/Sy = 0,076$. La figure 8.10 présente tout de même des valeurs assez éloignées de la courbe tendance. Afin d'identifier les mélanges responsables de ces écarts, une différenciation de couleur des points de données a été effectuée séparément sur les résultats de chaque type de BBSG (CDF, CDD, CDC, BDF, BDD, BDF, GDF, GDD et GDF).

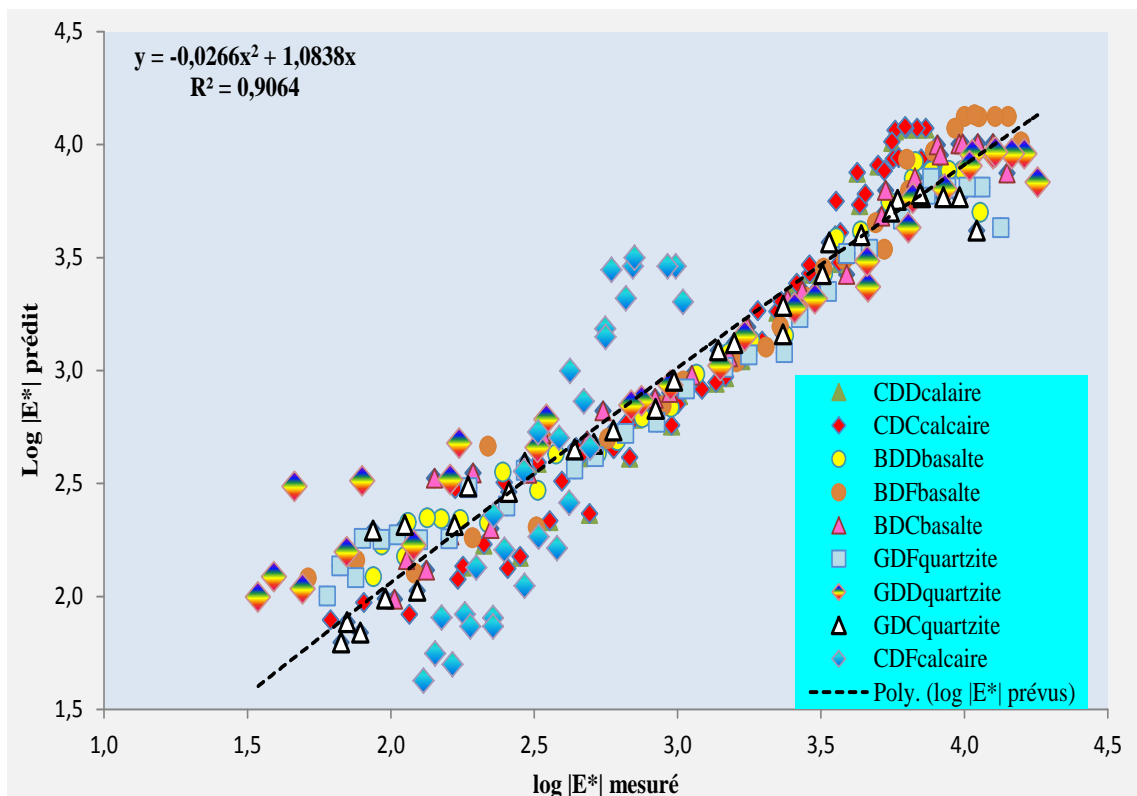


Figure 8.11 – Corrélation entre $\log |E^*|$ des enrobés CDF, CDD, CDC, BDF, BDD, BDF, GDF, GDD et GDF et $\log |E^*|$ mesuré

La figure 8.11 montre que les points de données débordant des figures 8.9 et 8.10 sont des points de données des enrobés CDF et GDD. En effet, le calcaire en plus d'être un granulat non routier présente des enrobés bitumineux (pour cette étude seulement) avec des pourcentages de vide élevés. Les résultats des essais de module complexe ont montré des anomalies de mesure chez le mélange CDF (Figure 8.12). L'essai ayant échoué pratiquement pour ce mélange. Notons aussi que les enrobés de calcaire étudiés ont des pourcentages de vide élevés (CDC = 13%, CDF = 16% et CDD = 14%). D'où les faibles valeurs de module et la relative instabilité observées à ajouter à la fragilité du granulat. Le mélange GDD quant à lui, présente la seule anomalie d'être le BBSG le plus compacté du lot avec 2,16% de vide.

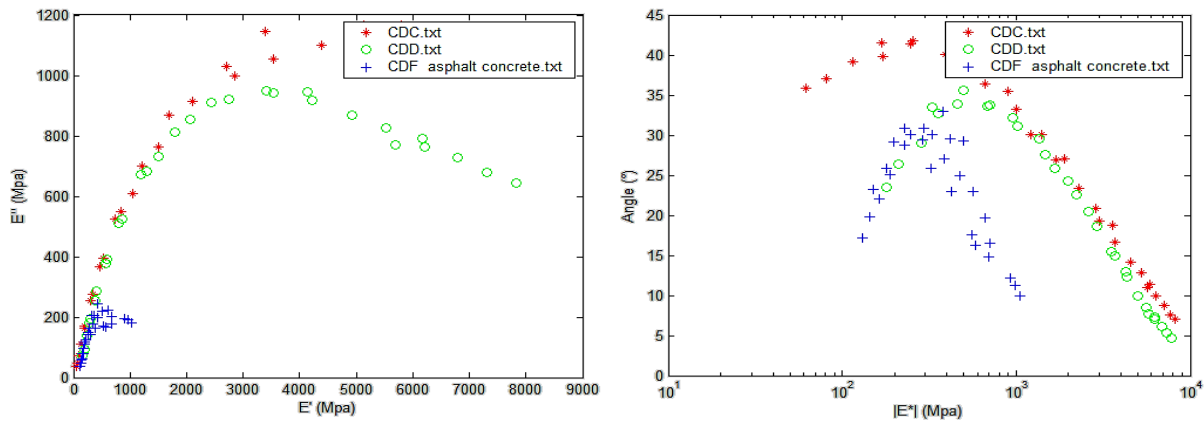


Figure 8.12 – Représentation du module complexe E^* des enrobés de calcaire de Bandia (Granulat non routier).

Les mélanges CDD et CDC ont montré une bonne unicité de la courbe Cole-Cole et Balck.

4.2 Impact du potentiel zÛta

Pour étudier l'impact du potentiel zÛta sur le modèle minéralogique et donc indirectement sur le module dynamique des enrobés bitumineux la démarche a été de choisir un enrobé bitumineux pour chaque type de granulat. Les formules choisies sont le CDC, le BDC et le GDC. Pour chaque formule, une variation du potentiel zÛta a été effectuée afin de mesurer son impact sur le module dynamique (modèle minéralogique). La figure 8.13 présente les résultats pour les potentiels zÛtas positifs.

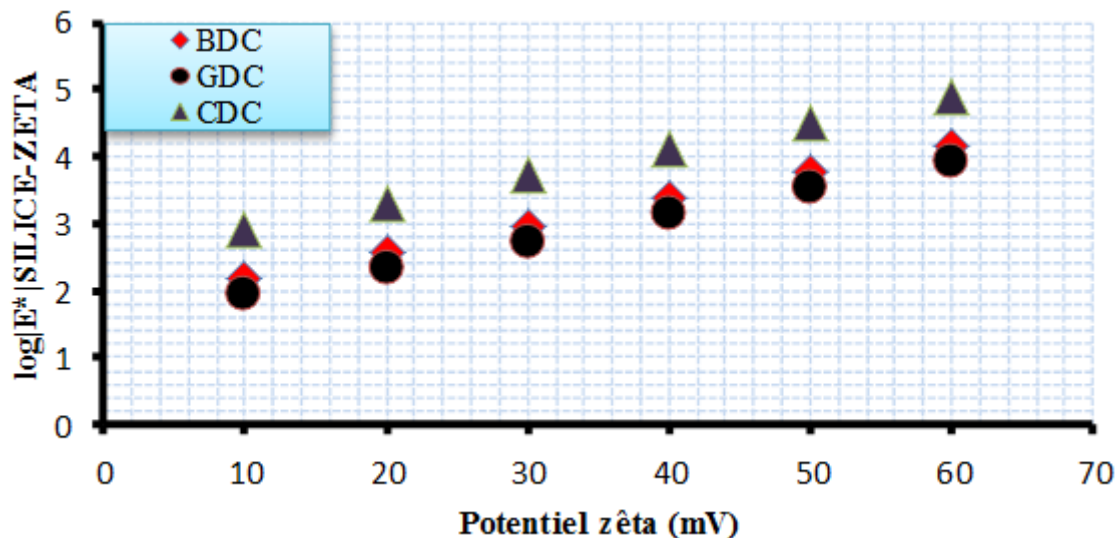


Figure 8.13 - Influence de la variation du potentiel zÛta positif sur le module dynamique $|E^*|$ (30°C et 10Hz)

Elle montre que pour les enrobés bitumineux formulés avec un bitume (35/50 ou PG 70-16), le potentiel zÛta positif a un effet positif sur l'évolution du module dynamique (modèle minéralogique) quel que soit le type de granulat considéré. Ce qui confirme l'effet de l'attraction. Les différences de module observées sont liées au fait que les granulats présentent à l'origine des potentiels zÛtas différents. Une remarque importante ici est que même pour un potentiel zÛta de 16 le module du CDC est supérieur à celui du BDC et du GDC. Ce qui est normal car le calcaire a un $D = 25\text{cm}$, ce qui atténue un peu l'effet de la dureté du basalte et du quartzite.

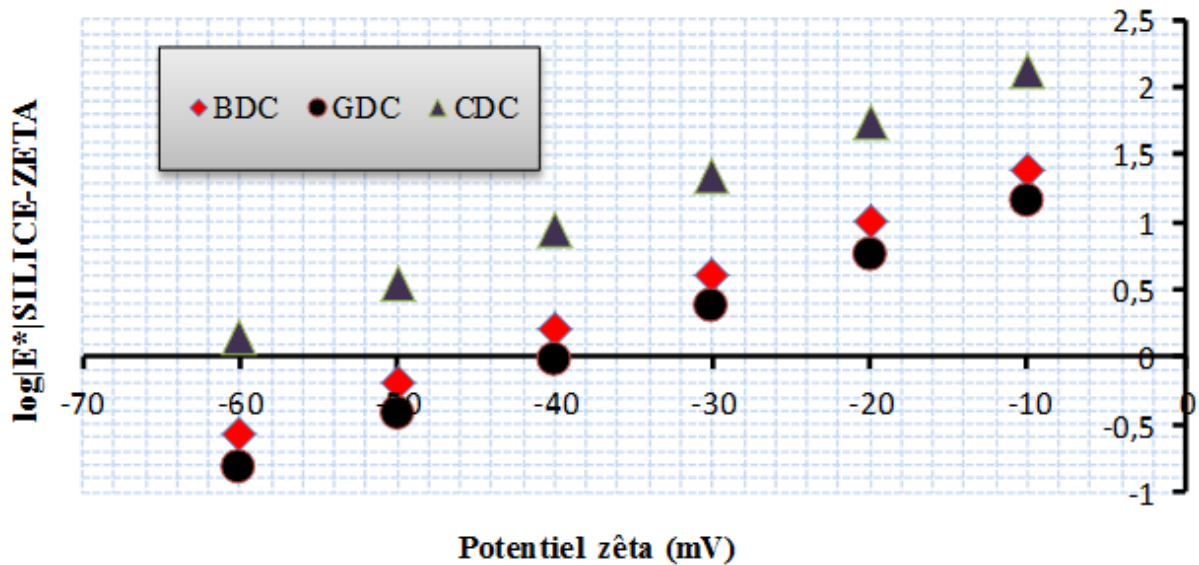


Figure 8.14- Influence de la variation du potentiel zêta négatif sur le module dynamique $|E^*|$ à (30°C et 10Hz)

Pour les potentiels zêtas négatifs (Figure 8.14), on observe une baisse du module dynamique (modèle minéralogique) en fonction de la baisse du potentiel zêta. Ce qui confirme l'effet de répulsion. Mais dans le cas des potentiels zêta négatifs, le modèle minéralogique présente une limite inférieure au-delà de laquelle la prédiction est impossible (valeurs négatives). La figure 8, 15 montre que cette limite est atteinte à -40 mV pour le GDC et -50 mV pour le BDC. Par extrapolation la limite du CDC est obtenue à -70 mV.

4.3 Impact de la teneur en SiO_2

Pour étudier l'influence de la teneur en SiO_2 sur le modèle développé, le même scénario que le potentiel zêta est adopté. Une variation de 0 à 100 % de SiO_2 a été considérée et les effets sur le module dynamique (modèle minéralogique) ont été calculés.

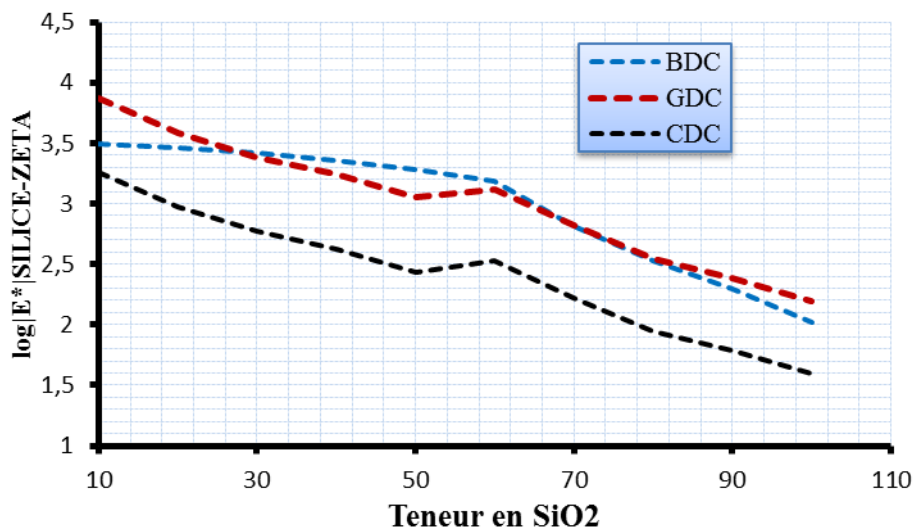


Figure 8.15 – Influence de la teneur en SiO_2 sur le module dynamique (Modèle minéralogique)

La figure 8.15 montre que l'augmentation de la teneur en SiO_2 à un effet négatif sur le module dynamique des enrobés bitumineux (modèle minéralogique). Le BDC et le GDC ont une évolution assez similaire pour une même valeur de SiO_2 . Ceci peut s'expliquer par le fait que ces deux enrobés sont assez similaires dans leur composition. L'effet négatif du SiO_2 sur le module dynamique n'est sûrement pas lié à une perte de dureté de la roche. Elle peut s'expliquer par le fait qu'il participerait à la baisse de la charge positive autour du granulat. Ce qui peut avoir comme conséquence une baisse du potentiel zêta, entraînant une baisse du module dynamique. Ces hypothèses ont besoin d'être confirmées par des essais de module de cisaillement dynamique sur des bitumes ou mastics améliorés avec du filler siliceux.

4.4 Impact des paramètres non liés à la nature du granulat

Des simulations avec les autres paramètres du modèle ont montré que :

- L'augmentation du V_a dans le modèle entraîne une baisse du module dynamique prédit et l'augmentation de la teneur en liant effective aussi entraîne une baisse du module. Ces résultats confirment les conclusions qui ont déjà été cités dans la littérature (Doucet et Auger 2010) et dans le chapitre 4;
- La surface spécifique est liée à la teneur en liant effectif, ainsi l'augmentation de la surface spécifique doit toujours s'accompagner d'une augmentation du V_{beff} . L'augmentation de la surface spécifique prise individuellement entraîne une augmentation du module dynamique.
- L'influence des paramètres du bitume ($|G^*|$ et δ_b) est plus difficile à effectuer. En effet, si on considère le module $|G^*|$ indépendamment, son augmentation entraîne une chute du module dynamique prédit. Mais si on considère en même temps le changement de l'angle de phase on observe une augmentation du module dynamique prédit. Ce qui vérifie la liaison du module $|G^*|$ à l'angle de phase δ_b , l'augmentation du module de l'enrobé en fonction du grade du liant et la susceptibilité du module en fonction de la fréquence et de la température.

5. Conclusion

L'étude menée ci-dessus à montrer que les propriétés intrinsèques du granulat seraient liées à la teneur en SiO_2 , donc à la nature de la roche étudiée, même si cette liaison reste relativement faible. L'étude du potentiel zêta des fillers de granulat a montré qu'elle varie en fonction du pH du milieu et de la nature de la roche. L'étude du modèle minéralogique a montré que c'est un bon outil de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux. En effet, il ne dépend que de sept (7) paramètres. Cependant les paramètres liés aux granulats de ce modèle (minéralogie, teneur en SiO_2) sont bien plus difficiles à déterminer que les paramètres des modèles de Witczak (granulométrie). Dans la recherche de l'impact du type de granulat sur le module dynamique, le modèle minéralogique (SILICE-ZÊTA) comme son nom l'indique semble avoir une sensibilité cohérente avec ces variables prédictives. En effet, la nature du granulat a un effet sur la précision de la prédiction. Le potentiel zêta de par son signe met en évidence les phénomènes d'attraction de répulsion entre particules. Le modèle minéralogique met en évidence l'hypothèse que le SiO_2 entraîne une diminution du potentiel zêta positif. Cependant, elle doit être vérifiée par une procédure expérimentale adéquate. Enfin, la liaison entre la surface spécifique et la teneur en liant effectif a été mise en évidence.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans le respect des principes du management du développement durable, plusieurs objectifs ont été visés dans la réalisation de cette thèse de doctorat axée sur le dimensionnement routier. Sur le plan de la maîtrise des coûts et dans un contexte marqué par l'épuisement des carrières de Diack et d'un déficit budgétaire du FERA, les quartzites de Bakel ont été choisis comme solution de substitution. La recherche des hautes performances et la maîtrise de l'impact environnemental ont été respectées à travers une étude sur les méthodes de dimensionnement rationnel et mécanistique-empirique des chaussées revêtues d'enrobé bitumineux. Cette étude axée essentiellement sur le module complexe et l'étude de l'impact du granulat sur le module dynamique des enrobés bitumineux a été réalisée à travers :

- la formulation selon la méthode française d'enrobés bitumineux avec le basalte de Diack, le quartzite de Bakel et le calcaire de Bandia ;
- le calibrage des modèles de prédiction du module complexe, du module dynamique et de la courbe maîtresse des enrobés bitumineux utilisés dans les deux méthodes de dimensionnement étudiés ;
- l'étude de l'impact structurel du comportement des matériaux bitumineux sur le dimensionnement rationnel et le développement d'un modèle minéralogique.

Pour atteindre ces objectifs, une importante recherche bibliographique a été effectuée afin de déceler la méthodologie à adopter. Elle a permis d'acquérir les informations soutenant que :

- pour les liants bitumineux, les méthodes de spécifications AASHTO et LC sont plus rationnelles que les méthodes empiriques AFNOR. En effet, les méthodes rationnelles utilisent des essais rhéologiques qui décrivent le comportement des liants bitumineux (DSR, BBR) contrairement aux méthodes AFNOR (pénétrabilité, TBA...) ;
- la nature pétrographique des granulats n'est pas prise en compte dans la spécification des granulats routiers. Seules les propriétés intrinsèques et de fabrication sont considérées. Cependant, la nature du granulat est un des facteurs capitaux qui influence l'adhésivité à l'interface liant-granulat. Les quartzites de Bakel plus riches en SiO_2 sont généralement plus durs, plus abrasives et moins adaptés au concassage que les autres (Basalte, calcaire etc...) ;
- la détermination de l'aptitude au compactage des enrobés bitumineux à la PCG est la base des nouvelles méthodes de formulation française et Superpave ;
- dans le dimensionnement des couches bitumineuses, le MEPDG sans son aptitude à prédire les performances des enrobés bitumineux (modèle de prédiction de l'orniérage, de la fatigue...) n'est pas plus précis que le dimensionnement rationnel français. En effet, ils considèrent tous les deux la couche bitumineuse comme élastique et le caractérise par son module dynamique ou module de rigidité $|E^*|$ et son coefficient de poisson ν (modèle de Burmister, modèle multicouche élastique JULEA). De ce fait, le comportement viscoélastique réel de l'enrobé bitumineux est partiellement négligé dans les deux méthodes de dimensionnement ;
- la modélisation du comportement viscoélastique des enrobés bitumineux est possible par le biais des modèles viscoélastiques (Maxwell, Huet-Sayegh, 2S2P1D etc...). Ces modèles sont utilisés dans des logiciels comme ViscoRoute ou Vesys, et leurs paramètres sont calibrés par le module complexe E^* ou la susceptibilité au fluage $J(t)$. Il est important aussi de comprendre que le dimensionnement dit rationnel est mécanistique car il utilise un modèle mécanistique (Modèle de Burmister). Le

comportement des enrobés bitumineux est lié aux niveaux de sollicitation et de déformation, il est essentiellement décrit par son module complexe qui est thermosensible. Les essais de module complexe étant très coûteux, des modèles de prédictions sont utilisés (modèles de Witczak) dans le MEPDG pour la prédiction du module dynamique et la détermination de la courbe maîtresse au niveau 2 et 3 du dimensionnement.

Ensuite une étude a été effectuée au Laboratoire des Chaussées et Matériaux Bitumineux (LCMB) sur des enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal dont, les quartzites de Bakel, les basaltes de Diack et les calcaires de Bandia. Cette étude est composée de formulations d'enrobés bitumineux pour couche de roulement (BBSG 0/14 ou ESG 14), d'essais de module complexe, d'essais de fatigue et de développement de modèles de prédiction du module dynamique. Les résultats de l'étude obtenus dans la deuxième partie de cette thèse ont montré que :

- l'aptitude au compactage des enrobés bitumineux est liée à la densité de leur granulométrie. En effet, plus ce dernier est dense moins son compactage nécessite de l'énergie ;
- les résultats de l'essai d'orniérage ne sont pas impactés par la nature pétrographique de la roche, comme pour la PCG. Elles dépendent cependant du diamètre maximal (D) du granulat. L'orniérage effective des enrobés bitumineux semble commencer vers 10 000 cycles de sollicitation et en dessous de cette valeur le matériau ne subit que des réarrangements. Pour une même granularité, les mélanges bitumineux qui présentent un coefficient d'aplatissement faible sont plus résistants à l'orniérage que les mélanges présentant un coefficient d'aplatissement élevé ;
- l'impact de la nature du granulat n'est pas vérifié par l'essai de tenue à l'eau, si les granulats de natures pétrographiques différentes ont un même potentiel zêta. Les différences de tenue à l'eau observées entre les enrobés de quartzite et les enrobés de basalte peuvent être ainsi causés par une différence d'exposition à l'eau (pourcentage de vide), une différence de film de liant autour des granulats ou une différence de sensibilité à l'eau des interfaces granulat-bitume (réaction d'adhésivité différentes). Le quartzite comme le basalte ont une bonne résistance au désenrobage à condition d'éviter les phénomènes d'attrition (frottements intergranulaires). Une remarque importante est que lors des formulations au laboratoire, les enrobés bitumineux de quartzite refroidissent et durcissent plus vite que les enrobés bitumineux de basalte. D'où l'utilité lors de la mise en œuvre des enrobés de quartzite de compacter rapidement derrière le finisseur. D'autres part il faut éviter les pourcentages de quartz pure supérieur à 15% dans les fournitures de granulats à cause des interfaces lisses sensible à l'attrition;
- les enrobés de quartzite ont une bonne résistance à la fatigue selon la méthode du LCMB, mais ceci reste à être vérifié par les méthodes AFNOR (10°C et 25Hz). Les études ont montré que la surestimation de la durée de vie par le critère de rupture Nf50% sur Nf II/III lors des essais de fatigue, ne semble pas trop affecter les valeurs de la pente (1/b), la dispersion Sn et le ϵ_6 . Cependant, plus d'études sur l'essai de fatigue sont nécessaires afin de mieux maîtriser le comportement des enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal par rapport à ce phénomène.

L'analyse des résultats obtenus lors des essais de module complexe a montré que les enrobés étudiés par la procédure LC 26-700 avec les basaltes de Diack et les quartzites de Bakel sont thermorhéologiquement simples. Ils présentent une assez bonne unicité de leur courbe

maîtresse du module complexe E^* dans le Pan Cole et Cole et dans l'Espace de Black. Leur comportement viscoélastique est bien traduit par les modèles de Huet-Sayegh, le modèle 2S2P1D et le modèle de Huet. Ces modèles permettent aussi une bonne modélisation de la courbe maîtresse du $|E^*|$ des enrobés étudiés, plus précise chez les enrobés à granulométrie fine. Cependant, le modèle sigmoïdale de Witczak utilisé dans le MEPDG reste plus précis.

Le dimensionnement de chaussées souples sur ViscoRoute à 34°C et 20Hz, 10Hz et 5Hz a montré que la simulation élastique n'est pas similaire à la simulation viscoélastique en tout point de la couche bitumineuse. Ainsi, les deux simulations ont montré que, pour les chaussées souples avec de la GNT en couche base, le dimensionnement élastique surestime l'orniérage au sommet du sol support, sous-estime la déformation longitudinale et la déformation transversale des couches bitumineuses et rend relativement bien compte de la déflexion de la chaussée. Les simulations ont montré aussi que les faibles vitesses de circulation entraînent une amplification de la déformation transversale (Y). En dehors des différences de module pour les enrobés bitumineux, les GNT de quartzite sont plus économiques à utiliser que les GNT de basalte. Car, ils ont des portances (CBR) plus élevées. Le calibrage des modèles de Witczak 1999 et 2006, avec une base de données constituée d'enrobés bitumineux formulés avec les basaltes de Diack et les quartzites de Bakel ont montré que les modèles de prédiction du module dynamique de Witczak (1999, 2006) peuvent être utilisés pour prédire le module dynamique des enrobés bitumineux caractérisés par les tamis métriques. En effet, la granulométrie de ce type d'enrobé les rends inutilisables aux niveaux 2 et 3 du dimensionnement avec le MEPDG et le Pavement M-E (Darwin-ME). Pour cela un remplacement simple des diamètres de tamis U.S. ρ_{200} (0,075 mm), ρ_4 (4,76 mm), ρ_{38} (9,5 mm) et ρ_{34} (19 mm) par les diamètres de tamis métriques (AFNOR et LC) P_{0,08} (0,08 mm), R₅ (5 mm), R₁₀ (10 mm) et R₁₄ (14 mm) est effectué. D'où, l'obtention des deux modèles de Witczak approché nommés MAW-99 et MAW-06. Les diamètres choisis étant les plus proches des diamètres de tamis U.S. L'évaluation des modèles de MAW-99 et MAW-06 a montré que l'approche des diamètres de tamis U.S. ne compromet pas l'aptitude de ces modèles à prédire le $|E^*|$ des enrobés bitumineux formulés selon les méthodes AFNOR et LC. Pour plus de précision dans la prédiction les modèles optimisés MAOW-99 et MAOW-06 peuvent être utilisés.

L'étude du modèle minéralogique a montré que le module dynamique prédit par ce dernier est lié à la nature du granulat de par sa teneur en SiO_2 et son potentiel zêta. C'est un bon outil de prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux et ne dépend que de sept (7) paramètres. Ces paramètres restent cependant plus difficiles à déterminer que les paramètres du modèle de Witczak. Il permet aussi d'expliquer indirectement le comportement de l'enrobé bitumineux formulé avec chaque type de granulat à travers l'étude de sa sensibilité par rapport à ces variables prédictives. Une autre particularité importante de ce modèle est qu'il a été développé avec des granulats routiers (basalte, quartzite) et un granulat non routier (calcaire) contrairement aux modèles de Witczak (1999, 2006) qui ne considèrent que les granulats routiers.

En perspective, en terme de comportement thermomécanique des enrobés bitumineux, conseiller l'utilisation du MEPDG au Sénégal reste déraisonnable. Car il modélise le comportement élastique de ces derniers. Les logiciels qui utilisent les modèles viscoélastiques exigent des essais de module complexe sur plusieurs températures et plusieurs fréquences pour chaque température. Ceci afin de calibrer leur modèle viscoélastique. Ce qui n'est pas rentable en termes de coût, sauf s'il entraîne des routes plus durables (rapport qualité-prix). Mais en termes de prédiction des performances des couches bitumineuses dans la chaussée, le MEPDG est un excellent outil de dimensionnement à utiliser au Sénégal. Dans cette perspective, les études prochaines devront être effectuées dans le sens de :

- maîtriser le comportement en fatigue et à la déformation permanente des enrobés de basalte de Diack et de quartzite de Bakel, afin de mieux calibrer les modèles de prédiction utilisés dans le dimensionnement M-E ;
- calibrer les autres modèles viscoélastiques et les autres modèles de prédiction du module dynamique. Par exemple, le modèle de l'ENTP d'Hervé Di Benedetto, le modèle Hirsh, le modèle de Burger ;
- effectuer des planches d'essais sur le réseau routier national, pour évaluer le quartzite de Bakel, et avoir une base de données suffisante pour calibrer les modèles de prédiction de l'orniérage, de la fissuration par fatigue ;
- effectuer des essais de module de cisaillement dynamique sur des mastics améliorés avec du filler siliceux pour vérifier l'impact du SiO_2 sur le potentiel zêta et sur le module dynamique ;
- identifier les possibilités d'implémenter un modèle viscoélastique dans le MEPDG et le logiciel Alizé-LCPC ;
- étudier les autres logiciels (César-LCPC).

Références bibliographiques

- AAT (2011)** (Advanced Asphalt Technologies) A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary (NCHRP report 673), National Research Council, Transportation research Board, Washington, DC.
- AASHTO (1989)** Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Part II, Methods of Sampling and Testing, American Association of State Highway Officials.
- Ahlich, R.C. (1996)** Influence of Aggregate Properties on Heavy Duty Hot-Mix Asphalt Pavement, Transportation Research Record 1547, TRB, NRC, Washington, D.C.
- Ahlin, R. G.,Ulery,H.H. (1962)** Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses, Strains and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space, Bulletin 342, pp . 1-13 ; Highway Research Board . (s.d.).
- AI (1982)** Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1), 9th ed., Research Report 82-2, Asphalt Institute.
- AI (1991)** Pavement Structural Analysis Using Multi-Layered Elastic Theory, DAMA (CP-1/1991 Revision), Lexington, KY, Asphalt Institute.
- AI (1993)** Manual Series No.2 (MS-2) Mix design methods for Asphalt concrete and other hot mix types, Lexington KY, Asphalt Institute.
- AI (1994)** The Asphalt Hand book, Manual séries n°4, Lexington, Eats-Unis, Asphalt Institute.
- AI (1997)** Mix Design Methods, Manual Series No.2 (MS-02), Lexington, KY, Asphalt Institute.
- AI, Moisture Sensitivity (MS-24)**, 1st Ed., 48 pp.
- AI (1999)** Superpave Asphalt Mixture Design Workshop Workbook, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Asphalt Institute.
- AI (2001)** Superpave Mix Design, Superpave Series No.2 (SP-02), Lexington, KY, Asphalt Institute.
- AI (2003)** Superpave Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing, 3rd Edition,72p, Asphalt Institute.
- AI (2007)** The Asphalt Handbook (MS-4A), 7th Ed., 832 pp, Asphalt Institute.
- AICPR (1995)** Enrobés bitumineux à hautes résistance à l'orniérage par fluage, Belgique : Associaton Internatioale Permanente des Congrès de la Route.

- Aidara, M.L.C., Ba, M., Carter, A. (2015b)** Choice of an advanced rheological model for modeling the viscoelastic behavior of Hot Mixtures Asphalt (HMA) from Sénégal (West Africa), *Open Journal Of Civil Engineering*, <http://dx.doi.org/10.4236/ojce>.
- Aidara, M.L.C., Ba, M., Carter, A., (2015a)** Measurement of Dynamic Modulus and Master Curve Modeling of Hot Mix Asphalt from Senegal (West Africa). *Studies in Engineering and Technology* Vol. 2, No. 1; August 2015. URL: <http://dx.doi.org/10.11114/set.v2i1.936>.
- Aïtcin, P.C., Jolicoeur, G., Mercier, M. (1992)** *Technologie des granulats*, Les éditions Le Griffon d'argile, Deuxième édition.
- Aklonis J., Mac Knight W. (1983)**. Introduction to polymer viscoelasticity, Second edition. (s.d.).
- Al-Omari, B. and M.I. Darter (1992)**, Relationships Between IRI and PSR. Report Number UILU-ENG-92-2013, Springfield, IL: Illinois Department of Transportation.
- Alvarez C.; Thompson M. R. (1994)**, Aging Phenomenon in Asphalt Concrete Pavements, A Literature Review, Supplemental Report Project 1A-A1 FY 92, Illinois Transportation Research Center, Illinois Department of Transportation.
- Anderson, D.A. (1994)** Programme SHRP : Méthodes d'essais et spécifications des liants, *Revue Générale des Routes et des Aéroports*, n°714, janvier 1994.
- Andrei, D., Witczak, M. W., and Mirza, M. W (1999)** Development of Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures, Development of the 2002 Guide for the Design GG-1.90 of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP 1-37A, Interim Team Technical Report, Department of Civil Engineering, University of Maryland of College Park, MD.
- Aragão, F. (2007)** Effect of Aggregate on Properties and Performance for Mastics and Superpave Hot Mixtures Asphalt, (U. o. Nebraska, Éd.) Nebraska.
- Arranbide, J., Duriez, M. (1959)** *Liants routiers et enrobés*. Paris: Dunod.
- Arquié, G., Tourenq, C. (1990)** *Granulats, géologie, ressources, législation, environnement, élaboration, matériels, essais, contrôle*, Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris.
- Autret, P., Baucheron de Boissoudy, A., Marchand, J.-P. (1982)** ALIZÉ III Practice, Proc. 5th int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements, Delft, pp. 174-191.
- Ba, M. (2012)** Comportement mécanique sous sollicitations cycliques de granulats quartzitiques de Bakel - Comparaison avec des matériaux de référence du Sénégal et d'Amérique (USA). Dakar: (Thèse de doctorat inédite) Université Cheikh Anta Diop.
- FERA (Fond d'Entretien Routier Autonome) (2015)** Concept de finacement de l'entretien routier, Présentation du FERA, Conférence de la Banque Islamique de Développement (BID).

- Baaj, Hassan. (2002)** Comportement des matériaux granulaires traités aux liants. (s.d.).
- Barber. (1946)** Application of Triaxial Compression Test Results to the Calculation of Flexible Pavement Thickness, Proceedings, Highway Research Board.
- Bari, J. , Witczak, M.W. (2006)** Development of a New Revised Version of the Witczak E* Predictive Model for Hot Mix Asphalt Mixtures Journal, The Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 75, pp. 381-424, Savannah. Georgia (s.d.).
- Barker, W., Gonzalez, C. (1991)** Pavement Design by Elastic Layer Theory, Proceedings, Conference on Aircraft/Pavement Interaction—An Integrated System, ASCE. (s.d.).
- Bathe, K.J. (1996)** Finite Element Procedures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Bonaquist, R., D. W. Christensen, Stump, W. (2003)** NCHRP Report 513: Simple Performance Tester for Superpave Mix Design: First Article Development and Evaluation, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 169 pp. Bonaquist, R.
- Bonaquist, R. (2011)** Mix Design Practices for Warm Mix Asphalt, NCHRP Report 691, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Bonnaure, F., Gravois, A., Udron, J. A. (1980)** New Method of Predicting the Fatigue Life of Bituminous Mixes, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologist, Volume 49.
- Bonnaure, F., G., Gest, A . Gravois, Uge, P. (1977)** A New Method of Predicting the Stiffness of Asphalt Paving Mixtures, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 46 ,pp. 64–100 . (s.d.).
- Bonnot F. (1993)** Propriétés rhéologiques des bitumes-polymères, Mémoire de maîtrise, École Polytechnique. Montréal.
- Boussinesq, J. (1885)**, Application des Potentiels a l'etude de l'équilibre et du mouvement de solides elastiques, Gauthier-Villars, Paris. (s.d.).
- Burmister, D. M. (1943)** The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways, Proceedings, Highway Research Board, Vol.23, pp . 126-144 . (s.d.).
- Campan, W.H., Smith, J.R. (1984)** A Study of the role of Angular Aggregates in the Development of Stability in Bituminous Mixture, Proceeding of the Associations of Asphalt Paving Technologies, Vol 17.
- Carter, A. (2002)** Rhéologie en petite déformation des enrobés bitumineux et mesure de leur résistance à basse température à partir de l'essai TSRSTS, Maîtrise en génie de la construction, École de technologie supérieure.

- Carter, A., Perraton D. (2002)** La mesure du module complexe des enrobés bitumineux, Montréal, QC.: 2e Conférence spécialisée en génie des matériaux de la Société canadienne de génie civil.
- César, B. (2007)** Influence de la température de compactage des plaques d'enrobés sur la résistance à l'orniérage, Maîtrise génie de la construction. École de technologie supérieure université du Québec.
- CFTR-info. (2005)** Aide aux choix des granulats pour chaussées basées sur les normes européennes, Comité française pour les techniques routières, note d'information N°10.
- Chabot A., Chupin O., Deloffre L., Duhamel D., (2009)** ViscoRoute 2.0 : a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement, RMPD Special Issue on Recent Advances in Numerical Simulation of Pavements
- Chailleux, E. (2007)** User manual of Visco-analysis software, IFSTTAR-LCPC.
- Chang, H. S., Lytton, R. L., Carpenter, S.H. (1996)** Prediction of Thermal Reflection Cracking in West Texas, Research Report No. TTI-2-8-73-18-3, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Texas, March 1996.
- Charif, K. (1991)** Contribution à l'étude du comportement mécanique du béton bitumineux en petites et grandes déformations, Thèse de doctorat, Ecole centrale de Paris.
- Cheng, J.S., Peng, C.H. (1998)** Analyses of Tensile Failure Properties of Asphalt-Mineral Filler Mastics, Journal of Materials in Civil Engineering, November, pp 256-262.
- Chen, D.H., Zaman, M., Laguros, J., and Soltani, A. (1995)** Assessment of Computer Programs for Analysis of Flexible Pavement Structures, Transportation Research Record 1539, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 123-133.
- Chowdury, A., Button, W (2002)** Fine Aggregate Angularity : Conventional and Unconventional Approach. Aggregate Contribution to Hot Mixture Asphalt (HMA) Performance, ASTM STP 1412, TD, American Society for Testing Materials, West Conshohocken, P.A.
- Christensen, D.W., Pellinen, T, Bonaquist, R.F. (2003)** Hirsch Model for Estimating the Modulus of Asphalt Concrete , Journal, The Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 72, pp. 97-121, Lexington, Kentucky. (s.d.).
- Christensen, D.W., Bonaquist, R.F. (2004)** Evaluation of Indirect Tensile Test (IDT) Procedures for Low-Temperature Performance of Hot Mix Asphalt, Washington D.C. : Advanced Asphalt Technologies, Transportation Research Board.
- Christensen, D. W., Bonaquist, R.F. (2006)** NCHRP Report 567: Volumetric requirements for Superpave Mix Design, Final Report for NCHRP Projects 9-25 and 9-31, TRB, National Research Council, Washington, DC, 57 pp.

Cominsky, R. J., R. B. Leahy, Harrigan, E.T. (1994) Level One Mix Design: Materials Selection, Compaction and Conditions, Report SHRP-A-408, TRB, National Research Council, Washington, DC.

Clyne, Lee, Marasteanu, Stock (2003), Dynamic and resilient modulus of Mn/DOT Asphalt Mixture., Minnesota: University of Minnesota, Departement of Civil Engineering.

Cross, S.A., Brown, E.R. (1992) Selection of Aggregate Properties to minimize rutting of Heavy Duty Pavement. Effect of Aggregate and Mineral Filler on Asphalt Performance, ASTM STP 1147, American Society for Testing and Materials, Philadelphia P.A.

Cuisset, O., LAN, T.N. (1979) Le potentiel électrocinétique des argiles Influence de la salinité, Bull, liaison Labo. P. et Ch. -10 4 - nov.-déc. - Réf. 2407.

De la roche, C., Corté, J.F., Gramsammer, J.C., Odéon, H., Tiret, L., Caroff, G. (1994) Etude de la fatigue des enrobés bitumineux à l'aide du manège de fatigue du LCPC. Revue générale des routes et aérodromes, n° 716, p. 62-74.

Direction des Mines et de la géologie du Sénégal. (s.d.). Fiche technique matériaux.

Doan T.H. (1977) Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, numéro spécial V, p. 215-228, 1977.

Doubbaneh, E. (1995) Comportement mécanique des enrobés bitumineux des petites aux grandes déformations, Thèse de doctorat, INSA Lyon.

Doucet, F., Auger, B. (2010) Détermination du Module Complexe des Enrobés au Ministère des Transports du Québec. Service des matériaux d'infrastructures Direction du laboratoire des chaussées Ministère des Transports du Québec.

Doucet, F., Auger, B., Tremblay, G (2012). Module dynamique des enrobés au Québec. Info-DLC, vol. 17, no 2.

Dia, A (1982) Contribution to the study of petrographic, petrochemical and geotechnical characteristics of the basaltic aggregates of the Cape Verde peninsula and Plateau Thiès (Career Diack - Senegal), 3rd cycle. Doctoral Thesis, Fac. Sciences, UCAD, 181 pages.

Di Benedetto H., de La Roche C. (1998) State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures. RILEM. Report #17.

Di Benedetto, H., De La Roche, C., Baaj, H., Pronk, A., Lundstrom, R. (2004) Fatigue of bituminous Mixtures: Approches and Rilem group contribution, Materials and Structures Journal, 36 p.

Di Benedetto ,H.V., Corté, F. (2005) Matériaux (Vol. 2), (H. Science, Éd.) Lyon: Lavoisier.

Dione, A., (2014) Estimation du Module réversible de Graves Non Traitées et modélisation par éléments finis de chaussées souples en vue d'un dimensionnement mécanistique-empirique, Thèse de Doctorat Université de Thiès, p. 183.

- Duhamel, D, Chabot, A., Tamagny, P., Harfouche L. (2005)** ViscoRoute Logiciel de modélisation viscoélastique des chaussées bitumineuses, Bulletin Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées - 258-259 Octobre-Novembre-Décembre - RÉF. 4538 - PP. 89-103
- Dumont, A.-G., Huet, M., Beauverd, J., Turtschy J.-C. (1992)** Influence de la forme des granulats sur les caractéristiques d'un béton bitumineux, Berne, Publication OFR n° 251.
- Durand, A., Sutton, O., Morel, J., Muller, G. (1997)** Investigations on bitumen/polymer/filler interactions and rheological properties of mastics”, Mechanical Tests for Bituminous Materials, Proceeding of the 5th International RILEM Symposium, Lyon 14-16 mai, pp 173-178.
- Duriez, M., Arrambide, J., (1959)** Nouveau traité de matériaux de construction, Dunod, Paris, vol. 2.
- Emery, J., Seddik, H. (1997)**, Moisture damage of asphalt pavement and antistripping additives: Causes, Identification, Test and mitigation, Ottawa, Transport Association of Canada, 35p.
- Fall M., Mbodji A., Mbow B. M., Paye F., (2002)**, Etat actuel des connaissances sur le dimensionnement routier au Sénégal.
- Fall, A., Seck, A. (2014)** Etude du trafic routier : Recherche d'éléments de comparaison entre NE et ESAL, Projet de fin d'études d'ingénieur de conception, Université de Thiès.
- Ferry J.D. (1960)** Viscoelastic properties of polymers, J. Wiley & Sons, New York, (s.d.).
- Fonseca, O. A., and Witczak, M. W.(1996)** A Prediction Methodology for the Dynamic Modulus of In-Place Aged Asphalt Mixtures, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 65. (s.d.).
- Foster, C . R ., and R. G. Ahlvin (1954)** Stresses and Deflections Induced by a Uniform Circular Load, Proceedings, Highway Research Board, Vol. 33, pp. 467-470 . (s.d.).
- Fortunier, R. (1998)** Comportement mécaniques des matériaux, Ecole Nationale Supérieure des Mines 158 cours Fauriel 42023 Saint-Etienne cedex 2.
- Freddy L. Roberts, Prithivi S. Khandal et. Al (1991)** Hot Mix Asphalt Materials, Mixtures, Design and construction, NAPA, Foundation Maryland.
- Fromm, H.J. (1974)** The mechanism of asphalt stripping from aggregates surfaces, Ontario, Ministry of Transportation and Communications, report N° RR190, 15p.
- Galal, K. A., and Chehab, G. R. (2005)** Implementing the mechanistic-empirical design guide procedure for a Hot-Mix Asphalt-rehabilitated pavement in Indiana, Transportation Research Record 1919: 121-133. Washington DC: Transportation Research Board, Natio. (s.d.).

- Hammons, M. (1998)** Validation of Three-Dimensional Finite Element Modeling Technique for Jointed Concrete Pavements, 1998 Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC, January.
- Hammons, M., Teem , D., Green, J. (2007)**, Instrumentation Data Interpretation, Floride: State Materials Office.
- Hand, A.J., Epps, J.A,Sebaaly, P.E. (2000)** Precision of ASTM D5821 Standard Test Method for Determining the Percentage of fractured Particles in Coarse Aggraget, Journal of Testing and Evaluation, American Society of Testing and Materials, Vol 28 pp 67-75.
- Harris B.M., Stuart, K.O. (1995)** Analysis of Mineral Fillers and Mastics Used in Stone Matrix Asphalt, Asphalt Paving Technology, Vol 64. P.54-87.
- HBR. (1945)** Report of Commitee on Classification of Materials for Subgrades and GranularType Roads, (Vol. 25). Proceedings, Highway Research Board.
- Highway Research Board, « Essai AASHO » (1966)** Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, numéro spécial E, Paris.
- Hogentogler, C. A ., Terzaghi, C. (1929)** Interrelationship of Load, Road and Subgrade, Public Roads, May, pp. 37–64.
- Hossain, G.A., F Parker, Jr, Kandhal, P.S. (2000)** Uncompacted Voids and Particle Index Tests for Evaluating Coarse Aggrgate, Transportation Research Record 1721, TRB, NRC, Washington D.C.
- Huang, Y. H. (1993)** Pavement Analysis and Design. Kentucky: PEARSON, Prentice Hall.
- Hunter, R. N. (2000)** Asphalt in Road Construction, Dr. Robert N. Hunter and Thomas Telford Limited, London.
- Huet, C. (1963)** Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique desmatériaux hydrocarbonés, Thèse de Docteur Ingénieur, Paris: Faculté des Sciences de l'université de Paris, 69 p.
- ISSA (International Slurry Seal Association) (1989)** Test Method for the Determination of Methylene Blue Absorption Value (M.V.B.) of Mineral Aggregate Filler an Fines, ISSA Bulletin N°145.
- Jimenez, R.A. (1972)** Fatigue Testing of Asphaltic Concrete Slabs, STP 508,pp. 3-17; American Society for Testing and Materials .
- Jimenez, R.A., Gallaway, B. (1962)**, Behavior of Asphalt Concrete Diaphragms to Repetitive Loadings, Proceedings, (1st) International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 339-344.

- Jolicoeur, C., Otis, N. (2006)** Etude du mécanisme d'adhésion entre un liant bitumineux et un granulat, Ministère des Transport (MTQ), Département de chimie, Québec: Université de Sherbrooke.
- Junod, A., Dumont, A.G. (2004)** Formulation et optimisation des formules d'enrobé, Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication / Office fédéral des routes.
- Kallas, B. F. (1970)**, Dynamic Modulus of Asphalt Concrete in Tension and Tension-Compression, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 39, pp . 1-20.
- Khanal, P.P., Mamlouk, M.S. (1995)** Tensile versus Compressive Moduli of Asphalt Concrete, Transportation Research Record 1492, pp 144-150.
- Kaloush, K. E. and Witczak, M. W.(2000)** Development of a Permanent to Elastic Strain Ratio Model for Development of the 2002 Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, NCHRP 1-37A. Inter Team Technical Report. (s.d.).
- Kandhal, P.S., Katri, M.A., Mother, J.B. (1992)**, Evaluation of Particle Shape and Texture of Mineral Aggregates and their Blend, Journal Association of Asphalt Paving Technologists, Vol 61.
- Kandhal, P.S., Parker, F.Jr. (1998)** NCHRP report 405 :Aggregate Tests Related to Asphalt Concrete Performance in Pavement, Transportation Research Board, RB, NRC, Washington DC.
- Kandhal, P.S., Cooley Jr., L.A. (2003)**, Accelerated Laboratory Rutting Tests: Evaluation of the Asphalt Pavement Analyzer, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program Report 508.
- KSHC (Kansas State Highway Commission) (1947)** Design of Flexible Pavement Using the Triaxial Compression Test, Bulletin 8; Highway Research Board . (s.d.).
- Kecham, R.A., Shashidar,R. (2003)** Quantitative Analysis of 3-D Image of Asphalt Concrete, Preprint : Paper Presented at the 82 nd Annual Meeting of the TRB, Washington, D.C.
- Kerkhoven, R. E., Dormon, G. M. (1953)** Some Considerations on the California Bearing Ratio Method for the Design of Flexible Pavement, Shell Bitumen Monograph No. 1 . (s.d.).
- King, G.N., King, H.W., Harders, O., Arand, W., Chaverot, P., Planche, J.P.(1993)** Influence of asphalt grade and polymer concentration on the low temperature performance of polymer modified asphalt, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 62.
- Krebs, R., Walker R. (1971)** Highway Materials, McGraw- Hill Inc. U.S.A.
- LCPC et SETRA (1994)** Guide Technique. Conception et dimensionnement des structures de chaussées, LCPC et SETRA, Paris.

- Leahy, R. B., and R. B. McGennis (1999)** Asphalt Mixes: Materials, Design and Characterization, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 68A, pp. 70-127.
- Lefevre, Y. (2001)** Contribution à l'étude de comportement en fatigue des enrobés bitumineux, étude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus, expérimentation-modélisation, Thèse de doctorat en structures et matériaux, Paris, École nationale des ponts et chaussées, 196 p.
- Lelièvre, A. (1994)** Les enrobés bitumineux, Éditions Le Griffon d'argile. Sainte-Foy, Québec. 410 p.
- Lesueur, D. (2002)** La rhéologie des bitumes: Principes et modification, Eurovia Management - Polo de Emulsiones. Madrid.
- Losberg, A. (1960)** Structurally Reinforced Concrete Pavement, Doktorsavhandlingar Vid Chalmers Tekniska Hogskola, Goteporp, Sweden. (s.d.).
- Lu, X., Isacson, U., Ekblad, J. (2003)** Influence of polymer modification on low temperature behavior of bituminous binders and mixtures, 6th International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, Zurich, April.
- Mahmoud, A.F.F., Bahia, H. (2004)** Using the gyratory compactor to measure the mechanical stability of asphalt mixtures, Wisconsin highway research program. WHRP 05-02 (0092-01-02); 2004.
- Mallela, J.H., Von Quintus, L., Titus-Glover, ME., Ayers, A.E., Eltahan, S.P., Rao, W.O. TAM. (2002)** Introduction to Mechanistique-Empirical Pavement Design, Reference Manual, NHI Course 131064, Publication NHI-02-048, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Wachington, D.C., March, 2002.
- Mamlouk, M . S. (1987)** Dynamic Analysis of Multilayer Pavement Structures— Theory,Significance and Verification, Proceedings, 6th International Conference on the StructuralDesign of Asphalt Pavements, Vol. 1, pp. 466-474. (s.d.).
- Mc Gennis, R. B., et al. (1994)** Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design & Analysis, National Asphalt Training Center Demonstration Project 101, FHWA-SA-95-003, Washington, DC, FHWA, November.
- Mc Leod, N.W., Davidson, J.K. (1981)** Particle Index Evaluation of Aggregates for Asphalt Paving Mixture, Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologies, Vol.50.
- Mcleod, N. W. (1953)** Some Basic Problems in Flexible Pavement Design, Proceeding Highway Research Board.
- Meininger R.C., et al. (1991)** Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixtures Performances, ASTM Symposium, San Diego, 1991.

- Metso Minerals. (2010)** Rock test report 20108054, Metso Mineral Research and Test Center.
- Meunier, M. (2012)** Élaboration d'un outil de prédiction du comportement de la chaussée à l'orniérage, Thèse de doctorat en génie de la construction, Montréal, L'école de technologie supérieure.
- Michelow, J. (1963)** Analysis of Stresses and Displacements in an N-Layered Elastic System Under a Load Uniformly Distributed on a Circular Area, California Research Corporation, Richmond, CA. (s.d.).
- Moavenzadeh, F., J. E. Soussou, H. K . Findakly, Brademeyer, B. (1974)** Synthesis for Rationa lDesign of Flexible Pavements, Part 3, Operating Instructions and Program Documentation.
- Molenaar, J.M.M., Voskuilen, J.L.M., Bothmer, J.J. (1997)** Effects of filler aggregate on rheological properties of mastic Mechanical Tests for Bituminous Materials, Proceeding of the 5th International RILEM Symposium, Lyon 14-16 may, pp. 173-178.
- Moutier, F. (1991)** Etude statistique de l'effet de la composition des enrobés bitumineux sur leur comportement en fatigue et leur module complexe, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n° 172, p. 33-41.
- Moutier F. (1992)** Utilisation de la presse à cisaillement giratoire et de l'orniéreur dans la méthode française de formulation des enrobés, Proceedings of the 5th Eurobitume Congress, Stockholm, vol. IB, p. 546-554.
- MTQ, (2009)** Guide technique sur la mise en place des enrobés bitumineux, Laboratoire des chaussées. II, Québec (Province). Ministère des transports.
- Neiffar M. (1997),** Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux: expérimentation et modélisation, Thèse de doctorat, INSA de Lyon, France, 205 p. (s.d.).
- NCHRP, TRB, NRC. (2004)** Guid for Mechanistic-Empirical Design-For new and rheabilitated pavement strucutre, Illinois : ARA, Inc, ERES Consultants Division.
- NGueyen, V.T., Hornych, P., Bodin, D., Piau, J-M, Saint-Laurent, D. (2008)** CÉSAR-LCPC, version recherche, le module CRVR. Cahier de développement réalisé dans le cadre de l'opération de recherche, Paris: Etablissement Public national à caractère Scientifique et Technologique.
- Olard F., Di Benedetto, H (2003)** General "2S2P1D" model and relation between the linear viscoelastic behaviors of bituminous binders and mixes,' International Journal of Road Materials and Pavement Design, vol. 4, n° 2, pp. 185-224. (s.d.).
- Olard, F. (2004)** Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses température (Thèse de doctorat inédite). Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.

- OPT** (Office of Pavement Technology) (2013) Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). TechBrief, FHWA-HIF-13-005.
- Papazian, H. S (1962)** The Response of Linear Viscoelastic Materials in the Frequency Domain with Emphasis on Asphaltic Concrete, (1st) International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 454-463 . (s.d.).
- Partl, M., et al. (1999)** Wasseremplindlichkeit von Filler in bituminösem Mischgut, Berne, Publication OFR n° 416, 1999.
- Perraton, D., Baaj, H., Di Benedetto, H., Paradis, M. (2003)**, Évaluation de la résistance à la fatigue des enrobés bitumineux fondée sur l'évolution de l'endommagement du matériau en cours d'essai : aspects fondamentaux et application à l'enrobé à matrice de pierre, Canadian Journal. Civil. Engineering, vol.30, p. 902- 913.
- Perraton, D., Carter. A. (2010)** MGC 922 : Sujets spéciaux II en génie de la construction (enrobés bitumineux : formulation et mise en œuvre) notes du cours MGC-992, Programme de Maîtrise en génie de la construction. Montréal : École de Technologie Supérieure, pagination multiple.
- Perraton D., Touhara, R. (mars 2013)** Détermination de la durée de vie en fatigue d'une éprouvette d'enrobés bitumineux, Via Bitume Vol 8 N°1, Québec.
- Pfeiffer, J.P. (1950)** The properties of asphaltic bitumens, Elsevier Publishing.
- Pilate, O., Cocu, Xavier (2007)** Agressivité du Trafic-Mise à Jour. Centre de recherches routières, Annexe au Bulletin CRR n° 73, Trimestriel: octobre – novembre – décembre.
- Porter, O.J. (1950)** Development of the Original Method for Highway Design: Symposium on Development of CBR Flexible Pavement Design Method for Airfields, Transactions, ASCE, pp. 461-467.
- DelRio-Prat, M., Vega-Zamanillo, A., Castro-Fresno, D., Calzada-Pérez, M. (2011)** Energy consumption during compaction with a Gyrotory Intensive Compactor Tester. Estimation models, Construction and Building Materials 25 979–986.
- Proteau M., Lavoie, C. (2014)** Les enrobés à module élevé (EME) adaptés au climat nordique, Via Bitume Vol. 9 N°1, Québec.
- Prowell, B. D., Zhang, I., Brown, E.R., (2005).** NCHRP Report 539: Aggregate Properties and the Performance of Superpave-Designed Hot-Mix Asphalt, TRB, National Research Council, Washington, DC, 101 pp.
- Roberts, F.L., Kandhal, P.S., Brown, E.R., Lee, D. and Kennedy, T.W. (1991)** Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction, Second Edition 1996. NAPA Education Foundation. Lanham, Maryland.
- Romero, P., Anderson, R.M. (2001)** Variability of Asphalt Mixture Tests Using the Superpave Shear Tester at Constant Height Test, Transportation Research Record, 1767, pp 95-101.

- Rudnick, R.L., Gao, S. (2005)** Treatise on Geochemistry-Composition of the Continental Crust, vol. 3: The Crust, Elsevier, 2005 3 p. 48, 53.
- Sayegh, G. (1965).** Variation des modules de quelques bitumes purs et bétons bitumineux, Thèse de Doctorat d'Ingénieur : Faculté des Sciences de l'université de Paris.
- Saunier, J. (1968)** Contribution à l'étude des propriétés rhéologiques des enrobés bitumineux, Thèse de doctorat, Faculté des sciences de l'Université de Paris.
- Senelabo btp © (avril 2015)** Catalogue de structures de chaussées neuves et Guide de dimensionnement des chaussées au Sénégal version 2.
- SHELL (1978)** Shell Pavement Design Manual-Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic, Shell International Petroleum, London.
- Shook, J. F., Finn, F. N., Witzak, M. W., and Monismith, C. L. (1982)** Thickness Design of Asphalt Pavement, The Asphalt Institute Method. 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Volume 1.
- Soleimani, P. (1965)** Etude sur le comportement viscoélastique des matériaux bitumineux par la méthode de fluage, Thèse de doctorat, Faculté des sciences de Paris.
- Soliman, S., (1976)** Influence des paramètres de formulation sur le comportement à la fatigue d'un enrobé bitumineux, Rapport de recherche des laboratoires des ponts et chaussées, n° 58.
- Steele, D. (1945)** Application of the Classification and Group Index in Estimating Desirable Subbase and Total Pavement Thickness, (a discussion),. Proceedings, Highway Research Board.
- Strategic Highway Research Program. (1994)** The Superpave mix design manual for new construction overlays, Reports prepared for Federal Highway Administration under Contract FH 11-776 .Washington DC: Report SHRP -A-407.
- Tamagny, Ph., Wendling, L., Piau ,J.-M. (2004)** A new explanation of pavement cracking from top to bottom : the visco-elasticity of asphalt materials, Proceedings of the Fifth International RILEM Conference Cracking in Pavements, Limoges, France, May 5-8, pp. 425-432.
- Tayebali, A.A., Deacon J.A., Coplanz J.S., Finn F.N., Monismith C.L. (1994a)** Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures. Part II. Extended Test Program, Strategic Highway Research Program, Project A-404. Asphalt Research Program. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley.
- Tayebali, A.A., Deacon J.A., Coplanz J.S., Harvey J.T., Monismith C.L. (1994b)** Fatigue response of asphalt aggregate mixtures. Part I. Test Method Selection, Strategic Highway Research Program, Project A-404. Asphalt Research Program. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley.

- Terzaghi, K. (1943)** Theoretical Soil Mechanics;Wiley. New york.
- Timm, D.H. , Newcomb, D.E. (2003)** Calibration of flexible Pavement Performance Equations for Minnesota Road Research Project, Transportation Research Record N°1853, Pavement Management and Rigid and Flexible Pavement Design, Transportation Research Board, National Research Council, Washinton, DC.
- Touhara, R. (2012)** Etude de la résistance en fatigue des matériaux bitumineux, Mémoire de Maitrise, Ecole de Technologie Supérieure, Montréal Qc.
- Tremblay, O. (2001)** Influence des différents paramètres de formulation et optimisation des enrobés à matrice de pierre, Mémoire de maltrise. École de technologie supérieure.
- Tutumluer, E. (1995)** Predicting Behavior of Flexible Pavements with Granular Bases, Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- Ugé P., Gest G., Gravois A. (1977)** Nouvelle méthode de calcul du module complexe des mélanges bitumineux, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Numéro spécial V, p. 199-213.
- Uhlmeyer, J.S., Willoughby, K., Pierce, L.M. and Mahoney, J.P. (2000)** Top-Down Cracking in Washington State Asphalt Concrete Wearing Courses, Transportation Research Record 1730. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., January 2000, pp. 110-116.
- Ullidtz, P. (1998)** Modelling Flexible Pavement Response and Performance, Polyteknisk Forlag, Denmark.
- U.S. NAVY (1953)** Airfield Pavement, Bureau of Yards and Docks, Technical Publication, NAVDOCKS TP-PW-4 .
- Valnestraete, A., Francken, L. (1995)** L’orniérage des chaussées hydrocarbonés ou la nécessité de rappeler des notions élémentaires, Centre de Recherche Routière, Bulletin N°25 du quatrième trimestre.
- Van Der Poel, C. (1954)** A General System Describing the Visco-Elastic Properties of Bitumen sand Its Relation to Routine Test Data, Journal of Applied Chemistry, Vol. 4, 1954, pp . 221-236.
- Van Cauwelaert, F.J., Barker, W.J., White, T.D., Alexander, D.R. (1988).** A Competent Multilayer Solution and Back Calculation Procedure for Personal Computers. Special Technical Publication 1026, ASTM, Washington, DC.
- Velasquez, R., K. Hoegh, I., Yut, N.Funk,G., Cochran, M. Marasteanu, L.Khazanovich (2009)** Implémentation of the MEPDG for new and Rehabilitated Pavement Structures for Design of Concrete and Asphalt Pavement in Minnesota, MnDOT Report N° 2009-06. University of Minnesota-Twin Cities, St. Paul.

- VILA, B. (2001)** Modélisation numérique des structures de chaussées souples en viscoélasticité et première modélisation des chaussées rigides – Pavement experimental program Airbus à Toulouse-Blagnac, Rapport de stage de fin de 2e année d'ingénieur à l'INSA de Toulouse.
- Von Quintus, H. L., Darter, M. I., Mallela, J. (2005)** Phase I – Local Calibration Adjustments for the HMA Distress Prediction Models in the M-E Pavement Design Guide Software, Interim Report. National Cooperative Highway Research Program 1-40 B. (s.d.). Washington DC: Transportation Research Board, National Research Council.
- Von Quintus, H. L. and Moulthrop, J. S. (2007)** Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Flexible Pavement Performance Prediction Models: Volume I- Executive Research Summary, FHWA/MT-07-008/8158-1, Texas: Fugro Consultants, Inc. (s.d.).
- Wang, L.B., Mohammad, L.N. (2003)** Quantification of Morphogy Characteristics of Aggregates Profile Images, Peprint : Paper Presented at the 82 nd Annual Meeting of the transportation Research Record, Washington D.C.
- Westergaard, H . M., (1926b)** Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretica lAnalysis, Public Roads, Vol . 7, pp. 25–35 . (s.d.).
- Westergaard, H. M. (1926a)** Analysis of Stresses in Concrete Pavement Due to Variations o fTemperature, Proceedings, Highway Research Board, Vol. 6, pp. 201–215 . (s.d.).
- WFCT (WesTrack Forensic Team Consensus Report) (2001)** Superpave mixture design guide, Washington D.C.
- White, T.D., Lee, C.J., Haddock, J.E. (1998)** Fine Aggregate Angularity, Proceeding of the 6th Annual Symposium, International Center for Aggregate Research, St Louis M.O.
- Witczak, M. W., RooT, R.E. (1974)** Summary of Complex Modulus Laboratory Tes t Procedures and Results, STP 561, pp. 67–94 ; American Society for Testing and Materials . (s.d.).
- Witczak, M. W., Roque, R., Hiltunen, D. R., and Buttlar, W. G. (2000)** Modification and Re-calibration of Superpave Thermal Cracking Model, Superpave Support and Perfomance Models Management, Project Report NCHRP Project 9-19, . (s.d.). Project Deliverable Task B, Washington DC.
- Witczak, M. W., and Mirza, M. W (2000)**, AC Fatigue Analysis for 2002 Design Guide. Research Report for NCHRP 1-37A Project, Arizona State University, Tempe, Arizona.
- Witczak, M.W., Kaloush, K., Pellinen, T., El-Basyouny, M., VonQuintus, H. (2002)** Simple Performance Test for Superpave Mix Design. NCHRP Report 465, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Witczak, M.W. (2005)** Simple performance Tests: Summary of Recommended Method and Database, NCHRP report 547. TRB, Washington DC.

Witczak, M. W. (2007) NCHRP Report 580: Specification Criteria for Simple Performance Tests for Rutting, TRB, National Research Council, Washington, DC, 108 pp.

Yildirim, Y. (2004) Effect of Aggregates on Rutting Performance, Texas, USA: University of Texas at Austin and Texas Department of Transportation in Atlanta.

Yoder, E. J. (1959) Principles of Pavement Design; Wiley, New York.

Young-Rak, K., T Souza, L, (2009) Effects of Aggregate Angularity on Mix Design characteristics and Pavement Performance, Mid-America Transportation Center, University of Nebraska-Lincoln.

Young F., Mindess S., Gray R., Bentur A. (1998) The Science and technology of Civil Engineering Materials, Prentice Hall.

Webographie

Consulté le 25/02/2015 à Dakar,

DSCA, 2013

<http://www.senegalnumerique2020.sn/wp-content/uploads/2014/06/SCA-Actualisation-Rapport-VF2-2013.pdf>

Consulté le 02/03/2015 à Dakar,

U.S. Department of Transportation

<http://www.fhwa.dot.gov/pavement/management/pubs/hif11026/page08.cfm>, . (s.d.).

Consulté le 02/03/2015 à Dakar,

StatSoft (2015).

<http://www.statsoft.com/Textbook/Multiple-Regression>

Consulté le 07/04/2015 à Dakar,

Tourenq, C. (1970). L'essai Micro Deval. LCPC.

<http://www.geotech-fr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%2054%20pp%2069-76%20Tourenq.pdf>

Consulté le 12/04/2015 à Dakar,

SETRA (2001) Guide Techniques Utilisation des normes enrobés à chaud du SETRA, Circulaire n°2001-39 du 18 juin 2001 relative à la gestion des déchets du réseau routier national (<http://www.mesenrobes.fr/informations>).

Consulté le 12/05/2015 à Dakar,

Priaspfalt. (s.d.). (<http://www.priaspfalt.com/testingandspecifications.aspx?id=742>).

Consulté le 30/05/2015 à Dakar,

Pavement Interactive. (s.d.). (<http://www.pavementinteractive.org/article/laboratory-wheel-tracking-devices/>).

Consulté le 05/08/2015 à Dakar,

IFSTTAR, 2010. <http://www.LCPC.fr/francais/presentation/moyens-humains-financiers-et/LCPC-moyens-remarquables/>.

Consulté le 10/09/2014 à Montréal,

IMP. (s.d.). 8. IMP (Institut für Materialprüfung) http://www.impbautest.ch/fr/essais-sur-bitumes-_content---1--1024--24.html.

Consulté le 30/03/2015 à Dakar,

Futura-Science (2015).

<http://www.futura-sciences.com/magazines/terre/infos/dossiers/d/geologie-coeur-silice35-silex-wafer-567/page/4/>

Consulté le 30/03/2015 à Dakar,
Controls Equipment. (s.d.). (<http://www.controls-group.com/eng/asphaltbituminous-mixture-testing-equipment/pavelab-dwt-universal--aashtoen-double-wheel-tracker.php>).

Consulté le 23/09/2015 à Dakar,
Cordouan Technologies (2015).
<http://www.cordouan-tech.com/fr/produits/analyse-physicochimique/caracterisation-de-particules/potentiel-zeta-wallis>

Consulté le 12/07/2015 à Dakar,
Bigaud, F. (1960). HYPERLINK
"<http://www.sudoc.abes.fr/DB=2.1/SET=1/TTL=1/CLK?IKT=1016&TRM=Connaissance+du+Se%CC%81ne%CC%81gal>" Connaissance du Sénégal . 1, Géologie. HYPERLINK
"<http://www.sudoc.fr/065245806>" \t "_blank" <http://www.sudoc.fr/> HYPERLINK
"<http://www.sudoc.fr/065245806>" \t "_blank" **065245806**

Consulté le 28/05/2015 à Dakar,
Bitume info. (2005).
(http://www.google.sn/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=6&ved=0CDcQ14.FjAF&url=http%3A%2F%2Fwww.bitume.info%2Fpdf%2Fsb01.pdf&ei=eq1fVeH6KceksgHG14LoBQ&usg=AFQjCNHryF3B267Jmdmfx8YmnyydS0_wQ&bvm=bv.93990622,d.bGg).

Consulté le 30/03/2015 à Dakar,
Agéroute (2011) Présentation réseau routier, HYPERLINK
"http://www.ageroute.sn/index.php?option=com_content&view=article&id=109&Itemid=126"
http://www.ageroute.sn/index.php?option=com_content&view=article&id=109&Itemid=126

Consulté le 14/11/2015
Apix (2015)
http://investinsenegal.com/IMG/pdf/fiches_techniques_dmg.pdf

Liste des normes

AASHTO M 43, Standard Specification for Sizes of Aggregate for Road and Bridge Construction, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO PP6, standard practice for grading or verifying the performance grade of an asphalt binder, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO R 28, Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV), American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO R35, Superpave Volumetric Design for Hot-Mix Asphalt, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 49, Penetration of Bituminous Materials, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 51, Ductility of Bituminous Materials, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 53, Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus), American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 202, Viscosity of Asphalts by Vacuum Capillary Viscometer, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 314, Determining the Fracture Properties of Asphalt Binder in Direct Tension (DT), American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO M 320, Performance-Graded Asphalt Binder, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 240, Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test), American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 283, Resistance of Compacted Asphalt Mixture to Moisture-Induced Damage, American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 324 Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA), American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO TP 63-09, Determining the Rutting Susceptibility of Asphalt Paving Mixtures Using the Asphalt Pavement Analyzer (APA), American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO TP 62-07, Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt HMA Rigidity, American Association of State Highway and Transportation Officials.

LC 26-700 (2009) Détermination du module complexe des enrobés, Laboratoire du ministère des Transport du Québec.

EN 12697-35 (2001)0 Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai pour enrobés à chaud - Partie 35 : Préparation des mélanges en laboratoire, Association Française de Normalisation (AFNOR).

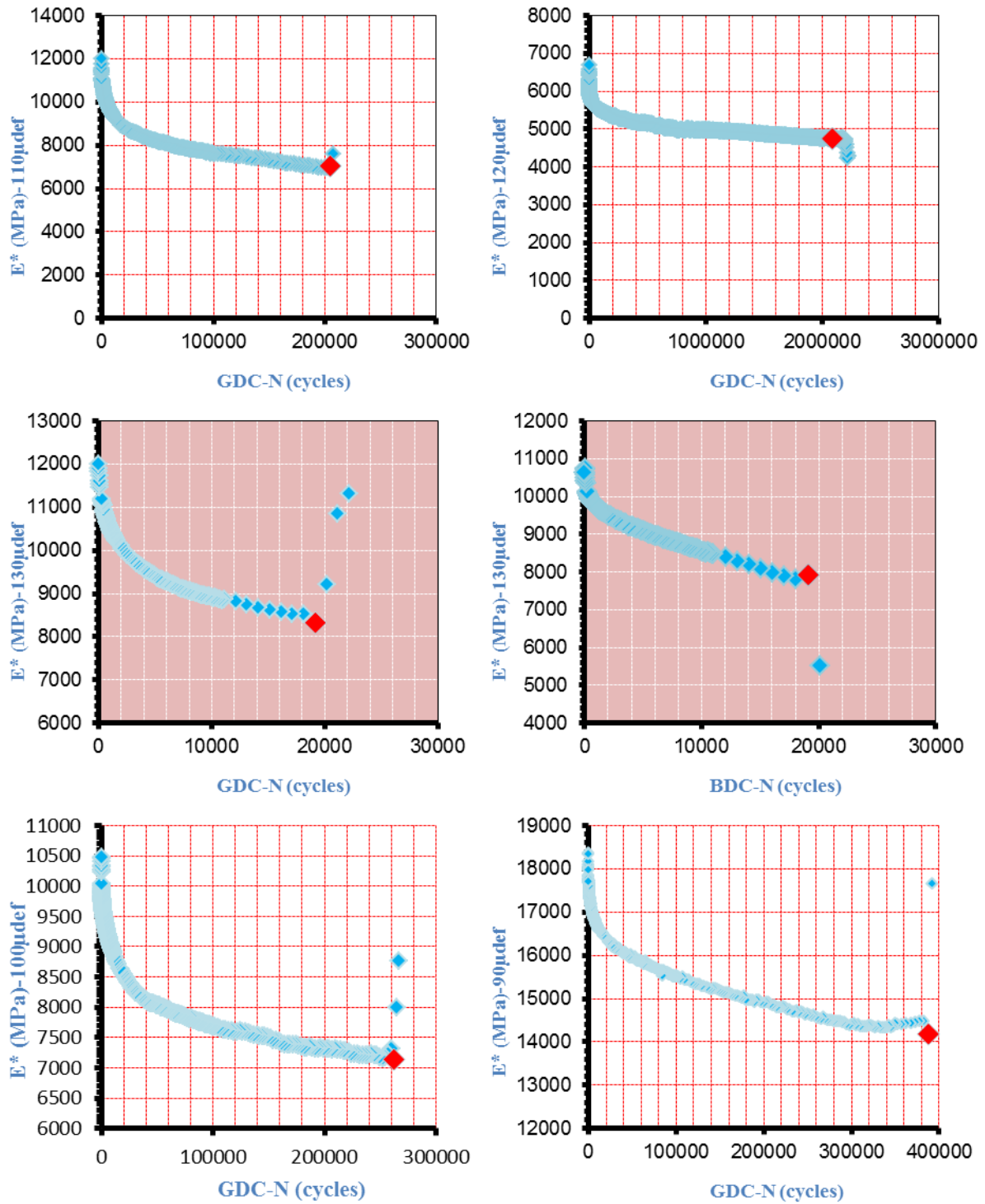
NF EN 13043 (2003) Granulats pour mélanges hydrocarbonés et pour enduits superficiels utilisés dans la construction des chaussées, aérodromes et d'autres zones de circulation, Association Française de Normalisation (AFNOR).

NFEN 13108-1 (2007) Mélanges bitumineux, Spécifications des matériaux-Partie 1 : Enrobés bitumineux, Association Française de Normalisation (AFNOR).

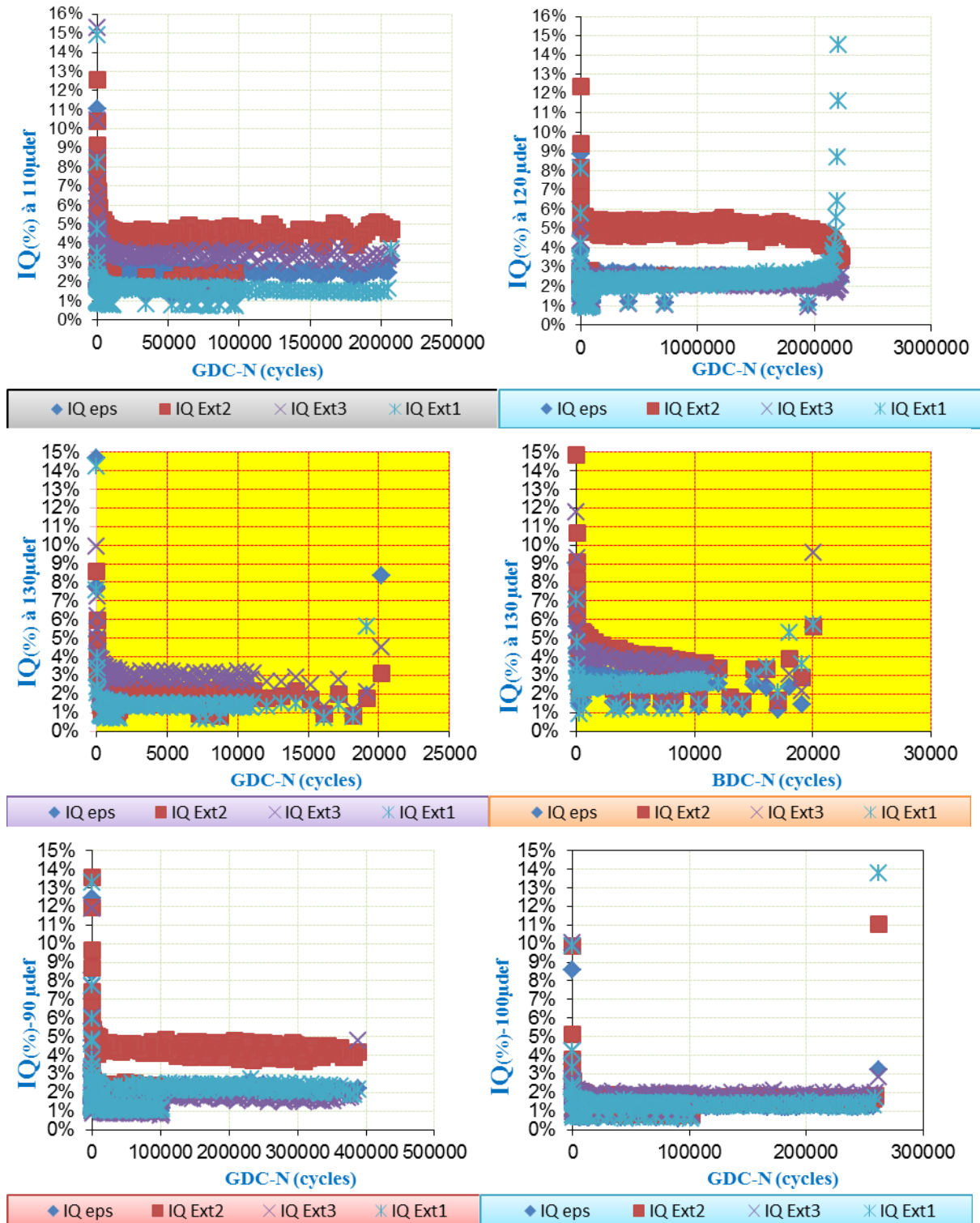
Annexes

Annexe A : Essai de Fatigue

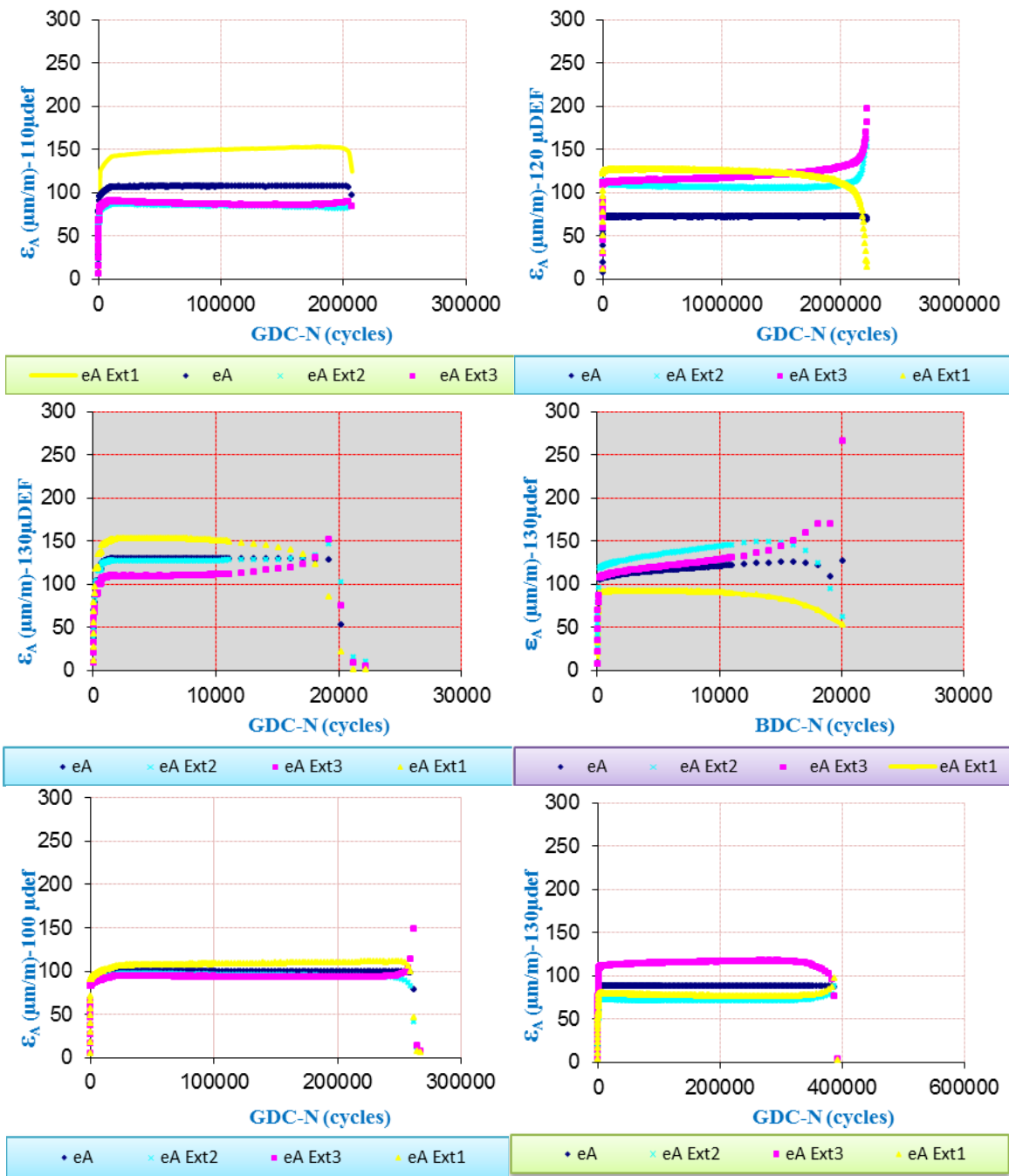
Le critère de rupture Nf 50%



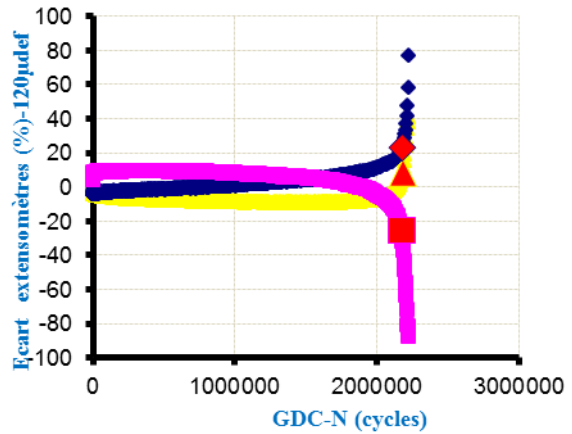
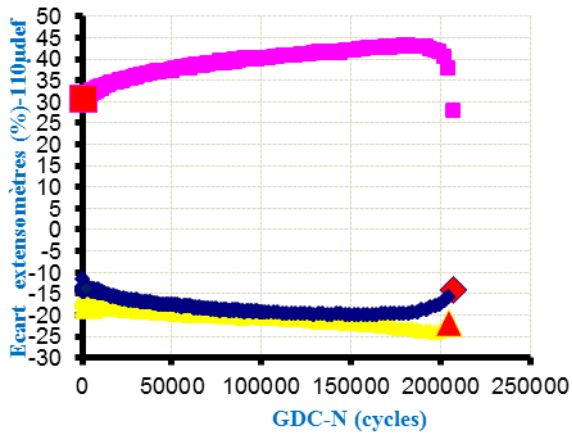
L'Indice de qualité



Amplitude de la déformation moyenne (ϵ_A)

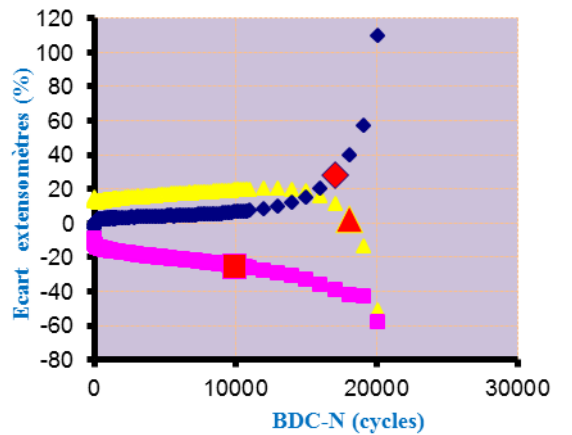
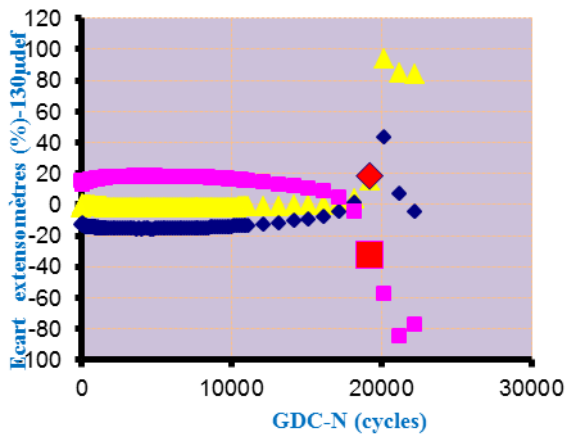


Amplitudes de déformation des extensomètres



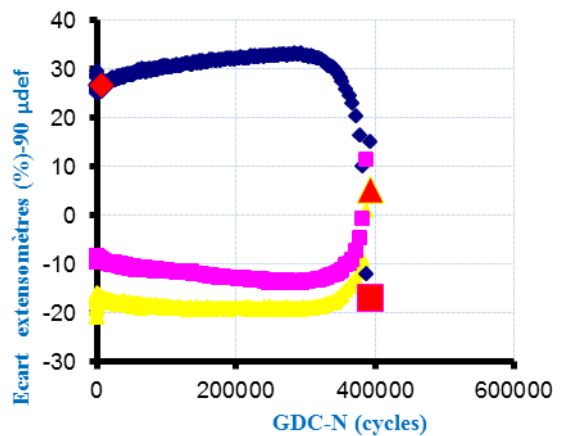
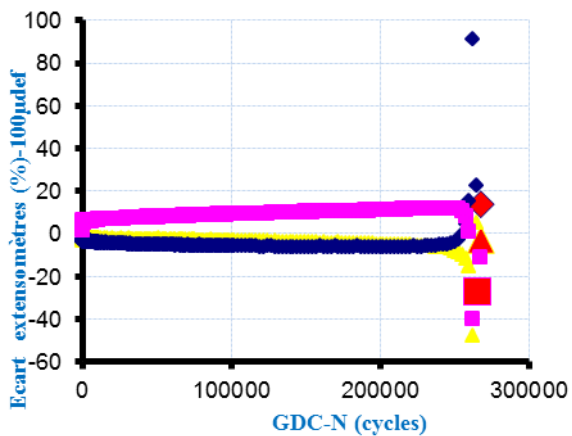
▲ Ecart Ext2 ◆ Ecart Ext3 ■ Ecart Ext1

▲ Ecart Ext2 ◆ Ecart Ext3 ■ Ecart Ext1



▲ Ecart Ext2 ◆ Ecart Ext3 ■ Ecart Ext1

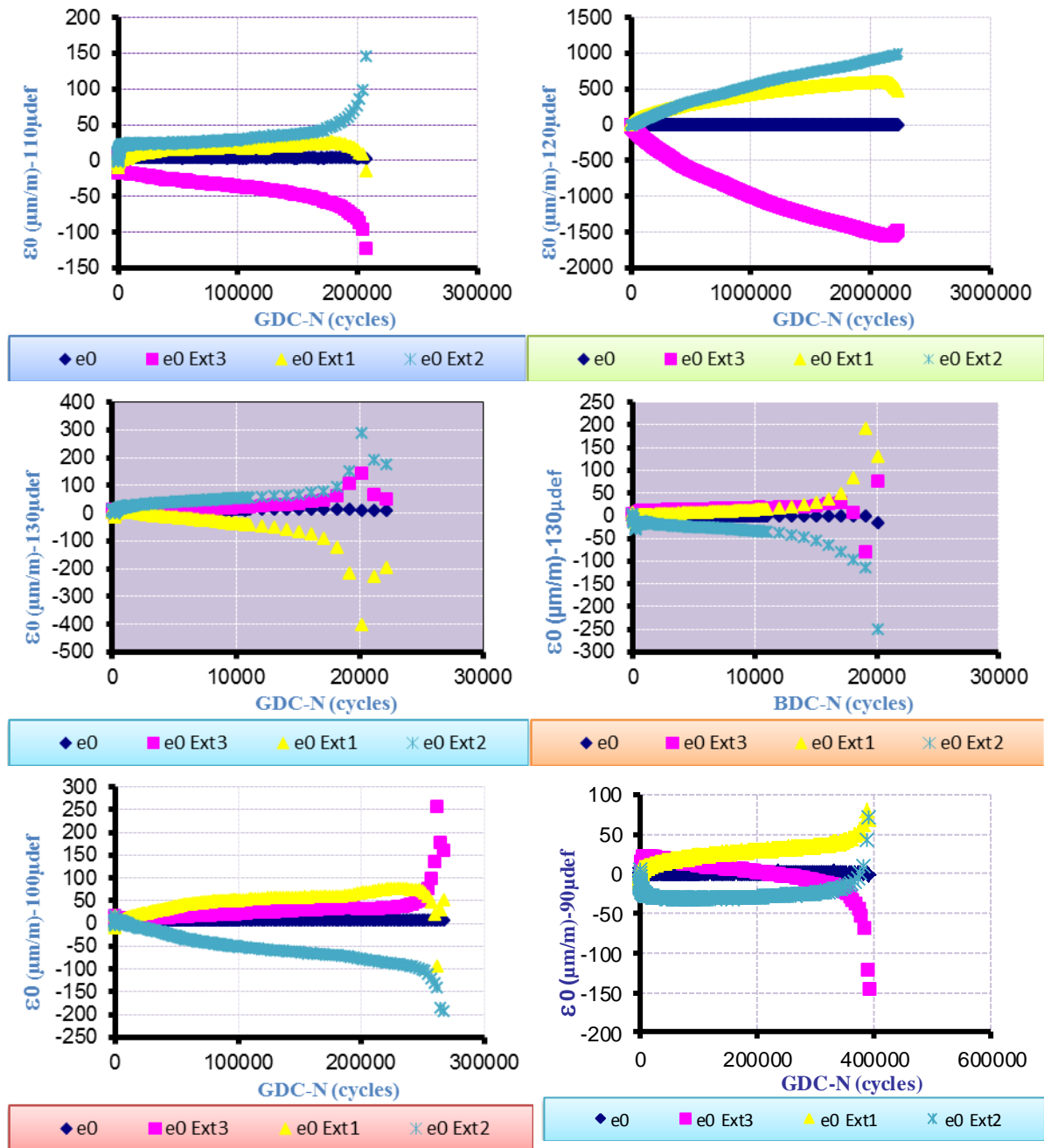
▲ Ecart Ext2 ◆ Ecart Ext3 ■ Ecart Ext1



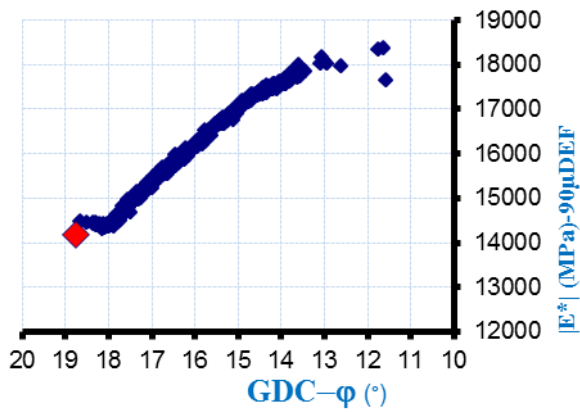
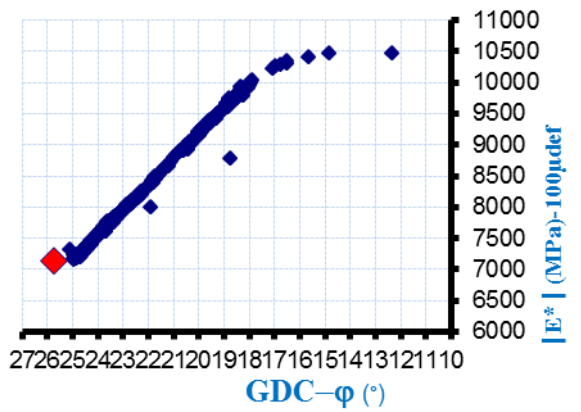
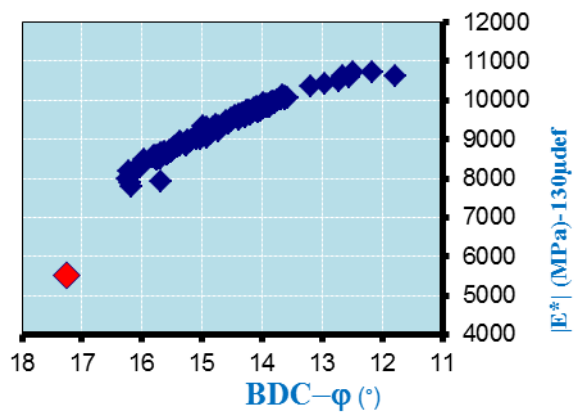
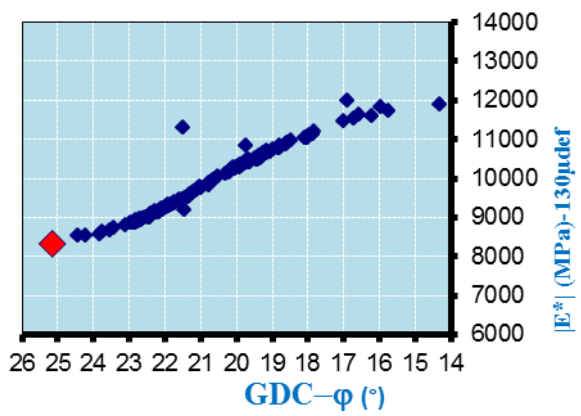
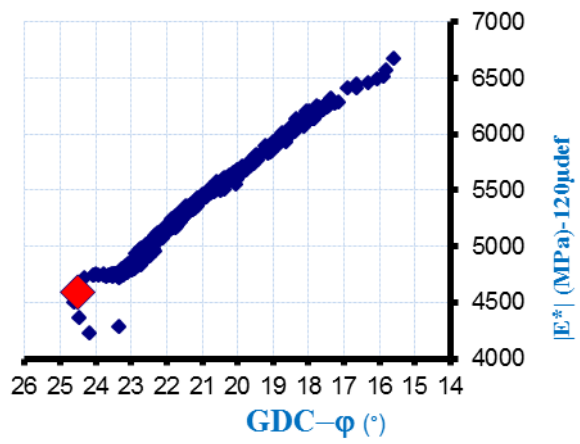
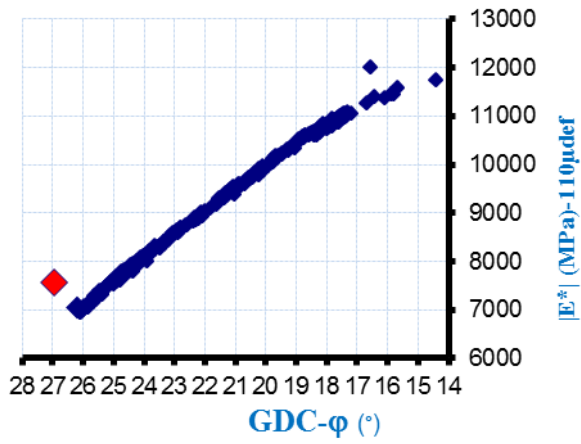
▲ Ecart Ext2 ◆ Ecart Ext3 ■ Ecart Ext1

▲ Ecart Ext2 ◆ Ecart Ext3 ■ Ecart Ext1

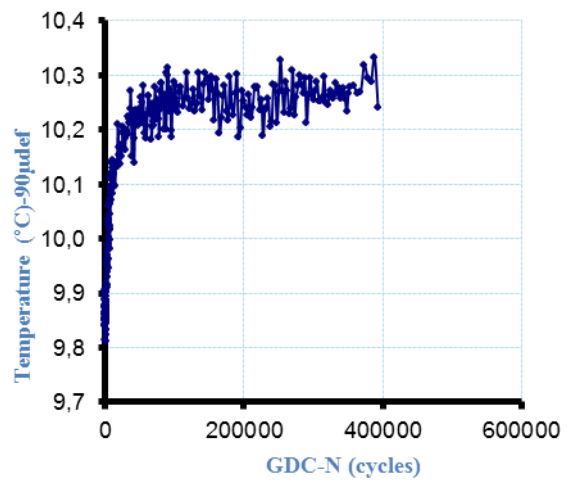
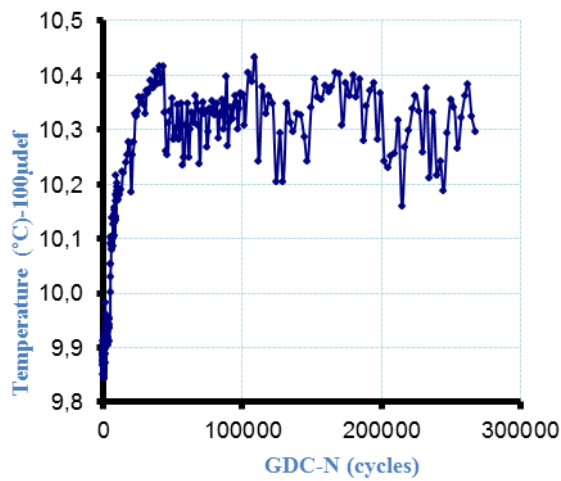
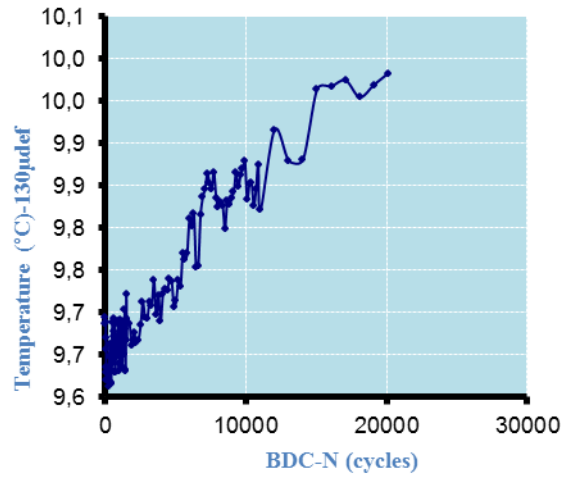
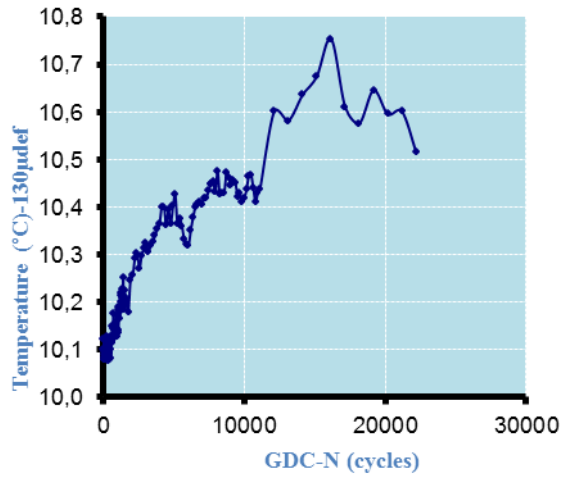
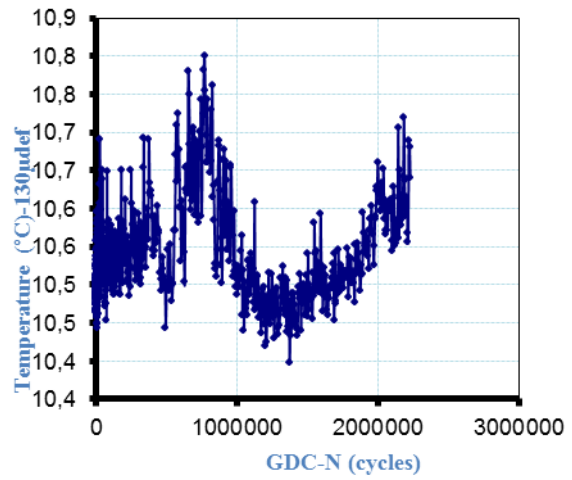
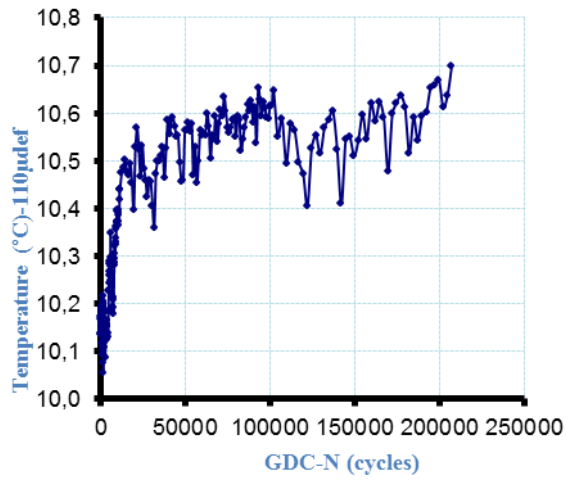
Le centre de déformation



Critère Nf II/III (ϕ)



Le contrôle de la température



Annexe B : Résultats d'essai de module complexe (Base de données de calibrage de tous les modèles viscoélastiques)

Essai de module complexe - BDC mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Frequency	$ E^* $	f	E1	E2
°C	Hz	MPa	(°)	MPa	MPa
0,1	10,05	14105	7,7	13977	1895
0,2	3,02	12592	9,1	12432	1997
0,2	1,00	11146	10,5	10959	2033
0,1	0,30	9587	12,7	9353	2103
0,2	0,10	8063	15,3	7778	2127
9,8	10,04	9872	12,6	9635	2147
9,8	3,01	8264	14,9	7985	2131
9,8	1,01	6724	18,1	6391	2089
9,8	0,30	5146	22,2	4765	1943
9,8	0,10	3887	26,3	3484	1723
20,3	10,03	5316	22,3	4919	2014
20,3	3,01	3874	26,9	3454	1754
20,3	1,00	2722	31,6	2318	1426
20,2	0,30	1756	36,6	1410	1047
20,1	0,10	1122	40,5	854	729
30,2	10,02	2422	34,3	2001	1363
30,2	3,01	1515	38,8	1180	950
30,2	1,01	940	41,8	701	627
30,2	0,30	550	42,4	406	371
30,2	0,10	338	40,9	255	221
40,5	10,09	835	44,1	600	581
40,5	3,02	484	43,5	351	333
40,5	1,00	302	40,2	231	195
40,5	0,30	194	34,8	159	110
40,5	0,10	142	29,5	124	70
55,4	10,09	835	37,7	177	137
55,4	3,02	484	29,1	141	79
55,4	1,01	302	22,4	123	51
55,3	0,30	194	17,6	108	34
55,4	0,10	142	14,7	100	26

Essai de module complexe - BDD mix / LC 26 700/ NF / EN 12697-26

Température	Frequency	E*	f	E1	E2
°C	Hz	MPa	(°)	MPa	MPa
1,0	10,04	11364	8,02	11253	1585
1,1	3,02	9838	9,31	9708	1592
1,0	1,00	8828	10,20	8689	1563
1,0	0,30	7670	12,15	7498	1615
1,0	0,10	6604	14,39	6397	1641
12,7	10,05	6744	14,71	6523	1712
12,7	3,02	5470	17,38	5220	1634
12,6	1,01	4352	20,26	4083	1507
12,6	0,30	3254	24,09	2971	1328
12,7	0,10	2379	27,76	2105	1108
22,2	10,05	3579	23,70	3277	1439
22,3	3,01	2569	27,86	2271	1200
22,3	1,01	1811	31,29	1547	940
22,3	0,30	1166	34,96	955	668
22,3	0,10	754	37,68	597	461
32,8	10,05	1511	34,40	1247	854
32,8	3,02	950	37,23	757	575
32,7	1,01	617	38,38	484	383
32,7	0,30	377	38,10	296	232
32,8	0,10	246	36,46	198	146
43,2	10,03	529	40,24	404	342
43,2	3,01	326	38,45	256	203
43,2	1,00	218	34,47	180	123
43,2	0,30	150	29,87	130	75
43,2	0,10	115	25,43	104	50
57,8	10,06	175	31,81	149	92
57,8	3,01	134	24,41	122	55
57,8	1,00	112	19,52	106	37
57,8	0,30	93	15,17	90	24
57,8	0,10	87	12,53	85	19

Annexe B

Essai de module complexe - BDF mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Frequency	E*	f	E1	E2
°C	Hz	MPa	(°)	MPa	MPa
-0,1	10,05	15802	7,5	15668	2050
-0,2	3,01	14231	8,3	14081	2062
-0,2	1,00	12823	9,2	12658	2052
-0,1	0,30	11255	10,4	11070	2031
-0,2	0,10	10028	11,1	9842	1921
10,0	10,05	10861	11,7	10636	2195
9,9	3,02	9286	13,1	9045	2104
9,9	1,00	7817	14,7	7562	1983
10,0	0,30	6398	16,6	6132	1825
10,0	0,10	5259	18,2	4997	1640
20,0	10,05	6301	18,4	5979	1989
20,0	3,01	4906	20,6	4592	1728
20,0	1,00	3820	22,6	3527	1468
19,9	0,30	2799	25,4	2528	1201
20,0	0,10	2034	27,9	1797	953
29,8	10,06	3234	26,0	2907	1418
29,8	3,02	2281	28,8	1998	1100
29,8	1,01	1605	31,7	1365	844
29,9	0,30	1047	34,2	866	589
29,8	0,10	696	36,7	558	415
39,6	10,02	1396	34,5	1151	791
39,6	3,02	890	37,0	711	536
39,6	1,00	571	39,0	444	359
39,6	0,30	341	41,1	257	224
39,6	0,10	218	41,8	163	145
54,1	10,05	322	43,7	233	222
54,1	3,01	193	43,3	140	132
54,1	1,01	121	42,1	90	81
54,1	0,30	76	40,1	58	49
54,1	0,10	51	38,0	41	32

Essai de module complexe - GDC mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Frequency	E*	f	E1	E2
°C	Hz	MPa	(°)	MPa	MPa
0,4	10,06	11052	8,6	10926	1661
0,4	3,02	9636	9,9	9492	1661
0,5	1,01	8454	11,9	8273	1739
0,5	0,30	7126	14,1	6911	1737
0,4	0,10	5851	16,7	5604	1680
10,3	10,05	7018	15,1	6775	1830
10,3	3,01	5545	18,0	5274	1712
10,3	1,01	4372	21,6	4066	1607
10,2	0,30	3205	25,7	2888	1389
10,3	0,10	2331	30,7	2004	1189
20,2	10,06	3384	26,2	3035	1495
20,2	3,02	2337	31,0	2004	1202
20,2	1,01	1576	35,4	1284	914
20,2	0,30	973	39,3	753	616
20,3	0,10	597	41,2	449	394
29,9	10,07	1388	37,7	1098	849
30,0	3,01	838	41,5	628	555
30,0	1,00	511	42,7	375	347
30,0	0,30	294	42,1	218	197
29,9	0,10	186	39,9	143	119
40,2	10,02	438	44,2	314	305
40,2	3,02	258	41,5	193	171
40,3	1,01	167	36,4	134	99
40,2	0,30	112	29,6	97	55
40,2	0,10	87	23,5	79	35
54,9	10,13	124	30,9	106	63
54,9	3,00	96	22,5	89	37
55,0	1,01	78	16,6	75	22
54,9	0,30	70	11,9	69	14
54,9	0,10	67	10,5	66	12

Essai de module complexe - GDD mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Frequency	$ E^* $	f	E1	E2
°C	Hz	MPa	(°)	MPa	MPa
0,1	10,04	18017	6,7	17894	2098
0,1	3,01	16194	7,7	16046	2181
0,1	1,01	14674	10,3	14439	2614
0,2	0,30	12613	12,5	12316	2720
0,2	0,10	10668	14,9	10309	2742
10,0	10,04	12838	12,5	12535	2772
10,0	3,02	10434	15,8	10041	2834
10,0	1,00	8540	19,6	8046	2863
10,0	0,30	6391	24,8	5802	2679
10,0	0,10	4622	30,5	3983	2345
20,1	10,04	6611	24,4	6018	2736
20,1	3,01	4593	30,4	3959	2327
20,1	1,00	3015	37,7	2384	1846
20,1	0,30	1715	45,4	1204	1221
20,1	0,10	947	51,6	588	741
30,1	10,06	2563	41,4	1924	1694
30,1	3,02	1410	48,5	935	1055
30,0	1,00	750	54,2	438	608
30,0	0,30	349	58,4	183	297
30,0	0,10	173	60,3	86	151
40,2	10,05	690	56,5	381	575
40,1	3,03	325	58,5	170	277
40,1	1,00	161	57,5	87	136
40,2	0,30	80	53,1	48	64
40,1	0,10	46	45,9	32	33
55,0	10,00	120	51,4	75	94
55,0	3,00	70	39,4	54	45
55,0	1,00	49	28,6	43	24
55,0	0,30	39	20,5	37	14
55,0	0,10	34	15,8	33	9

Essai de module complexe - GDF mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Frequency	$ E^* $	f	E1	E2
°C	Hz	MPa	(°)	MPa	MPa
0,91	10,05	13420	8,3	13278	1943
0,96	3,01	11516	9,3	11364	1860
0,93	1,00	10242	11,0	10053	1958
0,94	0,30	8760	13,2	8529	2001
0,94	0,10	7428	15,6	7155	1995
12,79	10,04	7648	16,4	7337	2158
12,75	3,02	6046	19,4	5703	2008
12,75	1,01	4672	22,6	4315	1792
12,72	0,30	3355	27,1	2986	1529
12,78	0,10	2358	31,5	2011	1231
22,12	10,04	3894	26,3	3491	1723
22,13	3,02	2670	30,8	2294	1367
22,14	1,00	1775	35,3	1448	1026
22,12	0,30	1074	39,2	832	679
22,16	0,10	659	41,5	493	436
32,59	10,05	1461	38,8	1138	916
32,65	3,02	847	41,9	631	565
32,63	1,00	516	42,7	379	350
32,64	0,30	293	41,4	220	194
32,61	0,10	187	38,3	147	116
43,12	10,07	438	45,5	307	312
43,11	3,01	254	42,3	188	171
43,16	1,01	160	37,7	126	98
43,14	0,30	106	30,7	91	54
43,13	0,10	80	23,8	73	32
57,48	10,09	126	34,1	104	70
57,45	3,01	93	24,8	84	39
57,46	1,00	75	17,9	72	23
57,46	0,30	67	13,0	65	15
57,49	0,10	60	9,6	59	10

Essai de module complexe - CDF mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Freq	E*	f	E1	E2
°C	Hz	Mpa	(°)	Mpa	Mpa
0,6	10,05	1045	9,9	1029	180
0,5	3,01	987	11,2	968	191
0,5	1,00	923	12,2	902	195
0,5	0,30	699	14,8	675	179
0,5	0,10	588	16,3	565	165
12,8	10,05	708	16,5	679	201
12,8	3,01	660	17,6	629	199
12,8	1,01	560	19,7	527	189
12,7	0,30	422	22,9	389	164
12,8	0,10	326	25,8	294	142
22,5	10,05	562	22,9	517	219
22,5	3,02	471	25,0	427	199
22,5	1,01	387	27,0	344	176
22,5	0,30	292	29,4	254	143
22,5	0,10	228	30,9	196	117
32,7	10,06	496	29,3	432	243
32,8	3,01	419	29,5	365	206
32,8	1,00	328	30,1	284	164
32,7	0,30	249	30,0	216	125
32,7	0,10	199	29,1	174	97
43,1	10,08	380	32,9	319	207
43,2	3,01	293	30,8	252	150
43,1	1,01	227	28,7	200	109
43,2	0,30	181	25,8	163	79
43,1	0,10	151	23,2	138	59
56,9	10,00	228	28,7	200	109
57,0	3,01	190	25,1	172	81
57,0	1,01	164	22,1	152	62
56,9	0,30	143	19,8	134	48
56,9	0,10	130	17,6	124	39

Essai de module complexe - CDD mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Freq	 E* 	f	E1	E2
°C	Hz	Mpa	(°)	Mpa	Mpa
0,6	10,05	7845	4,7	7819	638
0,4	3,01	7338	5,3	7306	682
0,4	1,00	6840	6,1	6801	730
0,4	0,30	6264	7,0	6216	769
0,3	0,10	5747	7,7	5695	769
10,1	10,05	6229	7,3	6178	794
10,2	3,01	5597	8,5	5535	832
10,2	1,00	5010	10,0	4934	873
10,2	0,30	4313	12,3	4214	918
10,1	0,10	3669	14,9	3545	945
20,1	10,04	4234	12,9	4126	948
20,1	3,01	3546	15,5	3418	947
20,1	1,00	2892	18,6	2741	923
20,2	0,30	2225	22,6	2054	853
20,1	0,10	1677	25,8	1510	729
30,1	10,04	2604	20,5	2439	912
30,1	3,02	1973	24,3	1799	811
30,2	1,01	1471	27,6	1304	682
30,1	0,30	1015	31,1	869	525
30,2	0,10	708	33,7	589	393
40,4	10,08	1363	29,6	1185	673
40,5	3,01	955	32,2	808	509
40,4	1,00	681	33,6	567	377
40,4	0,30	457	33,9	380	255
40,4	0,10	327	33,5	272	180
55,3	10,09	494	35,6	401	287
55,3	3,01	358	32,7	301	193
55,3	1,01	283	29,0	247	137
55,3	0,30	211	26,4	189	94
55,3	0,10	179	23,5	164	71

Essai de module complexe - CDC mix / LC 26 700 / NF EN 12697-26

Température	Freq	E*	f	E1	E2
°C	Hz	Mpa	(°)	Mpa	Mpa
-0,1	10,05	8184	7,1	8121	1005
-0,2	3,01	7737	7,6	7669	1023
-0,2	1,00	7078	8,7	6996	1072
-0,2	0,30	6315	9,9	6221	1083
-0,2	0,10	5655	11,0	5550	1079
10,0	10,04	5906	11,4	5789	1170
9,9	3,01	5268	12,8	5137	1166
10,0	1,01	4516	14,1	4380	1102
10,0	0,30	3696	16,6	3543	1053
10,0	0,10	3019	19,3	2850	996
19,9	10,03	3571	18,7	3383	1144
19,9	3,01	2888	20,9	2698	1030
19,9	1,01	2302	23,4	2113	914
20,0	0,30	1686	26,9	1503	764
19,9	0,10	1217	30,1	1053	610
29,8	10,04	1907	27,1	1697	869
29,8	3,02	1393	30,1	1205	699
29,8	1,00	1000	33,2	837	548
29,8	0,30	663	36,4	534	393
29,9	0,10	443	38,5	347	276
39,6	10,08	904	35,4	737	523
39,6	3,01	599	37,8	473	367
39,6	1,01	395	40,1	302	254
39,6	0,30	249	41,4	186	164
39,6	0,10	168	41,5	126	111
54,1	10,05	256	41,8	191	170
54,1	3,01	171	39,8	132	110
54,1	1,00	116	39,2	90	73
54,1	0,30	81	37,1	64	49
54,1	0,10	62	35,8	50	36

Annexe C

Annexe C : Base de données de calibrage des modeles de witzzak 1999 et 2006 approchés (maw-99, maw-06),et optimisés maow-99 et maow-06) d'enrobés bitumineux formulés avec les granulats du sénégal (Diamètre de tamis AFNOR et LC).

Mixtures	Temperatures and frequencies		Volumetric composition of mixtures						Essais sur bitume 35/50 ou PG 70-16					Essais Lc 26 700		Modèle de Witzzak, 1999 (MEPDG)	Modèle de Witzzak, 2006 (MEPDG)
	T °C	f.Hz	ρ34-19,00-14mm	ρ38-9,500-10mm	ρ4-4,7600-5mm-	ρ200-0,075-0,08mm	Vbeff	Va	A	η (10 6Pa.s)	VTS	δb	IG*I Module Dynamque complexe (psi)	IE*I (psi)	δ(°)	IE*I (psi)	IE*I (psi)
BDF	-0,11484506	10,0472826	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	2,08163462	-4,9303	3,64441901	916,182811	2291337,61	7,45477925	1210297,381	7668937,03
BDF	-0,17177768	3,01465895	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	2,12809128	-4,9303	6,86064288	866,262618	2063567,16	8,33227858	911503,2797	6147775,18
BDF	-0,16600072	1,00487491	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	2,12332779	-4,9303	6,51793241	794,210857	1859340,45	9,20601144	686683,8367	6163390,03
BDF	-0,13361162	0,30146788	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	2,09682854	-4,9303	6,22597098	652,178106	1631950,11	10,4005233	492989,5483	6038348,22
BDF	-0,15027567	0,10048827	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	2,11041839	-4,9303	6,84430949	577,603468	1454126,46	11,0535909	361762,2698	5683056,22
BDF	10,0207844	10,0532669	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,06104662	-4,9303	5,0917143	814,556336	1574781,67	11,6630179	376195,2083	6758109,04
BDF	9,94728906	3,01594813	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,06246433	-4,9303	11,1561055	750,623093	1346510,71	13,0939069	266943,4389	4921449,26
BDF	9,93841748	1,00452044	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,06263782	-4,9303	14,3708818	678,714916	1133489,39	14,6918064	192501,261	4293957,74
BDF	9,98368722	0,30144998	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,06175788	-4,9303	19,4496154	575,887026	927669,744	16,5705198	133242,3532	3552076,94
BDF	9,9725091	0,10038991	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,06197392	-4,9303	27,262347	495,559167	762551,562	18,1700157	95883,74145	2842367,47
BDF	19,9685955	10,0535104	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00368965	-4,9303	17,4031234	601,52195	913646,296	18,4030165	131339,9082	3799350,87
BDF	19,9655083	3,01204819	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00369255	-4,9303	25,7093848	486,139494	711357,672	20,6203447	91495,3866	2918216,43
BDF	19,9582191	1,00466551	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,0036994	-4,9303	30,8371738	375,165254	553920,83	22,6034087	66193,19964	2423984,35
BDF	19,9278062	0,30141668	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00372814	-4,9303	36,4035093	263,912773	405880,599	25,4169001	46966,73523	1943056,15
BDF	19,9606592	0,10049039	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00369711	-4,9303	44,3154074	227,583289	294956,589	27,9473783	34574,52292	1624261,99
BDF	29,8351333	10,0598564	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00037844	-4,9303	35,0014984	350,953452	468929,188	25,9965025	56070,53311	2198746,19
BDF	29,8489495	3,01987169	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00037735	-4,9303	44,2050338	225,289547	330752,087	28,8285446	39890,09239	1620743,91

Annexe C

BDF	29,8387026	1,00524211	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00037816	-4,9303	50,2280149	126,986387	232716,584	31,7376712	29674,1178	1191791,37
BDF	29,8588742	0,30153569	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00037657	-4,9303	53,6978965	44,469069	151795,713	34,2194037	21803,47975	737107,16
BDF	29,816896	0,10040112	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	0,00037989	-4,9303	58,1311473	61,7935544	100876,494	36,6690388	16818,27282	799711,56
BDF	39,5592949	10,0205943	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	5,9361E-05	-4,9303	52,5313381	134,527441	202490,281	34,5227993	29389,83066	1182523,87
BDF	39,5699807	3,01664778	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	5,9252E-05	-4,9303	60,7607668	53,6936408	129050,987	36,9966681	21642,65707	729965,04
BDF	39,5983539	1,00401606	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	5,8961E-05	-4,9303	67,3392148	23,8125803	82779,9231	38,9739953	16634,58617	478380,98
BDF	39,5774447	0,30154867	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	5,9175E-05	-4,9303	67,5823376	16,3906146	49436,5059	41,0739191	12774,83761	406621,28
BDF	39,5739282	0,10048905	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	5,9211E-05	-4,9303	68,8607733	67,1369536	31676,902	41,7565005	10229,97225	732834,74
BDF	54,0749205	10,0539698	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	6,5562E-06	-4,9303	68,2407958	14,5601578	46675,4254	43,7014272	14968,101	383874,96
BDF	54,0638944	3,01204819	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	6,5658E-06	-4,9303	70,464758	4,87522601	27958,8655	43,3037334	11583,59064	237769,44
BDF	54,0698369	1,00654507	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	6,5607E-06	-4,9303	78,2094929	9,56044226	17558,5413	42,1049774	9354,020612	291313,65
BDF	54,0932081	0,30143836	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	6,5404E-06	-4,9303	75,5092721	19,6687803	11009,1005	40,1422943	7552,722807	405333,50
BDF	54,0770426	0,10049242	1	8	28	8	11,34	8,77	14,2392	6,5544E-06	-4,9303	79,3911228	74,4823983	7456,42731	37,9602201	6342,891285	690724,08
BDC	0,14847441	10,0503147	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	1,88028298	-4,9303	3,49393748	915,646643	2045179,08	7,71949902	923709,1634	9825318,98
BDC	0,21004821	3,01568813	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	1,83623549	-4,9303	6,75944172	867,017156	1825803,45	9,12726814	684308,6439	7787845,95
BDC	0,22865472	1,00468869	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	1,8231406	-4,9303	6,59166808	797,644449	1616159,99	10,5100648	513338,5739	7737295,00
BDC	0,11403329	0,30146816	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	1,90540632	-4,9303	6,47211826	657,261173	1390057,49	12,6732943	375117,3644	7502155,78
BDC	0,16946427	0,10049241	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	1,86514357	-4,9303	7,53750712	582,523183	1169179,64	15,2937661	272232,9953	6885564,56
BDC	9,78889979	10,0390843	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,06564045	-4,9303	4,91237237	818,469453	1431374,72	12,5607237	303883,5695	8641122,01
BDC	9,79486882	3,0090286	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,06551769	-4,9303	10,9983893	753,953225	1198326,53	14,9458392	213818,9229	6217730,04
BDC	9,80409112	1,00563219	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,06532849	-4,9303	14,1966027	682,21095	974972,666	18,0977192	154104,5678	5410199,77
BDC	9,84189095	0,30145	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,06455908	-4,9303	19,2276692	579,696301	746183,538	22,1841617	106765,6642	4462963,10
BDC	9,7986725	0,10040866	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,06543958	-4,9303	26,9383462	499,730369	563614,751	26,3104645	77139,11068	3562050,60
BDC	20,3069283	10,0307091	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00338642	-4,9303	17,9475929	593,17194	770765,346	22,2695279	100098,7775	4651964,37
BDC	20,3149364	3,01204819	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00337958	-4,9303	26,3277482	476,233469	561682,715	26,9193824	69753,40627	3553905,58
BDC	20,3032369	1,00401606	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00338958	-4,9303	31,4922101	364,698454	394639,958	31,6006444	50525,1017	2934873,92
BDC	20,1520879	0,30151622	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00352172	-4,9303	36,8033643	257,148228	254642,036	36,6166016	36301,44258	2356369,16
BDC	20,0650168	0,10049241	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00360035	-4,9303	44,4773605	225,005717	162722,946	40,4786334	27029,51798	1982201,78

Annexe C

BDC	30,1979938	10,020902	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,0003509	-4,9303	35,6835974	341,908295	351143,561	34,2606021	42970,9345	2660345,60
BDC	30,158609	3,01034967	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00035378	-4,9303	44,7871336	218,224544	219672,376	38,8499103	30739,66175	1950160,86
BDC	30,2015492	1,00806452	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00035064	-4,9303	50,931944	120,481397	136349,56	41,8356226	22850,85775	1411135,37
BDC	30,2004703	0,30146215	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00035072	-4,9303	54,2566499	40,4181942	79760,5141	42,4319329	16830,86172	849828,59
BDC	30,198284	0,10038392	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	0,00035088	-4,9303	58,6056193	59,0172814	48993,242	40,9098628	12973,57781	945104,28
BDC	40,4573195	10,0891469	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,0873E-05	-4,9303	53,9836022	118,458554	121083,63	44,0927827	22078,19975	1344961,98
BDC	40,5204679	3,02121729	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,0329E-05	-4,9303	62,0839614	43,0107125	70191,5343	43,5470032	16248,10298	790005,86
BDC	40,5161152	1,00401606	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,0367E-05	-4,9303	68,6625614	20,9589774	43844,1825	40,2142615	12549,44311	535556,71
BDC	40,4982977	0,30146215	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,052E-05	-4,9303	68,6210342	20,9147106	28102,9495	34,7538524	9673,594195	535304,54
BDC	40,5051726	0,10049949	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,046E-05	-4,9303	69,731563	73,589921	20620,8874	29,4538585	7772,176219	914371,64
BDC	55,3654519	10,0877193	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,5374E-06	-4,9303	68,56248	22,0357368	32392,4092	37,7332386	11282,34065	547990,63
BDC	55,3539165	3,01738063	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,5456E-06	-4,9303	69,9400416	10,2297404	23478,4085	29,1051442	8765,213903	387210,21
BDC	55,4172026	1,00937588	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,5004E-06	-4,9303	77,8494551	0,37554088	19332,5449	22,4188032	7094,582416	104246,70
BDC	55,3401578	0,30150769	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	5,5555E-06	-4,9303	75,1739137	6,89990411	16476,8457	17,6326354	5766,110804	310914,57
BDC	54,4	0,1	3	17	50	4	11	8,91	14,2392	6,2808E-06	-4,9303	79,551876	68,0027194	14935	14,7	4967,126873	801751,44
GDF	0,91366976	10,0493043	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	1,40364346	-4,9303	3,12003647	913,363935	1945855,5	8,32604637	1728227,122	15815706,76
GDF	0,9604202	3,01481783	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	1,37901074	-4,9303	6,62835593	867,050268	1669844,61	9,29360797	1272353,469	12279368,28
GDF	0,93101915	1,00493928	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	1,39444825	-4,9303	6,7759871	801,679463	1485114,91	11,0193887	954192,7483	12003460,14
GDF	0,93807777	0,30147519	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	1,39072541	-4,9303	7,32398628	670,851515	1270227,34	13,201413	681530,8249	11254539,54
GDF	0,94223131	0,10049233	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	1,38853968	-4,9303	9,19986803	591,698044	1077091,84	15,5804412	495486,2977	9989999,96
GDF	12,7895703	10,0431208	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,02636181	-4,9303	7,66565294	763,39781	1108988,73	16,3915186	440749,2547	11348915,60
GDF	12,7479521	3,01508147	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,02668719	-4,9303	14,4536316	684,148111	876714,196	19,3984558	308876,2275	8473684,44
GDF	12,753971	1,00502513	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,02663987	-4,9303	18,3606831	599,30268	677466,802	22,5528796	221394,9542	7303360,58
GDF	12,7208499	0,3014621	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,02690139	-4,9303	23,8771513	495,310836	486410,468	27,1133126	154482,0938	6039873,02
GDF	12,7771036	0,10040868	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,02645883	-4,9303	32,3609763	422,683701	341894,876	31,4825821	110659,354	4850267,29
GDF	22,1228003	10,0393271	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00215842	-4,9303	20,9685642	547,693688	564580,228	26,2727187	170246,3942	6660090,94
GDF	22,1313662	3,01813314	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00215392	-4,9303	29,6145232	425,037238	387217,28	30,793245	118742,884	5112828,35
GDF	22,1411563	1,00477362	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00214879	-4,9303	35,0363219	310,506437	257364,896	35,315075	86019,94632	4169996,98

Annexe C

GDF	22,1161199	0,30154219	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00216193	-4,9303	40,3065339	200,675767	155728,296	39,2201889	61374,43035	3264781,55
GDF	22,1598994	0,10049241	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00213901	-4,9303	47,6574683	176,303525	95513,9453	41,495881	45478,72847	2785004,04
GDF	32,5854758	10,0540723	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00021624	-4,9303	40,1586964	283,708234	211805,518	38,8314608	72616,50844	3713730,78
GDF	32,6482355	3,01813314	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00021357	-4,9303	49,3845244	164,909778	122813,913	41,8576285	51878,13052	2649983,96
GDF	32,6268499	1,00446499	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00021448	-4,9303	55,5451048	82,4570629	74824,2659	42,6619687	38948,93662	1849469,02
GDF	32,6366237	0,30149673	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00021406	-4,9303	58,1202504	18,6672783	42479,5676	41,4253257	28954,75292	954758,69
GDF	32,6139912	0,10049241	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	0,00021502	-4,9303	61,5068619	47,8309001	27132,6836	38,2839747	22550,93461	1368580,26
GDF	43,121377	10,0733295	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	3,2677E-05	-4,9303	58,0126297	76,2281762	63524,8626	45,4567504	38279,00358	1735928,15
GDF	43,1134247	3,01204819	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	3,2719E-05	-4,9303	65,3040681	19,6163769	36780,7312	42,3334864	28492,43059	895663,56
GDF	43,1553698	1,00654635	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	3,2497E-05	-4,9303	72,0819351	17,3302903	23168,9483	37,6760989	22159,70932	790597,87
GDF	43,1365971	0,30152269	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	3,2596E-05	-4,9303	71,2567835	36,5200794	15307,1721	30,6543858	17228,26284	1096150,66
GDF	43,1298645	0,10048821	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	3,2632E-05	-4,9303	72,042133	93,0674473	11546,217	23,8342199	13965,92599	1616378,31
GDF	57,4814459	10,0850738	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	4,2332E-06	-4,9303	68,5937861	42,2830066	18253,9544	34,0607718	20913,57979	1199767,99
GDF	57,4512264	3,01204819	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	4,2491E-06	-4,9303	68,4755021	20,8944389	13431,3645	24,7918545	16335,49865	888838,08
GDF	57,4638816	1,00401606	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	4,2424E-06	-4,9303	76,7436615	24,1979981	10945,9373	17,9009051	13296,42688	870809,13
GDF	57,4649567	0,3014708	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	4,2419E-06	-4,9303	74,1551329	72,8536287	9656,81436	13,0450172	10847,88723	1428370,58
GDF	57,4871958	0,10048821	2	10	26	10	11,64	5,28	14,2392	4,2301E-06	-4,9303	80,9264103	23,7750694	8707,77945	9,64657789	9175,653212	831475,77
GDD	0,09261823	10,040201	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	1,9212063	-4,9303	3,52491616	915,771162	2612507,65	6,685383	2765098,761	32920624,02
GDD	0,14033187	3,01386816	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	1,88619087	-4,9303	6,77616546	866,917216	2348150,09	7,73769046	2044917,579	26131567,79
GDD	0,14912447	1,00502513	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	1,87981217	-4,9303	6,57506445	797,021499	2127750,13	10,2600661	1531215,788	26003852,40
GDD	0,21741496	0,30144998	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	1,83103907	-4,9303	6,57623855	659,243664	1828861,76	12,4560758	1086971,758	25045531,43
GDD	0,19023634	0,10049847	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	1,85028796	-4,9303	7,58243214	582,819516	1546907,62	14,8999694	794403,5778	23055921,96
GDD	9,99615879	10,0394831	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,06151778	-4,9303	5,07239006	814,974798	1861530,22	12,4698703	869757,293	28680516,56
GDD	9,9931124	3,01935013	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,06157634	-4,9303	11,2039849	749,615398	1512858,41	15,7620458	609942,6473	20679108,96
GDD	10,001568	1,00401606	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,06141396	-4,9303	14,4533518	677,060405	1238345,39	19,5843992	436899,2	17971086,43
GDD	9,98754464	0,30146212	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,06168351	-4,9303	19,4556643	575,782786	926632,49	24,7817297	303217,3389	14853415,54
GDD	9,98689178	0,10040617	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,06169609	-4,9303	27,2891121	495,211772	670252,844	30,4854157	217043,2266	11824486,09
GDD	20,1269103	10,0413834	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00354426	-4,9303	17,6571245	597,620284	958620,144	24,4468849	294269,9657	15769323,09

Annexe C

GDD	20,0560246	3,0135854	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00360858	-4,9303	25,8690868	483,572582	665922,301	30,4486721	205556,777	12093283,03
GDD	20,1064456	1,00401606	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,0035627	-4,9303	31,1181391	370,65869	437246,323	37,7468459	147282,0775	9961122,23
GDD	20,0685226	0,30147077	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00359715	-4,9303	36,654363	259,66188	248631,576	45,4172653	104202,5862	7939936,36
GDD	20,0976543	0,10049645	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00357066	-4,9303	44,527942	224,202282	137255,907	51,5662283	76481,06838	6621760,55
GDD	30,0799395	10,0562082	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00035961	-4,9303	35,4616724	344,846181	371640,071	41,35833	123927,6984	8975302,46
GDD	30,0560471	3,02306788	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,0003614	-4,9303	44,5945339	220,554419	204470,748	48,4594628	88137,71521	6573690,91
GDD	30,0144695	1,00401606	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00036454	-4,9303	50,5693758	123,808965	108713,428	54,2458142	65473,36049	4795309,25
GDD	30,0015039	0,30148487	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00036553	-4,9303	53,9316614	42,7473578	50611,4689	58,3600607	48077,73687	2918352,87
GDD	30,0455527	0,10049646	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	0,00036219	-4,9303	58,4161492	60,0953107	25125,303	60,3199869	36803,41605	3187840,58
GDD	40,1621228	10,0510663	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,3505E-05	-4,9303	53,5109793	123,645124	100024,045	56,4833308	63472,97614	4605498,16
GDD	40,1058896	3,02540539	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,4023E-05	-4,9303	61,5155706	47,5308852	47101,7243	58,4891146	46829,21905	2772149,95
GDD	40,0614253	1,00401606	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,4437E-05	-4,9303	68,0150073	22,2557755	23405,1575	57,488496	36050,52238	1845058,59
GDD	40,1875911	0,30148377	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,3272E-05	-4,9303	68,2770982	19,3103215	11528,4893	53,1389633	27460,01294	1728817,20
GDD	40,1462034	0,1005042	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,3651E-05	-4,9303	69,3990611	71,0473782	6694,44604	45,945857	22016,46557	3018417,88
GDD	55,0037626	10	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,8035E-06	-4,9303	68,4946979	19,5783849	17445,6221	51,3889644	31999,40215	1735157,72
GDD	55,0480684	2,99864315	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,7701E-06	-4,9303	70,0896294	8,86637576	10189,4389	39,4010067	24718,883	1209802,35
GDD	55,0171667	1,00215363	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,7934E-06	-4,9303	77,9860066	2,99792658	7150,0433	28,6441023	19989,16559	716723,87
GDD	55,0166963	0,30165913	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,7937E-06	-4,9303	75,2791189	0,78140181	5668,73067	20,4529994	16170,53133	445922,34
GDD	55,0121392	0,10048232	5	21	37	9	11,5	2,19	14,2392	5,7971E-06	-4,9303	79,8477553	54,2324205	4996,475	15,8370262	13578,99085	2418652,76
GDC	0,413688	10,0587111	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	1,69815982	-4,9303	3,35372725	914,976698	1602553,7	8,64477279	1405669,017	13368068,27
GDC	0,42833745	3,01932807	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	1,68865936	-4,9303	6,71210876	867,222265	1397263,01	9,92835248	1043198,016	10513479,33
GDC	0,45047181	1,00519364	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	1,67441118	-4,9303	6,64259299	799,201025	1225791,23	11,8725263	779480,3148	10391697,82
GDC	0,47184475	0,3014621	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	1,66077363	-4,9303	6,83587437	663,77895	1033222,59	14,1127244	557127,1099	9910715,28
GDC	0,41513403	0,10049241	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	1,69721953	-4,9303	8,06798113	585,849181	848340,297	16,6902439	409276,4073	9032776,65
GDC	10,2855913	10,050509	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,05621661	-4,9303	5,30366245	810,013418	1017564,41	15,1125289	447466,1747	11300310,27
GDC	10,3033375	3,01204819	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,05590785	-4,9303	11,5337137	742,715543	803981,642	17,9845141	313203,2882	8186666,98
GDC	10,2816355	1,00536283	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,05628568	-4,9303	14,8231948	669,640912	633980,995	21,5664117	225817,9819	7124501,31
GDC	10,2379991	0,30150323	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,05705368	-4,9303	19,8496569	568,947217	464749,038	25,6830699	157607,3032	5904914,80

Annexe C

GDC	10,282075	0,1004087	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,05627801	-4,9303	27,8370188	488,007791	337945,369	30,6879667	112515,6297	4700941,73
GDC	20,1638394	10,0598564	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00351125	-4,9303	17,7165694	596,708759	490626,28	26,2231505	157138,7837	6338480,22
GDC	20,1627364	3,01987169	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00351223	-4,9303	26,0577972	480,547083	338818,216	30,9680776	109322,8881	4854077,80
GDC	20,1713519	1,00603622	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00350457	-4,9303	31,2413855	368,689935	228511,732	35,4375962	78838,66523	4013340,19
GDC	20,1535057	0,3014394	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00352045	-4,9303	36,8058926	257,105649	141024,718	39,2608292	55791,05881	3199675,59
GDC	20,2950439	0,10048736	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00339661	-4,9303	44,8331561	219,370963	86634,3288	41,2130594	40656,22834	2655505,58
GDC	29,9243066	10,0738014	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00037146	-4,9303	35,1691143	348,726506	201236,85	37,7335585	67612,36305	3667285,26
GDC	29,9690609	3,01204819	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00036801	-4,9303	44,4310288	222,538337	121528,931	41,4607717	47865,96239	2685888,54
GDC	29,960934	1,00452339	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00036863	-4,9303	50,4654753	124,771518	74085,4511	42,747014	35579,81012	1963138,68
GDC	29,9595055	0,30146215	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00036874	-4,9303	53,862896	43,2498118	42563,2884	42,1394833	26154,10862	1202611,98
GDC	29,9449639	0,10041287	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	0,00036986	-4,9303	58,2909719	60,8299171	26972,2542	39,9091768	20123,09243	1313333,01
GDC	40,2156972	10,0225803	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,3016E-05	-4,9303	53,5971084	122,696772	63518,6652	44,2004393	34238,33166	1869514,96
GDC	40,1984039	3,01572142	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,3173E-05	-4,9303	61,6436012	46,5034933	37408,5496	41,4933069	25266,29303	1123652,55
GDC	40,2513695	1,00755846	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,2694E-05	-4,9303	68,287478	21,6867725	24224,4194	36,4036963	19430,40415	748548,06
GDC	40,2258792	0,30140161	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,2924E-05	-4,9303	68,3198447	19,5040208	16223,6791	29,5586024	14930,06875	714655,49
GDC	40,2156875	0,10048838	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,3016E-05	-4,9303	69,4637318	71,5346614	12577,1199	23,5332957	11975,61113	1238387,73
GDC	54,921576	10,1313891	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,866E-06	-4,9303	68,4768383	19,0597114	17931,6945	30,8788185	17513,15425	706357,48
GDC	54,9237794	2,99864315	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,8643E-06	-4,9303	70,1458993	8,32835018	13889,9334	22,4885993	13529,58382	486705,33
GDC	55,0136494	1,00502513	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,796E-06	-4,9303	77,987095	3,02592751	11367,6813	16,6300479	10919,08857	298944,86
GDC	54,9460801	0,30143197	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,8472E-06	-4,9303	75,3003758	2,38249516	10217,637	11,869553	8856,76205	278988,37
GDC	54,9280078	0,10051262	3	16	37	8	11,12	6,95	14,2392	5,861E-06	-4,9303	79,8077743	56,2439923	9726,59434	10,5417338	7448,891435	1008363,48
BDD	1	10,04	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	1,35851344	-4,9303	3,0837	913,039714	1647780	8,02	1561518,133	18357623,04
BDD	1,1	3,02	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	1,30814785	-4,9303	6,613727	866,850598	1426510	9,31	1143403,492	14156832,83
BDD	1	1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	1,35851344	-4,9303	6,7977	801,937017	1280060	10,2	863970,9689	13807263,91
BDD	1	0,3	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	1,35851344	-4,9303	7,39	671,673136	1112150	12,15	618175,1918	12904372,86
BDD	1	0,1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	1,35851344	-4,9303	9,3234	592,235048	957580	14,39	450091,6678	11406898,96
BDD	12,7	10,05	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,02706743	-4,9303	7,5705213	765,172336	977880	14,71	408458,4034	13127329,85
BDD	12,7	3,02	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,02706743	-4,9303	14,391179	685,35977	793150	17,38	285434,7623	9726690,51

Annexe C

BDD	12,6	1,01	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,02787916	-4,9303	18,1269096	603,892422	631040	20,26	207520,4688	8413874,84
BDD	12,6	0,3	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,02787916	-4,9303	23,6764464	499,090849	471830	24,09	144020,4241	6925441,55
BDD	12,7	0,1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,02706743	-4,9303	32,224044	424,790702	344955	27,76	102801,2028	5526240,46
BDD	22,2	10,05	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00211825	-4,9303	21,1003928	545,739457	518955	23,7	155699,8437	7563353,46
BDD	22,3	3,01	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00206741	-4,9303	29,925035	420,324203	372505	27,86	107744,7488	5750252,45
BDD	22,3	1,01	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00206741	-4,9303	35,3462817	305,965075	262595	31,29	78427,28837	4669952,36
BDD	22,3	0,3	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00206741	-4,9303	40,6341028	195,672109	169070	34,96	55781,59107	3626241,97
BDD	22,3	0,1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00206741	-4,9303	47,865324	173,27208	109330	37,68	41563,70687	3101203,24
BDD	32,8	10,05	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00020726	-4,9303	40,5582192	278,610638	219095	34,4	66072,41342	4141648,50
BDD	32,8	3,02	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00020726	-4,9303	49,65884	161,870566	137750	37,23	47509,46454	2944321,12
BDD	32,7	1,01	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,0002114	-4,9303	55,6812873	81,4580069	89465	38,38	35948,70652	2051674,99
BDD	32,7	0,3	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,0002114	-4,9303	58,2176532	18,2651164	54665	38,1	26709,73795	1043830,00
BDD	32,8	0,1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	0,00020726	-4,9303	61,722804	47,4131853	35670	36,46	20690,87586	1511567,66
BDD	43,2	10,03	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	3,2264E-05	-4,9303	58,1244848	75,1150491	76705	40,24	35265,31143	1922321,42
BDD	43,2	3,01	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	3,2264E-05	-4,9303	65,400904	18,9792433	47270	38,45	26300,38674	973582,84
BDD	43,2	1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	3,2264E-05	-4,9303	72,1344408	17,3170535	31610	34,47	20492,93985	870204,45
BDD	43,2	0,3	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	3,2264E-05	-4,9303	71,3135472	36,9143105	21750	29,87	15944,8262	1218948,48
BDD	43,2	0,1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	3,2264E-05	-4,9303	72,100964	93,5823287	16675	25,43	12937,05617	1804621,20
BDD	57,8	10,06	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	4,069E-06	-4,9303	68,5425192	46,2261298	25375	31,81	19194,89525	1383842,61
BDD	57,8	3,01	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	4,069E-06	-4,9303	68,15534	22,8532315	19430	24,41	15013,47004	1023530,14
BDD	57,8	1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	4,069E-06	-4,9303	76,4949352	29,2917623	16240	19,52	12238,66537	1046456,91
BDD	57,8	0,3	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	4,069E-06	-4,9303	73,9411968	85,9452506	13485	15,17	10001,86048	1708749,65
BDD	57,8	0,1	1,75	14,7	40,25	6,5	12,25	5,05	14,2392	4,069E-06	-4,9303	81,049304	36,4719264	12615	12,53	8477,437697	1102701,27

Annexe D

Annexe D - Densité maximale brute et pourcentage des éprouvettes (module complexe et essai de fatigue)

Dmm = 2.732		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE						MÉTHODE HYDROSTATIQUE								
BDC-Essai de module	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)
PA1-A-Y	123,52	123,92	123,90	74,59	74,53	74,66	1315,4	2,432	10,99	1315,4	797,2	1325,8	25,1	2,488	8,92	bon
	123,78			74,59												
PA1-B-Y	120,59	120,60	121,10	74,37	74,38	74,45	1283,6	2,438	10,77	1283,6	774,8	1290,6	25,0	2,489	8,91	bon
	120,76			74,40												
PA1-C-Y	121,78	121,82	121,57	74,18	74,49	74,50	1309,9	2,469	9,64	1309,9	795,2	1316,8	25,3	2,511	8,09	bon
	121,72			74,39												
PA1-D-Y	119,80	119,93	119,98	74,55	74,57	74,39	1281,9	2,445	10,50	1281,9	778,4	1290,3	24,9	2,504	8,34	bon
	119,90			74,50												

Dmm = densité max du mélange considéré ; **Msss** = masse saturée superficiellement sèche.

Dmm = 2.732		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE						MÉTHODE HYDROSTATIQUE								
BDC-Essai de fatigue	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)
PA1-A-Y	125,37	125,10	125,33	74,57	74,35	74,27	1349,7	2,479	9,28	1349,7	824,7	1355,3	25,3	2,544	6,90	bon
	125,27			74,40												
PA1-B-Y	124,77	124,73	125,27	74,54	74,34	74,27	1343,3	2,467	9,69	1343,3	817,7	1347,7	25,3	2,534	7,24	bon
	124,92			74,38												
PA1-C-Y	124,56	124,73	124,80	74,15	74,19	74,25	1342,8	2,483	9,11	1342,8	816,9	1347,9	25,3	2,529	7,44	bon
	124,70			74,20												
PA1-D-Y	124,13	123,84	124,33	74,82	74,42	74,76	1336,0	2,451	10,27	1336,0	814,1	1341,8	25,3	2,532	7,34	bon
	124,10			74,67												

Dmm = densité max du mélange considéré ; **Msss** = masse saturée superficiellement sèche.

Annexe D

Dmm = 2.727		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE					MÉTHODE HYDROSTATIQUE									
BDD-Essai de module	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)		Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)	
PA1-A-Y	123,34	123,43	124,08	74,37	74,45	74,32	1322,1	2,461	9,74	1322,1	794,9	1325,9	25,0	2,490	8,70	bon
		123,62			74,38											
PA1-B-Y	124,27	123,83	124,43	74,53	74,37	74,52	1329,1	2,450	10,16	1329,1	797,9	1332,1	25,1	2,488	8,77	bon
		124,18			74,47											
PA1-C-Y	123,13	122,70	122,68	74,42	74,64	74,59	1319,2	2,453	10,04	1319,2	793,3	1328,8	25,0	2,463	9,66	bon
		122,84			74,55											
PA1-D-Y	121,84	121,84	121,69	74,69	74,27	74,33	1307,4	2,460	9,79	1307,4	786,8	1310,8	25,0	2,495	8,51	bon
		121,79			74,43											

Dmm = densité max du mélange considéré ; Msss = masse saturée superficiellement sèche.

Dmm =2.711		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE					MÉTHODE HYDROSTATIQUE									
BDF-Essai de module	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)		Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)	
PA1-A-Y	121,62	121,46	121,79	74,23	74,30	74,37	1343,1	2,547	6,05	1343,1	823,1	1343,8	25,0	2,579	4,85	bon
		121,62			74,30											
PA1-B-Y	120,66	120,47	120,63	74,18	74,36	74,13	1328,5	2,539	6,36	1328,5	813,4	1329,5	25,0	2,574	5,05	bon
		120,59			74,22											
PA1-C-Y	121,80	122,05	121,69	74,33	74,10	74,33	1352,4	2,556	5,73	1352,4	831,6	1353,3	25,0	2,592	4,38	bon
		121,85			74,25											
PA1-D-Y	122,28	122,01	122,44	74,03	74,18	74,08	1352,4	2,558	6,37	1352,4	831,6	1353,3	24,9	2,592	4,38	bon
		122,24			74,10											

Dmm = densité max du mélange considéré ; Msss = masse saturée superficiellement sèche.

Annexe D

Dmm = 2.464		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE						MÉTHODE HYDROSTATIQUE								
GDC-Essai de module	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)
PA1-A-Y	123,03	122,68	122,48	74,13	74,21	74,65	1198,4	2,250	8,67	1198,4	682,5	1204,7	25,1	2,295	6,87	bon
		122,73			74,33											
PA1-B-Y	121,90	122,08	122,08	74,36	74,16	74,62	1191,8	2,241	9,04	1191,8	677,3	1197,1	25,1	2,293	6,95	bon
		122,02			74,38											
PA1-C-Y	121,39	121,35	121,64	74,18	74,05	74,16	1186,6	2,257	8,41	1186,6	675,3	1192,5	25,1	2,294	6,89	bon
		121,46			74,13											
PA1-D-Y	121,88	122,01	121,72	74,17	74,00	74,03	1182,3	2,245	8,89	1182,3	672,1	1190,7	25,0	2,280	7,48	bon
		121,87			74,07											

Dmm = densité max du mélange considéré ; Msss = masse saturée superficiellement sèche.

Dmm = 2.464		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE						MÉTHODE HYDROSTATIQUE								
GDC-Essai de fatigue	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)
PA1-A-Y	125,79	126,18	125,85	74,14	74,11	74,05	1285,4	2,367	3,95	1285,4	749,0	1286,9	25,3	2,389	3,02	bon
		125,94			74,10											
PA1-B-Y	124,01	123,54	123,38	74,97	74,03	74,40	1274,2	2,359	4,25	1274,2	746,7	1275,3	25,3	2,410	2,18	bon
		123,64			74,47											
PA1-C-Y	125,38	125,91	125,38	74,37	74,10	74,24	1284,5	2,357	4,36	1284,5	752,0	1285,7	25,3	2,407	2,33	bon
		125,56			74,24											
PA1-D-Y	124,16	124,24	123,92	74,04	74,04	74,06	1273,0	2,375	3,62	1273,0	743,8	1274,6	25,0	2,398	2,67	bon
		124,11			74,05											

Dmm = densité max du mélange considéré ; Msss = masse saturée superficiellement sèche.

Annexe D

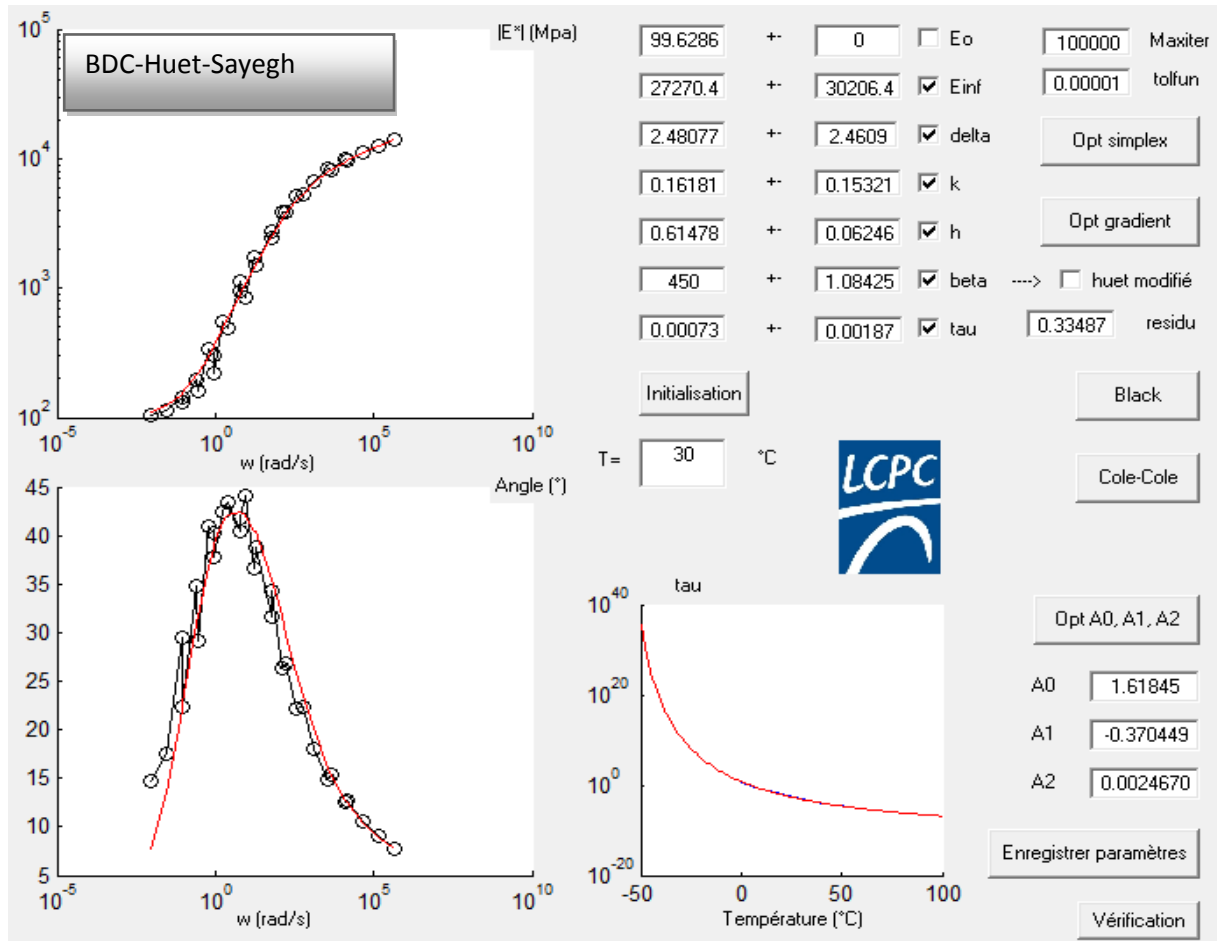
Dmm = 2.454		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE					MÉTHODE HYDROSTATIQUE									
GDF-Esai de module	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)
PA1-A-Y	122,77	122,85	123,15	74,42	74,45	74,65	1244,8	2,323	5,35	1244,8	719,9	1245,3	25,2	2,369	3,46	bon
		122,92			74,51											
PA1-B-Y	121,93	121,90	122,38	74,34	74,53	74,37	1237,7	2,324	5,28	1237,7	717,5	1238,1	25,3	2,377	3,13	bon
		122,07			74,41											
PA1-C-Y	119,89	120,21	120,04	74,20	74,11	74,13	1219,3	2,345	4,43	1219,3	706,6	1219,8	25,3	2,376	3,19	bon
		120,05			74,15											
PA1-D-Y	121,54	121,61	121,49	74,49	74,52	74,34	1235,5	2,328	5,13	1235,5	716,3	1236,0	25,3	2,377	3,13	bon
		121,55			74,45											

Dmm = densité max du mélange considéré ; Msss = masse saturée superficiellement sèche.

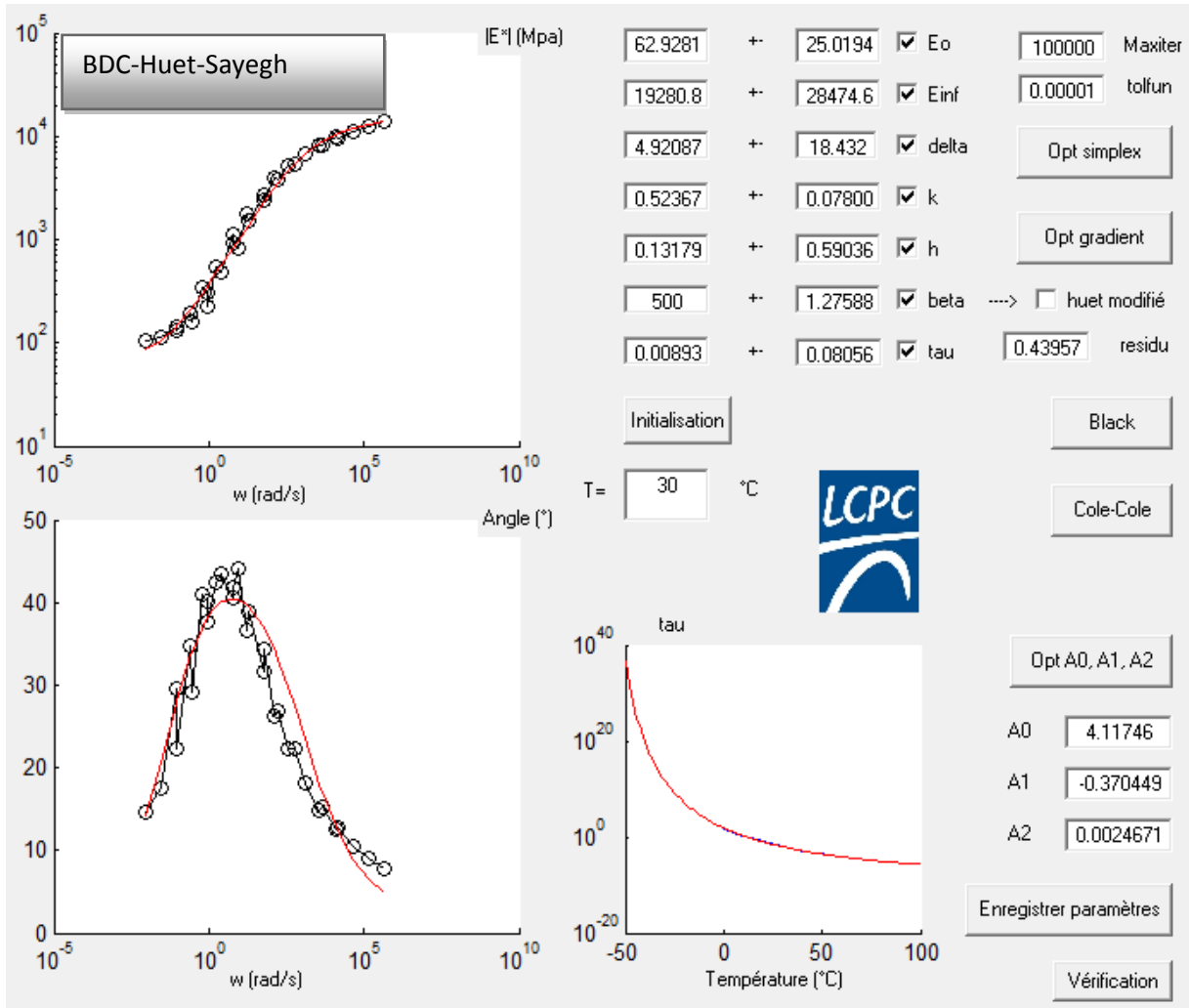
Dmm = 2.454		MÉTHODE VOLUMÉTRIQUE					MÉTHODE HYDROSTATIQUE									
GDD-Essai de module	Hauteur (mm)			Diamètre (mm)			Masse	Masse vol. Brute	% vides	Msèche	Meau	Msss	T° eau	Dmb	% vides	hauteur ($\Delta < 1\text{mm}$)
PA1-A-Y	126,45	126,45	126,56	74,13	74,15	74,27	1313,8	2,403	2,07	1313,8	773,0	1314,5	25,2	2,426	1,14	bon
		126,49			74,18											
PA1-B-Y	126,46	126,15	126,60	74,17	74,14	74,35	1316,5	2,400	2,19	1316,5	777,0	1316,6	25,2	2,440	0,59	bon
		126,40			74,22											
PA1-C-Y	125,23	124,94	125,04	74,57	74,57	74,17	1295,8	2,374	3,27	1295,8	762,6	1296,7	25,2	2,426	1,14	bon
		125,07			74,44											
PA1-D-Y	125,87	127,05	125,91	74,15	74,12	74,34	1305,6	2,384	2,86	1305,6	767,7	1306,6	25,1	2,423	1,28	mauvais
		126,28			74,20											

Dmm = densité max du mélange considéré ; Msss = masse saturée superficiellement sèche.

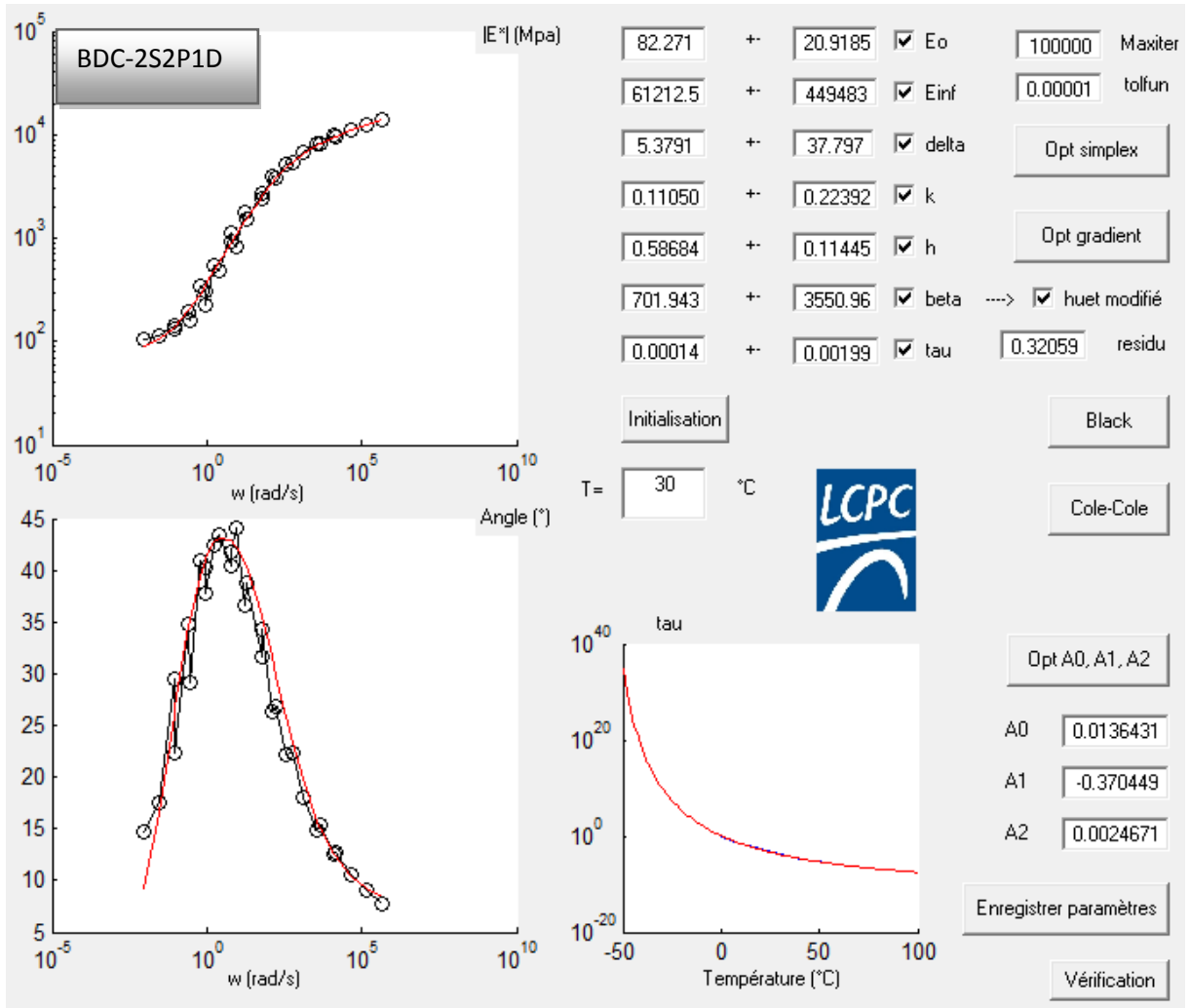
Annexe E : Détermination des paramètres des modèles analogiques «avancés» sur Vico-analyse (LCPC)



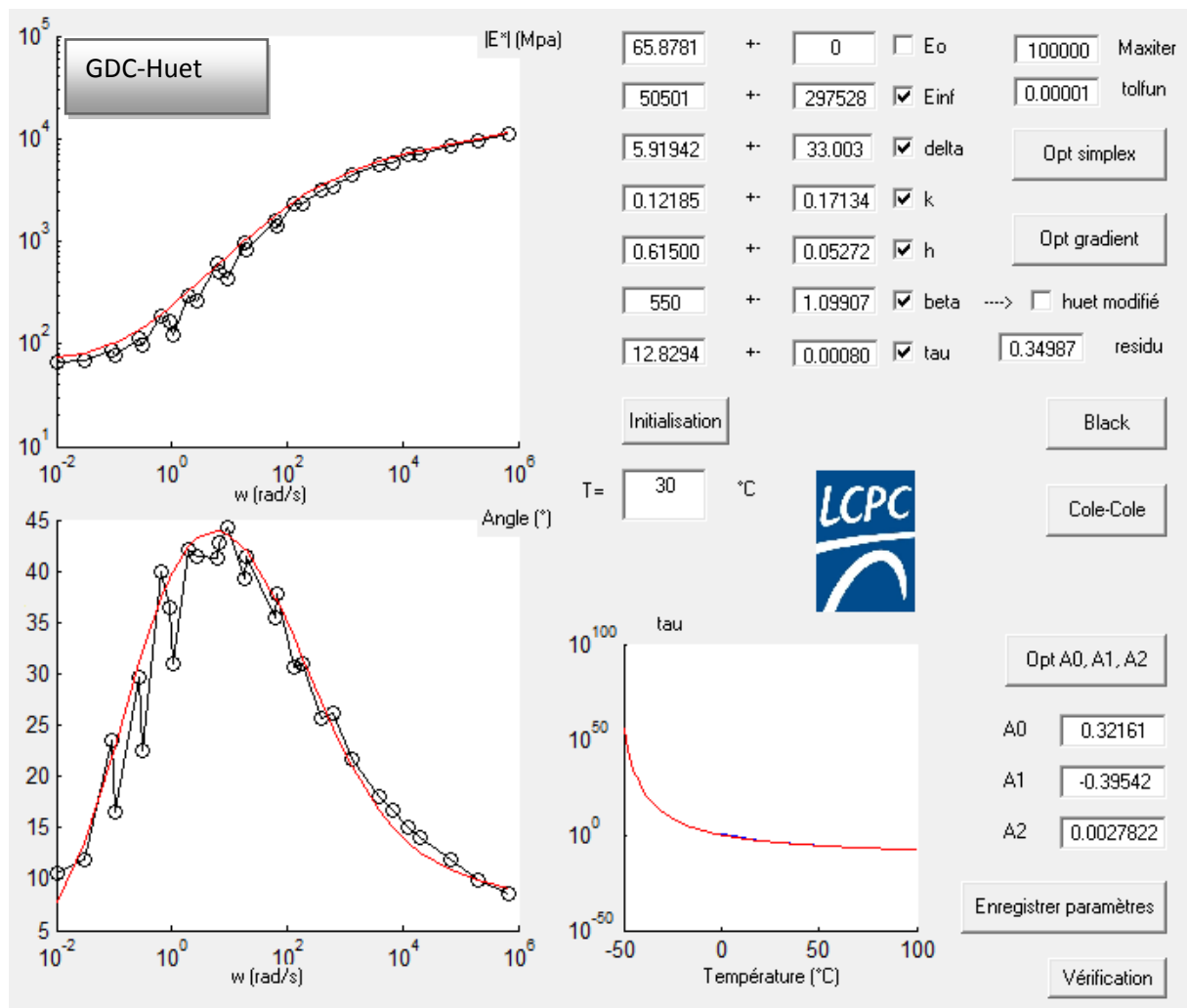
Annexe E



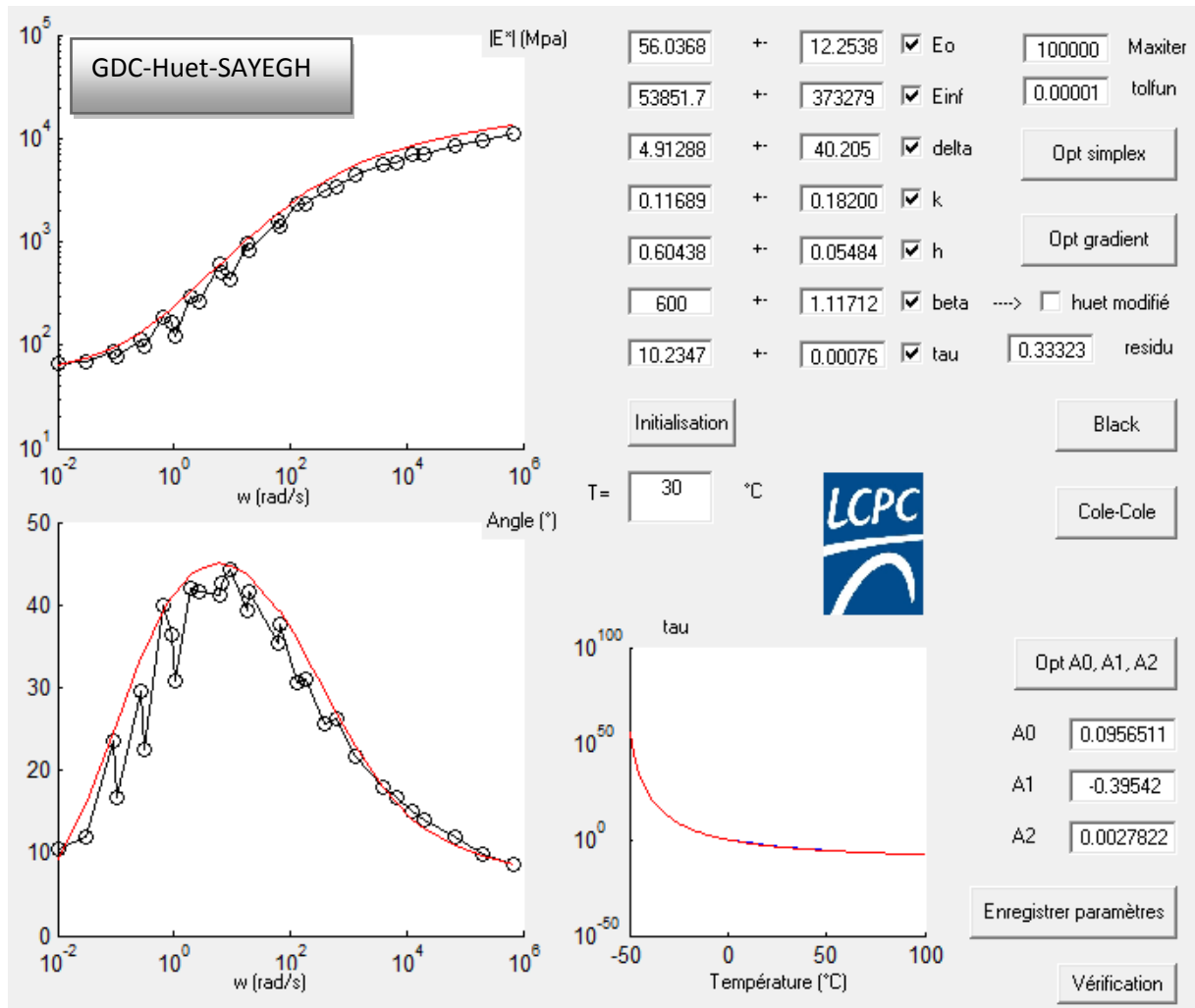
Annexe E



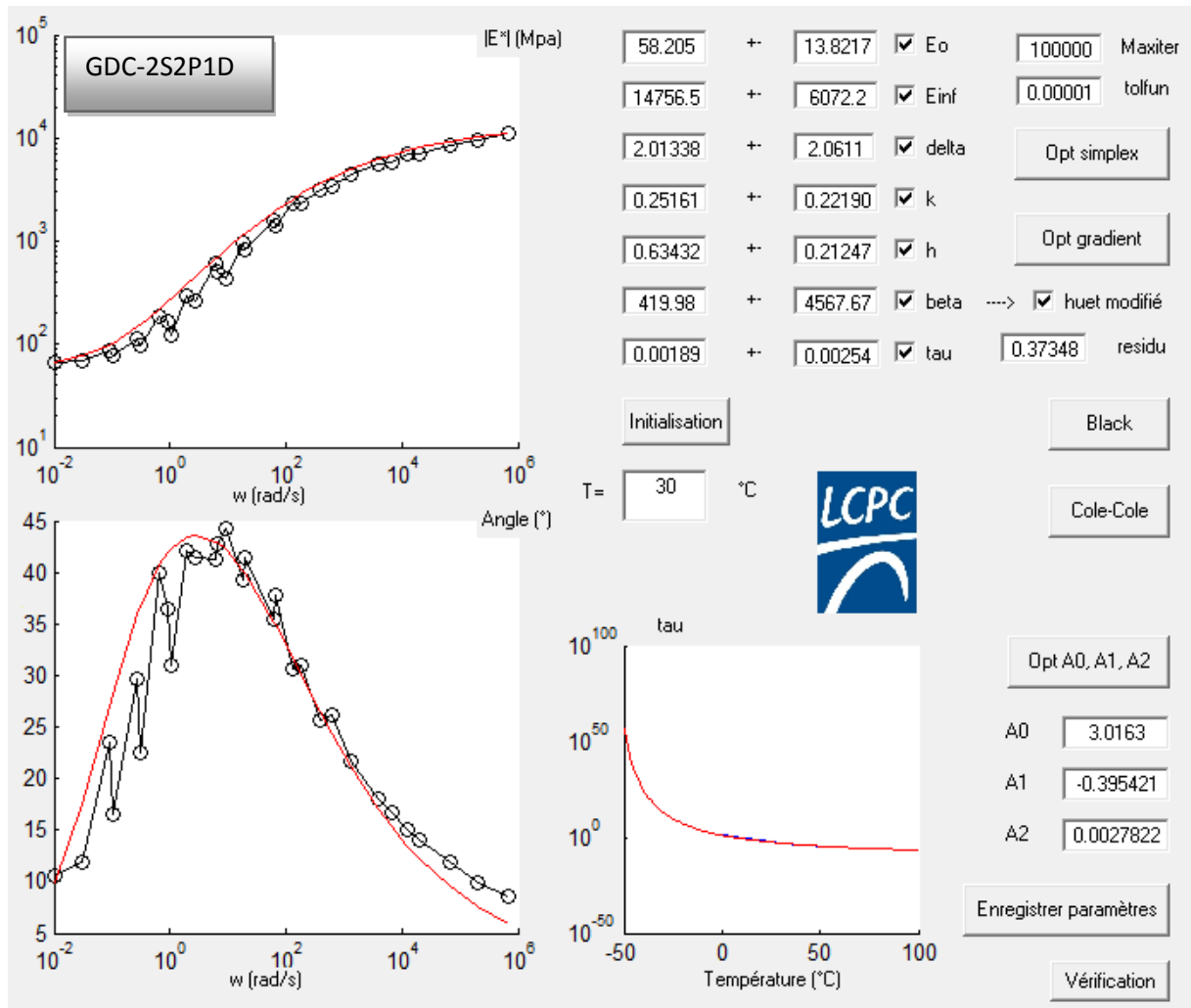
Annexe E



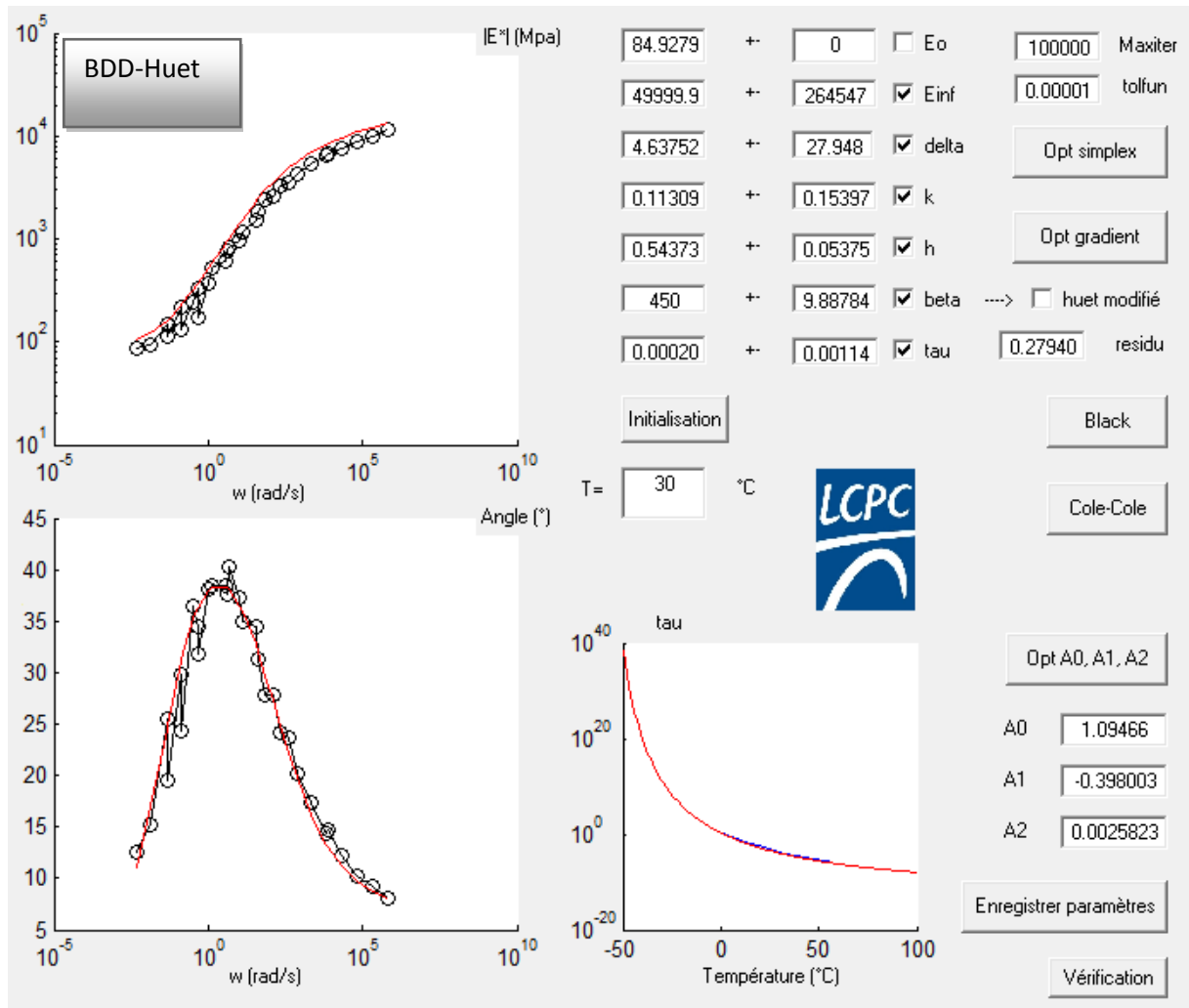
Annexe E



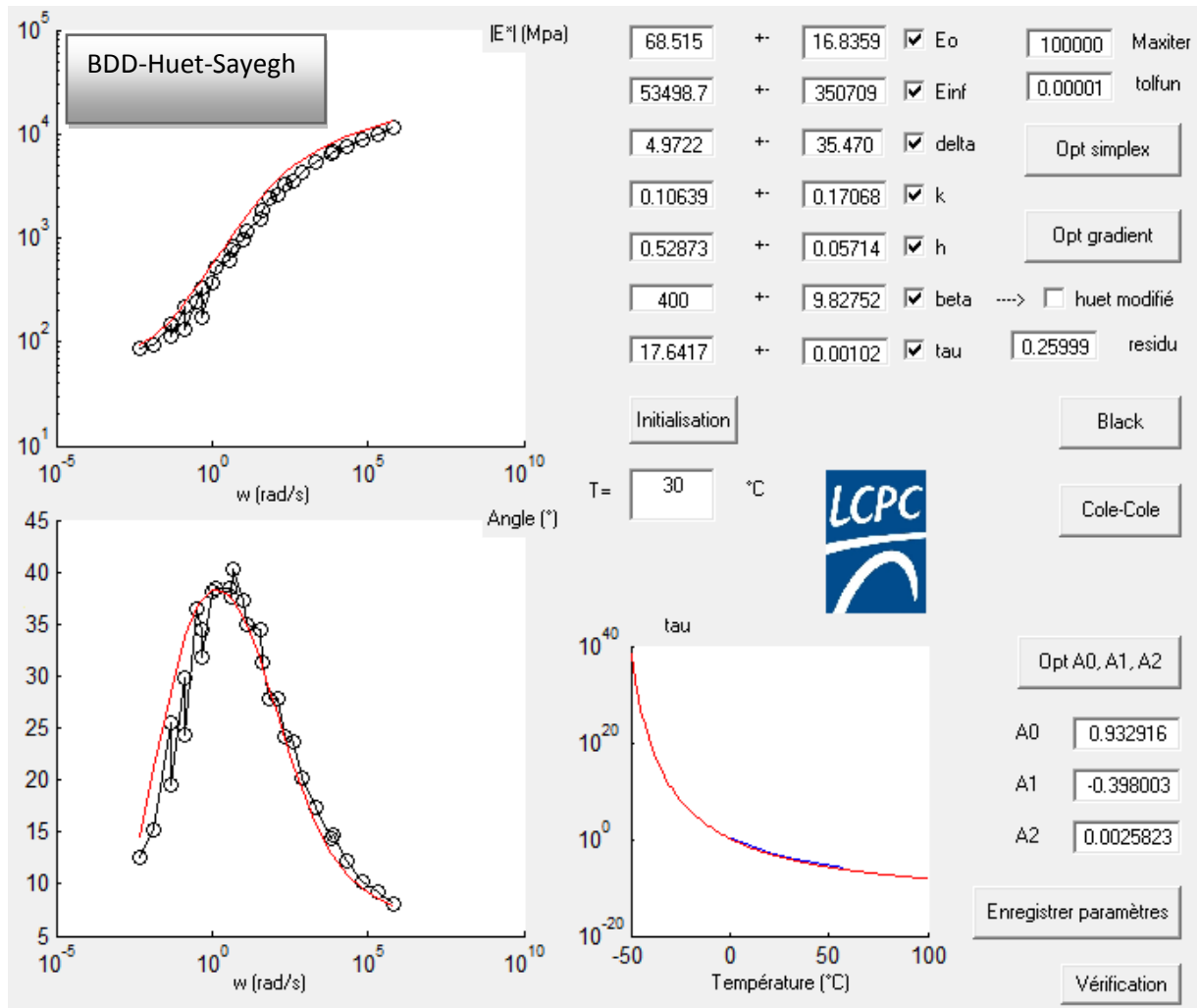
Annexe E



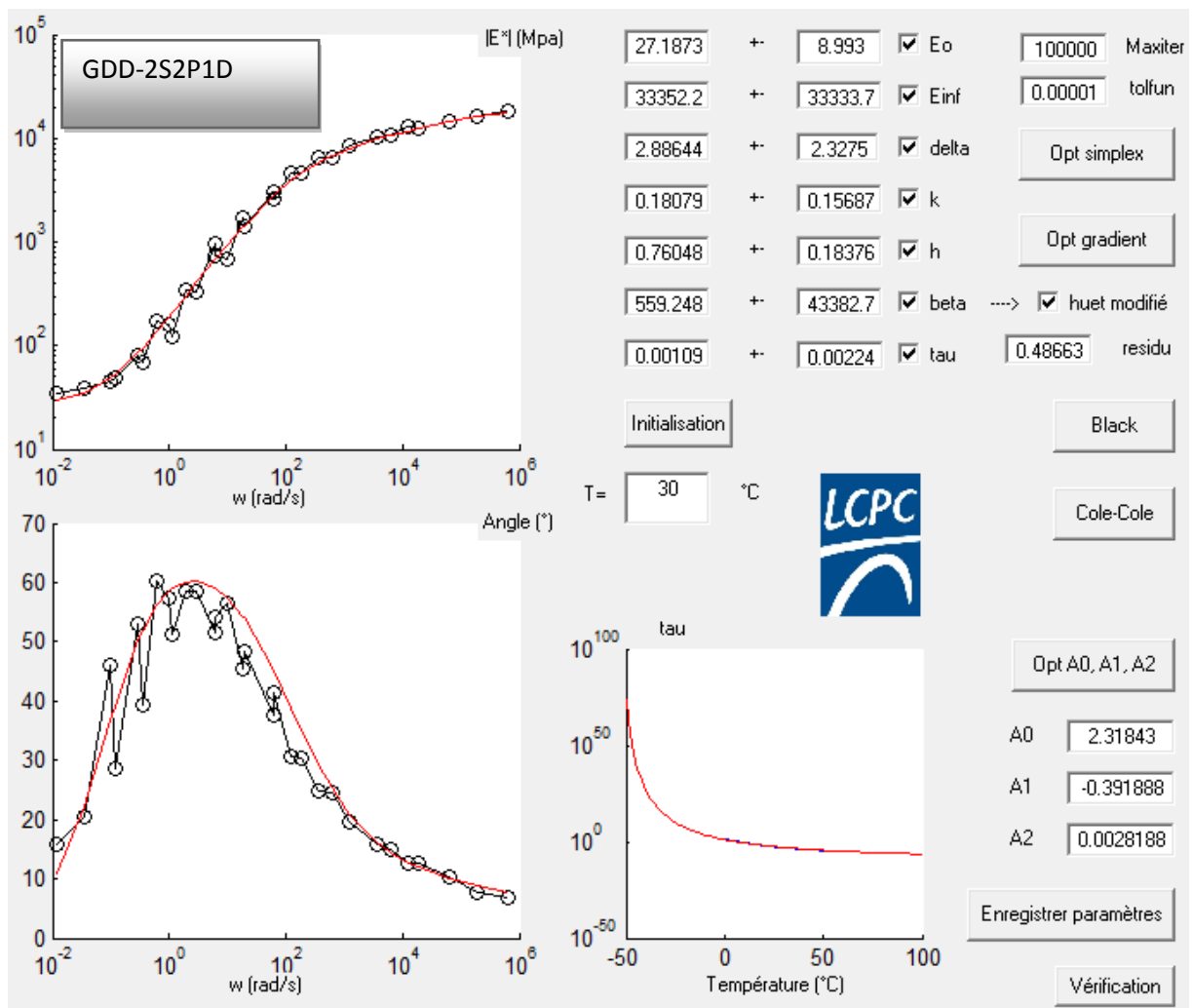
Annexe E



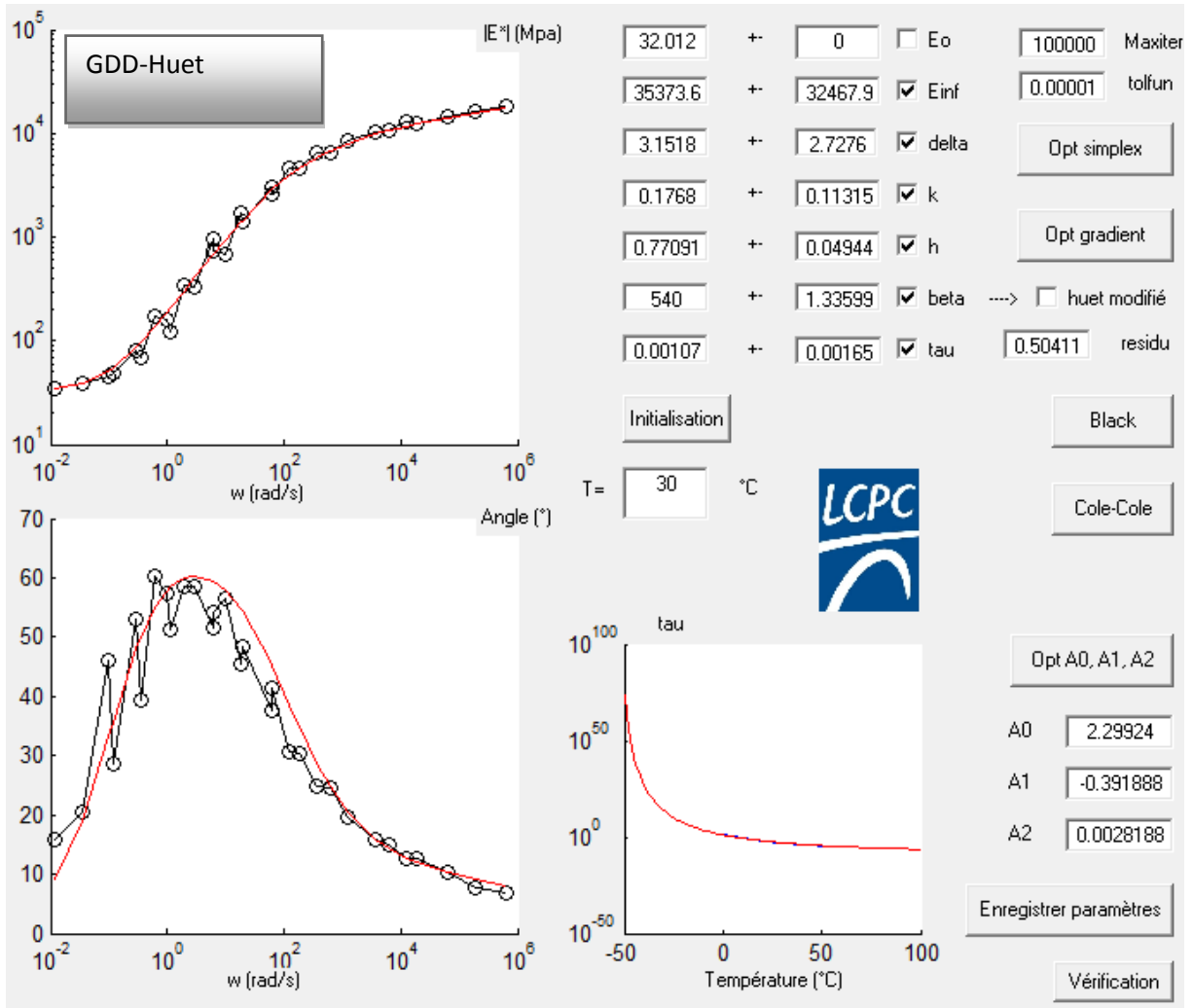
Annexe E



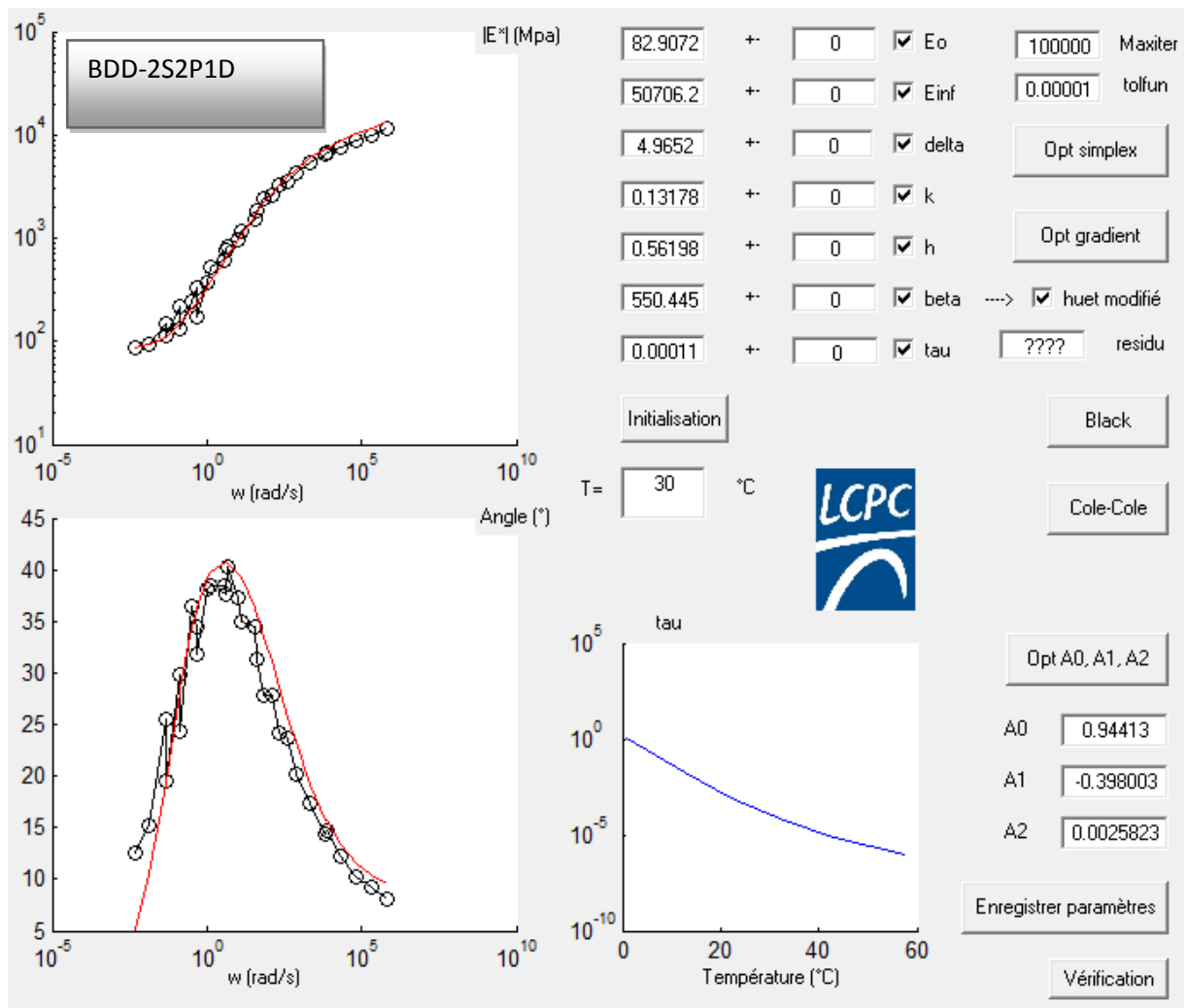
Annexe E



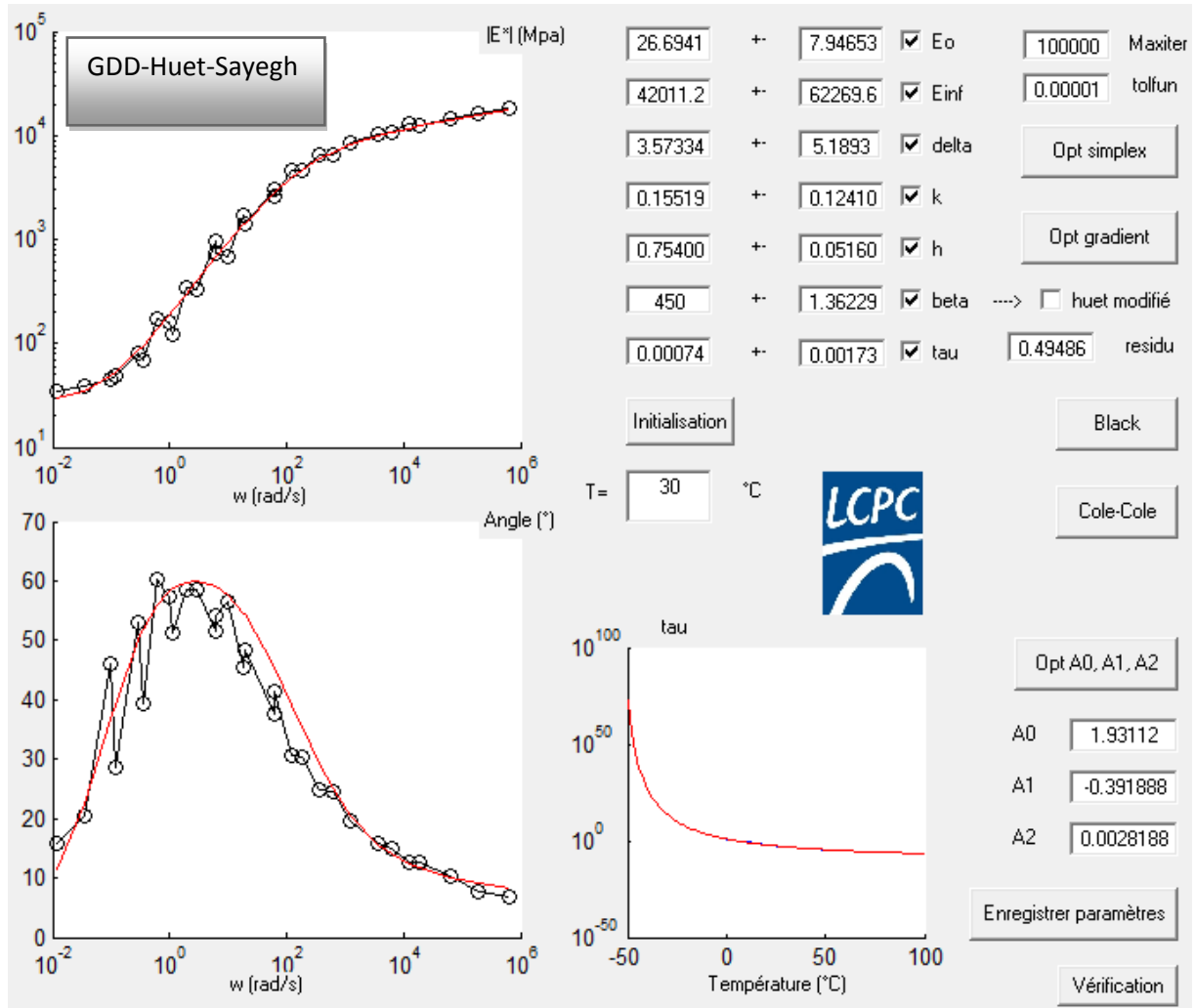
Annexe E



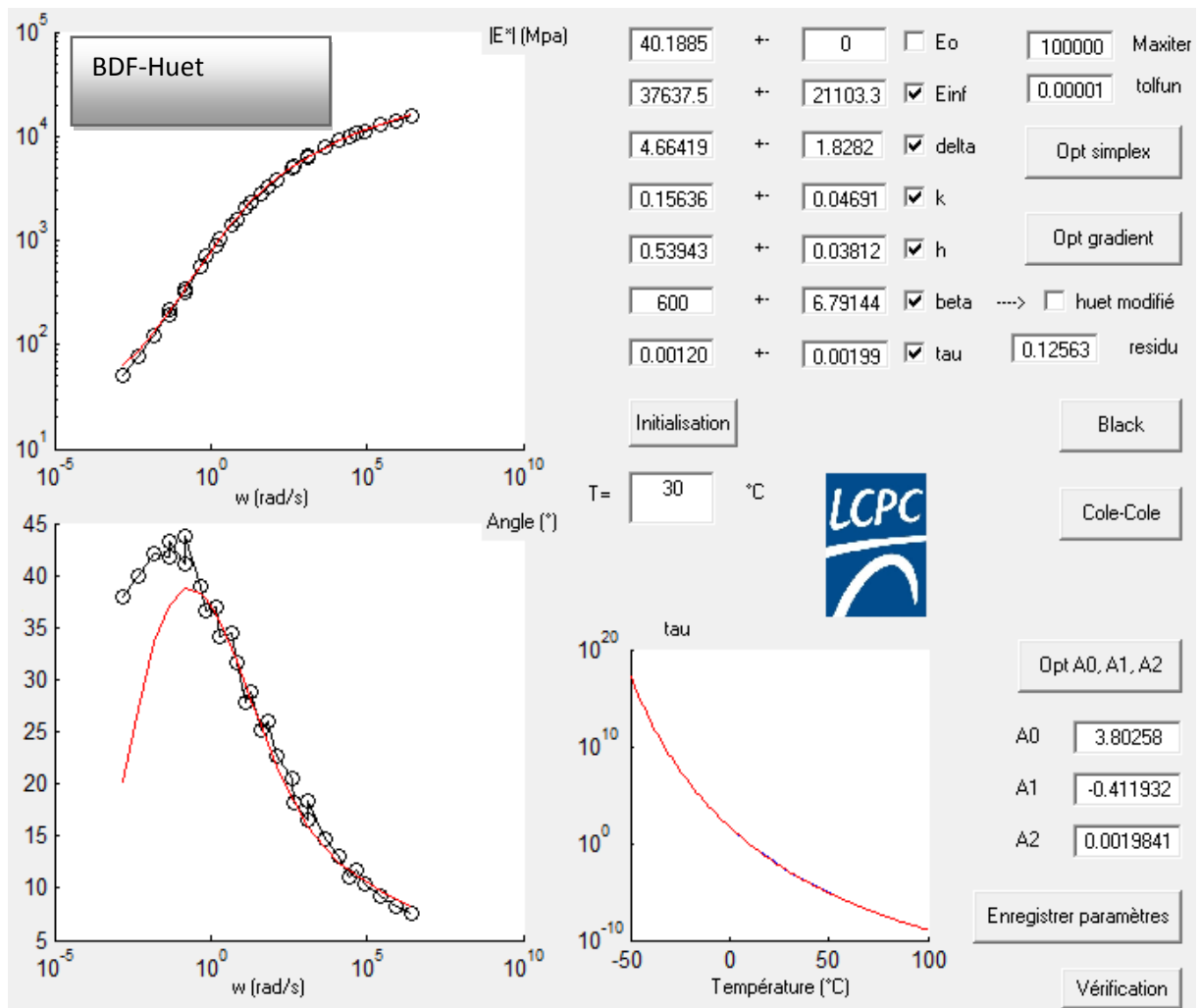
Annexe E



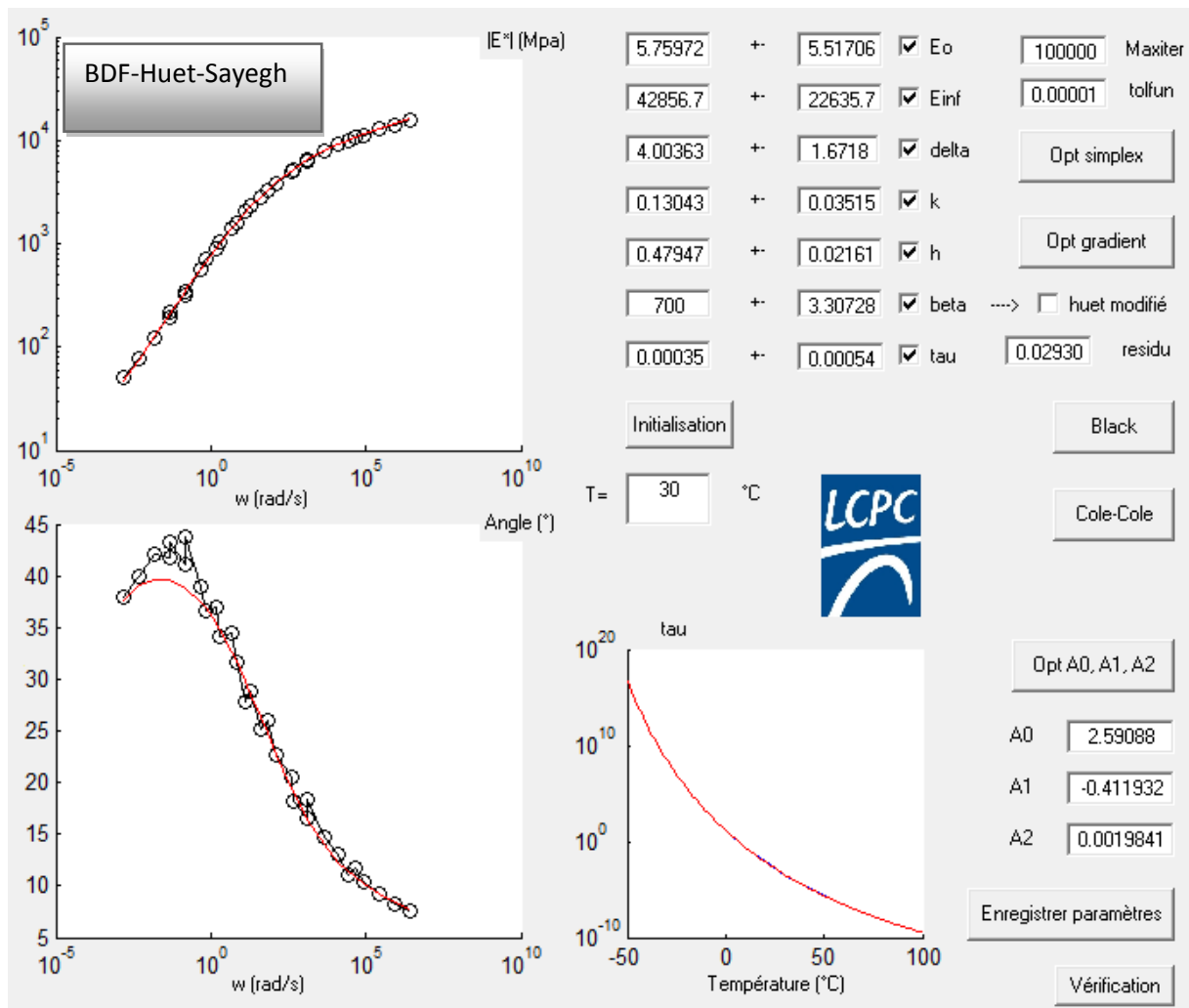
Annexe E

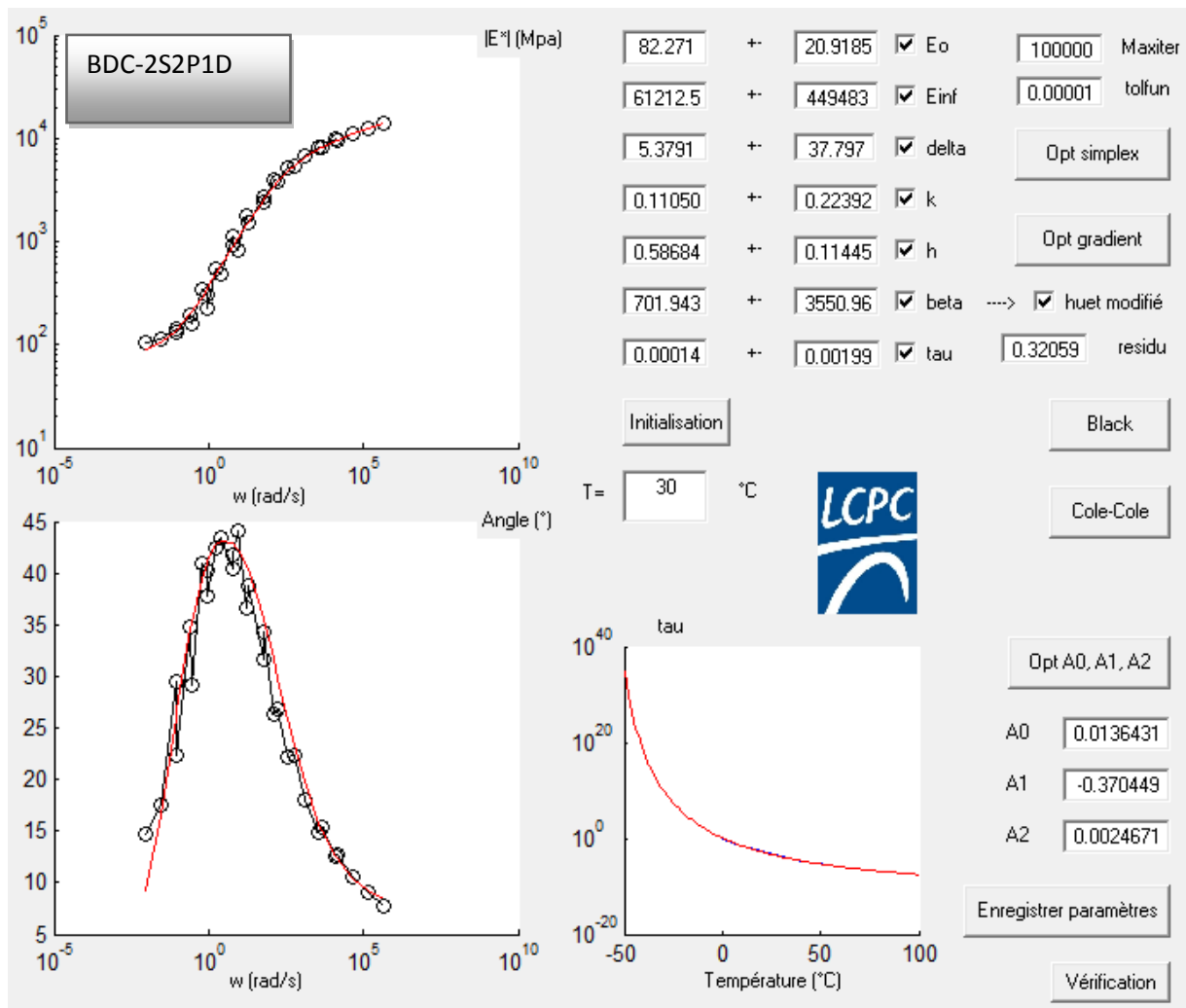


Annexe E

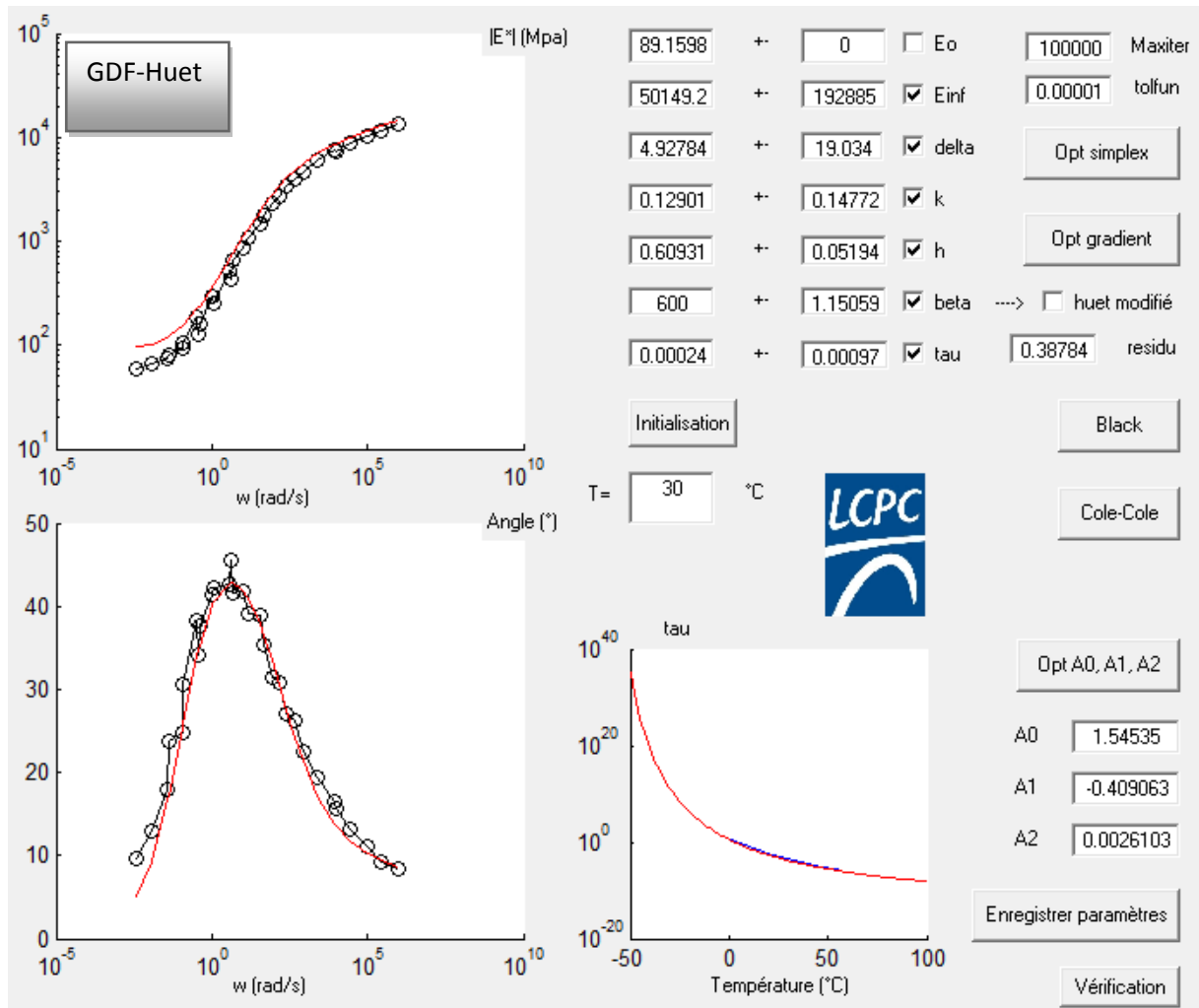


Annexe E

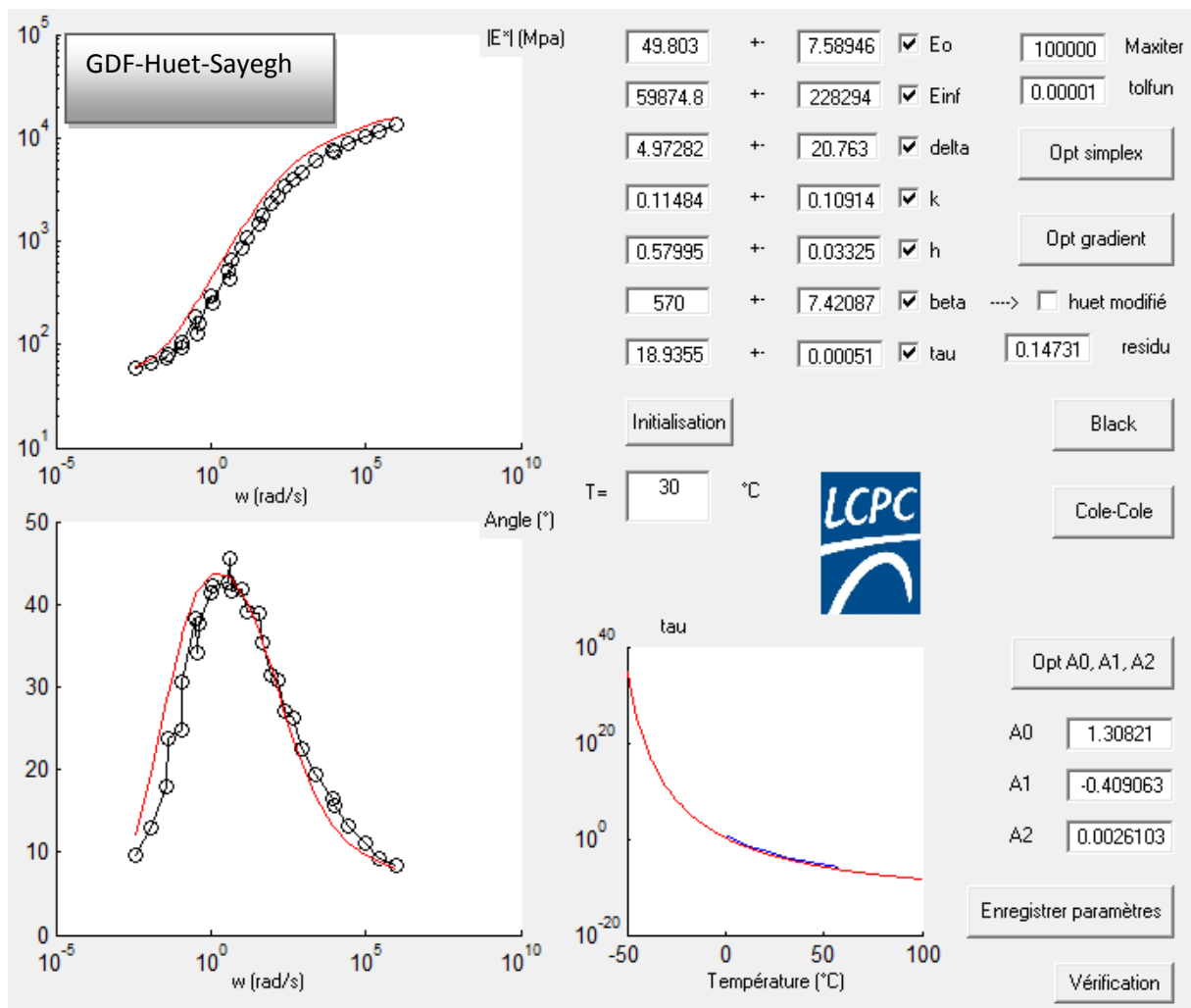




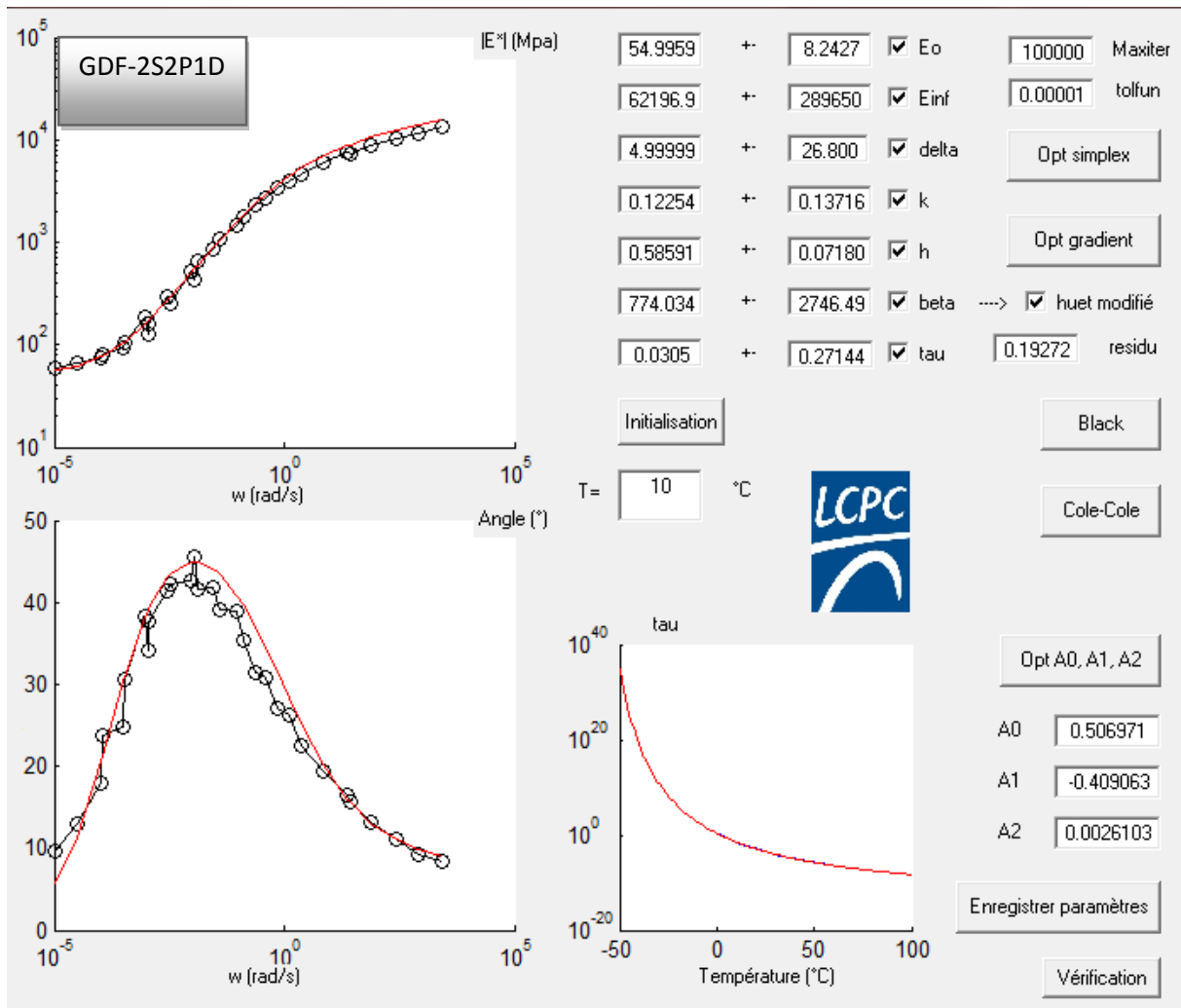
Annexe E



Annexe E



Annexe E



Annexe F – Base de données du modèle minéralogique SILICE-ZÊTA

Mix	T°C	Hz	Vbeff	Va	film bitume (μm) H	log (δb)	δb	Σ	ω (rad/s)	ζ à PH basique (9)	LA	$\mathcal{T}\text{SiO}_2$	MDE	log G*	IG*I (MPa)	IE*I (Mpa)	log E*	δ (°)	SZ
BDD	1,00	10,04	12,25	5,05	4,33	0,49	3,08	11,50	63,05	38,63	12,70	46,00	20,70	0,79912167	6,30	11364,00	4,06	8,02	3,70
BDD	1,10	3,02	12,25	5,05	4,33	0,82	6,61	11,50	18,97	38,63	12,70	46,00	20,70	0,79893505	6,29	9838,00	3,99	9,31	3,89
BDD	1,00	1,00	12,25	5,05	4,33	0,83	6,80	11,50	6,28	38,63	12,70	46,00	20,70	0,79912167	6,30	8828,00	3,95	10,20	3,89
BDD	1,00	0,30	12,25	5,05	4,33	0,87	7,39	11,50	1,88	38,63	12,70	46,00	20,70	0,79912167	6,30	7670,00	3,88	12,15	3,88
BDD	1,00	0,10	12,25	5,05	4,33	0,97	9,32	11,50	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,79912167	6,30	6604,00	3,82	14,39	3,85
BDD	12,70	10,05	12,25	5,05	4,33	0,88	7,57	11,50	63,11	38,63	12,70	46,00	20,70	0,72239126	5,28	6744,00	3,83	14,71	3,92
BDD	12,70	3,02	12,25	5,05	4,33	1,16	14,39	11,50	18,97	38,63	12,70	46,00	20,70	0,72239126	5,28	5470,00	3,74	17,38	3,74
BDD	12,60	1,01	12,25	5,05	4,33	1,26	18,13	11,50	6,34	38,63	12,70	46,00	20,70	0,72350926	5,29	4352,00	3,64	20,26	3,62
BDD	12,60	0,30	12,25	5,05	4,33	1,37	23,68	11,50	1,88	38,63	12,70	46,00	20,70	0,72350926	5,29	3254,00	3,51	24,09	3,43
BDD	12,70	0,10	12,25	5,05	4,33	1,51	32,22	11,50	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,72239126	5,28	2379,00	3,38	27,76	3,16
BDD	22,20	10,05	12,25	5,05	4,33	1,32	21,10	11,50	63,11	38,63	12,70	46,00	20,70	0,57561735	3,76	3579,00	3,55	23,70	3,59
BDD	22,30	3,01	12,25	5,05	4,33	1,48	29,93	11,50	18,90	38,63	12,70	46,00	20,70	0,57359654	3,75	2569,00	3,41	27,86	3,30
BDD	22,30	1,01	12,25	5,05	4,33	1,55	35,35	11,50	6,34	38,63	12,70	46,00	20,70	0,57359654	3,75	1811,00	3,26	31,29	3,13
BDD	22,30	0,30	12,25	5,05	4,33	1,61	40,63	11,50	1,88	38,63	12,70	46,00	20,70	0,57359654	3,75	1166,00	3,07	34,96	2,98
BDD	22,30	0,10	12,25	5,05	4,33	1,68	47,87	11,50	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,57359654	3,75	754,00	2,88	37,68	2,79
BDD	32,80	10,05	12,25	5,05	4,33	1,61	40,56	11,50	63,11	38,63	12,70	46,00	20,70	0,28362969	1,92	1511,00	3,18	34,40	3,08
BDD	32,80	3,02	12,25	5,05	4,33	1,70	49,66	11,50	18,97	38,63	12,70	46,00	20,70	0,28362969	1,92	950,00	2,98	37,23	2,84
BDD	32,70	1,01	12,25	5,05	4,33	1,75	55,68	11,50	6,34	38,63	12,70	46,00	20,70	0,28731330	1,94	617,00	2,79	38,38	2,69
BDD	32,70	0,30	12,25	5,05	4,33	1,77	58,22	11,50	1,88	38,63	12,70	46,00	20,70	0,28731330	1,94	377,00	2,58	38,10	2,63
BDD	32,80	0,10	12,25	5,05	4,33	1,79	61,72	11,50	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,28362969	1,92	246,00	2,39	36,46	2,55
BDD	43,20	10,03	12,25	5,05	4,33	1,76	58,12	11,50	62,99	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,28564105	0,52	529,00	2,72	40,24	2,63

Annexe F

BDD	43,20	3,01	12,25	5,05	4,33	1,82	65,40	11,50	18,90	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,28564105	0,52	326,00	2,51	38,45	2,47
BDD	43,20	1,00	12,25	5,05	4,33	1,86	72,13	11,50	6,28	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,28564105	0,52	218,00	2,34	34,47	2,33
BDD	43,20	0,30	12,25	5,05	4,33	1,85	71,31	11,50	1,88	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,28564105	0,52	150,00	2,18	29,87	2,34
BDD	43,20	0,10	12,25	5,05	4,33	1,86	72,10	11,50	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,28564105	0,52	115,00	2,06	25,43	2,33
BDD	57,80	10,06	12,25	5,05	4,33	1,84	68,54	11,50	63,18	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,49648047	0,32	175,00	2,24	31,81	2,34
BDD	57,80	3,01	12,25	5,05	4,33	1,83	68,16	11,50	18,90	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,49648047	0,32	134,00	2,13	24,41	2,35
BDD	57,80	1,00	12,25	5,05	4,33	1,88	76,49	11,50	6,28	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,49648047	0,32	112,00	2,05	19,52	2,18
BDD	57,80	0,30	12,25	5,05	4,33	1,87	73,94	11,50	1,88	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,49648047	0,32	93,00	1,97	15,17	2,23
BDD	57,80	0,10	12,25	5,05	4,33	1,91	81,05	11,50	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,49648047	0,32	87,00	1,94	12,53	2,09
BDF	-0,11	10,05	11,34	8,77	3,46	0,56	3,64	13,76	63,10	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80061414	6,32	15802,33	4,20	7,45	4,01
BDF	-0,17	3,01	11,34	8,77	3,46	0,84	6,86	13,76	18,93	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80066101	6,32	14231,50	4,15	8,33	4,12
BDF	-0,17	1,00	11,34	8,77	3,46	0,81	6,52	13,76	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80065639	6,32	12823,04	4,11	9,21	4,12
BDF	-0,13	0,30	11,34	8,77	3,46	0,79	6,23	13,76	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80062991	6,32	11254,83	4,05	10,40	4,12
BDF	-0,15	0,10	11,34	8,77	3,46	0,84	6,84	13,76	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80064365	6,32	10028,46	4,00	11,05	4,12
BDF	10,02	10,05	11,34	8,77	3,46	0,71	5,09	13,76	63,13	38,63	12,70	46,00	20,70	0,74955312	5,62	10860,56	4,04	11,66	4,13
BDF	9,95	3,02	11,34	8,77	3,46	1,05	11,16	13,76	18,94	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75021741	5,63	9286,28	3,97	13,09	4,07
BDF	9,94	1,00	11,34	8,77	3,46	1,16	14,37	13,76	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75029730	5,63	7817,17	3,89	14,69	3,97
BDF	9,98	0,30	11,34	8,77	3,46	1,29	19,45	13,76	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,74988896	5,62	6397,72	3,81	16,57	3,80
BDF	9,97	0,10	11,34	8,77	3,46	1,44	27,26	13,76	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,74998994	5,62	5258,98	3,72	18,17	3,54
BDF	19,97	10,05	11,34	8,77	3,46	1,24	17,40	13,76	63,14	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61788348	4,15	6301,01	3,80	18,40	3,94
BDF	19,97	3,01	11,34	8,77	3,46	1,41	25,71	13,76	18,92	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61793834	4,15	4905,91	3,69	20,62	3,65
BDF	19,96	1,00	11,34	8,77	3,46	1,49	30,84	13,76	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61806782	4,15	3820,14	3,58	22,60	3,49
BDF	19,93	0,30	11,34	8,77	3,46	1,56	36,40	13,76	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61860749	4,16	2799,18	3,45	25,42	3,32
BDF	19,96	0,10	11,34	8,77	3,46	1,65	44,32	13,76	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61802448	4,15	2034,18	3,31	27,95	3,10
BDF	29,84	10,06	11,34	8,77	3,46	1,54	35,00	13,76	63,18	38,63	12,70	46,00	20,70	0,38388152	2,42	3233,99	3,51	26,00	3,45
BDF	29,85	3,02	11,34	8,77	3,46	1,65	44,21	13,76	18,96	38,63	12,70	46,00	20,70	0,38345412	2,42	2281,05	3,36	28,83	3,19
BDF	29,84	1,01	11,34	8,77	3,46	1,70	50,23	13,76	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	0,38377113	2,42	1604,94	3,21	31,74	3,04
BDF	29,86	0,30	11,34	8,77	3,46	1,73	53,70	13,76	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,38314690	2,42	1046,87	3,02	34,22	2,95
BDF	29,82	0,10	11,34	8,77	3,46	1,76	58,13	13,76	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,38444514	2,42	695,70	2,84	36,67	2,85

Annexe F

BDF	39,56	10,02	11,34	8,77	3,46	1,72	52,53	13,76	62,93	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,03255712	0,93	1396,48	3,15	34,52	3,04
BDF	39,57	3,02	11,34	8,77	3,46	1,78	60,76	13,76	18,94	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,03319107	0,93	890,01	2,95	37,00	2,84
BDF	39,60	1,00	11,34	8,77	3,46	1,83	67,34	13,76	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,03487699	0,92	570,90	2,76	38,97	2,70
BDF	39,58	0,30	11,34	8,77	3,46	1,83	67,58	13,76	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,03363421	0,93	340,94	2,53	41,07	2,69
BDF	39,57	0,10	11,34	8,77	3,46	1,84	68,86	13,76	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,03342540	0,93	218,46	2,34	41,76	2,67
BDF	54,07	10,05	11,34	8,77	3,46	1,83	68,24	13,76	63,14	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,99820192	0,10	321,90	2,51	43,70	2,31
BDF	54,06	3,01	11,34	8,77	3,46	1,85	70,46	13,76	18,92	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,99965282	0,10	192,82	2,29	43,30	2,26
BDF	54,07	1,01	11,34	8,77	3,46	1,89	78,21	13,76	6,32	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,99887120	0,10	121,09	2,08	42,10	2,10
BDF	54,09	0,30	11,34	8,77	3,46	1,88	75,51	13,76	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,99578939	0,10	75,92	1,88	40,14	2,16
BDF	54,08	0,10	11,34	8,77	3,46	1,90	79,39	13,76	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,99792235	0,10	51,42	1,71	37,96	2,08
BDC	0,15	10,05	11,00	8,91	5,86	0,54	3,49	7,82	63,12	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80035991	6,31	14104,68	4,15	7,72	3,87
BDC	0,21	3,02	11,00	8,91	5,86	0,83	6,76	7,82	18,94	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80029162	6,31	12591,75	4,10	9,13	4,00
BDC	0,23	1,00	11,00	8,91	5,86	0,82	6,59	7,82	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80027032	6,31	11145,93	4,05	10,51	4,00
BDC	0,11	0,30	11,00	8,91	5,86	0,81	6,47	7,82	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80039664	6,32	9586,60	3,98	12,67	4,00
BDC	0,17	0,10	11,00	8,91	5,86	0,88	7,54	7,82	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,80033700	6,31	8063,31	3,91	15,29	4,00
BDC	9,79	10,04	11,00	8,91	5,86	0,69	4,91	7,82	63,05	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75163447	5,64	9871,55	3,99	12,56	4,00
BDC	9,79	3,01	11,00	8,91	5,86	1,04	11,00	7,82	18,90	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75158143	5,64	8264,32	3,92	14,95	3,95
BDC	9,80	1,01	11,00	8,91	5,86	1,15	14,20	7,82	6,32	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75149942	5,64	6723,95	3,83	18,10	3,85
BDC	9,84	0,30	11,00	8,91	5,86	1,28	19,23	7,82	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75116258	5,64	5146,09	3,71	22,18	3,68
BDC	9,80	0,10	11,00	8,91	5,86	1,43	26,94	7,82	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,75154761	5,64	3887,00	3,59	26,31	3,42
BDC	20,31	10,03	11,00	8,91	5,86	1,25	17,95	7,82	62,99	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61181260	4,09	5315,62	3,73	22,27	3,80
BDC	20,31	3,01	11,00	8,91	5,86	1,42	26,33	7,82	18,92	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61166748	4,09	3873,67	3,59	26,92	3,52
BDC	20,30	1,00	11,00	8,91	5,86	1,50	31,49	7,82	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61187947	4,09	2721,65	3,43	31,60	3,35
BDC	20,15	0,30	11,00	8,91	5,86	1,57	36,80	7,82	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61460551	4,12	1756,15	3,24	36,62	3,19
BDC	20,07	0,10	11,00	8,91	5,86	1,65	44,48	7,82	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,61616526	4,13	1122,23	3,05	40,48	2,98
BDC	30,20	10,02	11,00	8,91	5,86	1,55	35,68	7,82	62,93	38,63	12,70	46,00	20,70	0,37254163	2,36	2421,68	3,38	34,26	3,31
BDC	30,16	3,01	11,00	8,91	5,86	1,65	44,79	7,82	18,90	38,63	12,70	46,00	20,70	0,37378414	2,36	1514,98	3,18	38,85	3,06
BDC	30,20	1,01	11,00	8,91	5,86	1,71	50,93	7,82	6,33	38,63	12,70	46,00	20,70	0,37242933	2,36	940,34	2,97	41,84	2,90
BDC	30,20	0,30	11,00	8,91	5,86	1,73	54,26	7,82	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	0,37246341	2,36	550,07	2,74	42,43	2,82

Annexe F

BDC	30,20	0,10	11,00	8,91	5,86	1,77	58,61	7,82	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	0,37253247	2,36	337,88	2,53	40,91	2,72
BDC	40,46	10,09	11,00	8,91	5,86	1,73	53,98	7,82	63,36	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,08780158	0,82	835,06	2,92	44,09	2,88
BDC	40,52	3,02	11,00	8,91	5,86	1,79	62,08	7,82	18,97	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,09184249	0,81	484,08	2,68	43,55	2,69
BDC	40,52	1,00	11,00	8,91	5,86	1,84	68,66	7,82	6,31	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,09156328	0,81	302,37	2,48	40,21	2,55
BDC	40,50	0,30	11,00	8,91	5,86	1,84	68,62	7,82	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,09042137	0,81	193,81	2,29	34,75	2,55
BDC	40,51	0,10	11,00	8,91	5,86	1,84	69,73	7,82	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,09086177	0,81	142,21	2,15	29,45	2,52
BDC	55,37	10,09	11,00	8,91	5,86	1,84	68,56	7,82	63,35	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,81824043	0,15	223,40	2,35	37,73	2,30
BDC	55,35	3,02	11,00	8,91	5,86	1,84	69,94	7,82	18,95	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,81987519	0,15	161,92	2,21	29,11	2,27
BDC	55,42	1,01	11,00	8,91	5,86	1,89	77,85	7,82	6,34	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,81091149	0,15	133,33	2,12	22,42	2,12
BDC	55,34	0,30	11,00	8,91	5,86	1,88	75,17	7,82	1,89	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,82182552	0,15	113,63	2,06	17,63	2,16
BDC	54,40	0,10	11,00	8,91	5,86	1,90	79,55	7,82	0,63	38,63	12,70	46,00	20,70	-0,95434913	0,11	103,00	2,01	14,70	1,99
GDF	0,91	10,05	11,64	5,28	3,69	0,49	3,12	15,00	63,11	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79927586	6,30	13419,69	4,13	8,33	3,63
GDF	0,96	3,01	11,64	5,28	3,69	0,82	6,63	15,00	18,93	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79919315	6,30	11516,17	4,06	9,29	3,81
GDF	0,93	1,00	11,64	5,28	3,69	0,83	6,78	15,00	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79924539	6,30	10242,17	4,01	11,02	3,81
GDF	0,94	0,30	11,64	5,28	3,69	0,86	7,32	15,00	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79923291	6,30	8760,19	3,94	13,20	3,81
GDF	0,94	0,10	11,64	5,28	3,69	0,96	9,20	15,00	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79922555	6,30	7428,22	3,87	15,58	3,78
GDF	12,79	10,04	11,64	5,28	3,69	0,88	7,67	15,00	63,07	38,89	16,70	94,50	16,80	0,72138291	5,26	7648,20	3,88	16,39	3,85
GDF	12,75	3,02	11,64	5,28	3,69	1,16	14,45	15,00	18,93	38,89	16,70	94,50	16,80	0,72185225	5,27	6046,30	3,78	19,40	3,67
GDF	12,75	1,01	11,64	5,28	3,69	1,26	18,36	15,00	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,72178446	5,27	4672,18	3,67	22,55	3,54
GDF	12,72	0,30	11,64	5,28	3,69	1,38	23,88	15,00	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,72215712	5,27	3354,55	3,53	27,11	3,35
GDF	12,78	0,10	11,64	5,28	3,69	1,51	32,36	15,00	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,72152365	5,27	2357,90	3,37	31,48	3,08
GDF	22,12	10,04	11,64	5,28	3,69	1,32	20,97	15,00	63,05	38,89	16,70	94,50	16,80	0,57716973	3,78	3893,66	3,59	26,27	3,52
GDF	22,13	3,02	11,64	5,28	3,69	1,47	29,61	15,00	18,95	38,89	16,70	94,50	16,80	0,57699781	3,78	2670,46	3,43	30,79	3,23
GDF	22,14	1,00	11,64	5,28	3,69	1,54	35,04	15,00	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,57680122	3,77	1774,93	3,25	35,32	3,07
GDF	22,12	0,30	11,64	5,28	3,69	1,61	40,31	15,00	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,57730375	3,78	1073,99	3,03	39,22	2,92
GDF	22,16	0,10	11,64	5,28	3,69	1,68	47,66	15,00	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,57642455	3,77	658,72	2,82	41,50	2,72
GDF	32,59	10,05	11,64	5,28	3,69	1,60	40,16	15,00	63,14	38,89	16,70	94,50	16,80	0,29150394	1,96	1460,73	3,16	38,83	3,01
GDF	32,65	3,02	11,64	5,28	3,69	1,69	49,38	15,00	18,95	38,89	16,70	94,50	16,80	0,28921114	1,95	846,99	2,93	41,86	2,77
GDF	32,63	1,00	11,64	5,28	3,69	1,74	55,55	15,00	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,28999342	1,95	516,03	2,71	42,66	2,62

Annexe F

GDF	32,64	0,30	11,64	5,28	3,69	1,76	58,12	15,00	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,28963602	1,95	292,96	2,47	41,43	2,56
GDF	32,61	0,10	11,64	5,28	3,69	1,79	61,51	15,00	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,29046329	1,95	187,12	2,27	38,28	2,48
GDF	43,12	10,07	11,64	5,28	3,69	1,76	58,01	15,00	63,26	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,27925247	0,53	438,10	2,64	45,46	2,56
GDF	43,11	3,01	11,64	5,28	3,69	1,81	65,30	15,00	18,92	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,27860896	0,53	253,66	2,40	42,33	2,40
GDF	43,16	1,01	11,64	5,28	3,69	1,86	72,08	15,00	6,32	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,28200872	0,52	159,79	2,20	37,68	2,25
GDF	43,14	0,30	11,64	5,28	3,69	1,85	71,26	15,00	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,28048546	0,52	105,57	2,02	30,65	2,27
GDF	43,13	0,10	11,64	5,28	3,69	1,86	72,04	15,00	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,27993983	0,52	79,63	1,90	23,83	2,26
GDF	57,48	10,09	11,64	5,28	3,69	1,84	68,59	15,00	63,33	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,53520214	0,29	125,89	2,10	34,06	2,25
GDF	57,45	3,01	11,64	5,28	3,69	1,84	68,48	15,00	18,92	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,53893248	0,29	92,63	1,97	24,79	2,25
GDF	57,46	1,00	11,64	5,28	3,69	1,89	76,74	15,00	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,53736909	0,29	75,49	1,88	17,90	2,08
GDF	57,46	0,30	11,64	5,28	3,69	1,87	74,16	15,00	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,53723636	0,29	66,60	1,82	13,05	2,13
GDF	57,49	0,10	11,64	5,28	3,69	1,91	80,93	15,00	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,53449349	0,29	60,05	1,78	9,65	2,00
GDD	0,09	10,04	11,50	2,19	4,04	0,55	3,52	13,43	63,05	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80041896	6,32	18017,29	4,26	6,69	3,83
GDD	0,14	3,01	11,50	2,19	4,04	0,83	6,78	13,43	18,93	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80036869	6,31	16194,14	4,21	7,74	3,96
GDD	0,15	1,01	11,50	2,19	4,04	0,82	6,58	13,43	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80035920	6,31	14674,14	4,17	10,26	3,96
GDD	0,22	0,30	11,50	2,19	4,04	0,82	6,58	13,43	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80028322	6,31	12612,84	4,10	12,46	3,96
GDD	0,19	0,10	11,50	2,19	4,04	0,88	7,58	13,43	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80031395	6,31	10668,33	4,03	14,90	3,95
GDD	10,00	10,04	11,50	2,19	4,04	0,71	5,07	13,43	63,05	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74977618	5,62	12838,14	4,11	12,47	3,97
GDD	9,99	3,02	11,50	2,19	4,04	1,05	11,20	13,43	18,96	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74980374	5,62	10433,51	4,02	15,76	3,91
GDD	10,00	1,00	11,50	2,19	4,04	1,16	14,45	13,43	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74972722	5,62	8540,31	3,93	19,58	3,80
GDD	9,99	0,30	11,50	2,19	4,04	1,29	19,46	13,43	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74985409	5,62	6390,57	3,81	24,78	3,63
GDD	9,99	0,10	11,50	2,19	4,04	1,44	27,29	13,43	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74985999	5,62	4622,43	3,66	30,49	3,37
GDD	20,13	10,04	11,50	2,19	4,04	1,25	17,66	13,43	63,06	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61505733	4,12	6611,17	3,82	24,45	3,76
GDD	20,06	3,01	11,50	2,19	4,04	1,41	25,87	13,43	18,93	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61632590	4,13	4592,57	3,66	30,45	3,48
GDD	20,11	1,00	11,50	2,19	4,04	1,49	31,12	13,43	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61542409	4,13	3015,49	3,48	37,75	3,32
GDD	20,07	0,30	11,50	2,19	4,04	1,56	36,65	13,43	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61610261	4,13	1714,70	3,23	45,42	3,15
GDD	20,10	0,10	11,50	2,19	4,04	1,65	44,53	13,43	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61558152	4,13	946,59	2,98	51,57	2,93
GDD	30,08	10,06	11,50	2,19	4,04	1,55	35,46	13,43	63,15	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37625742	2,38	2563,03	3,41	41,36	3,28
GDD	30,06	3,02	11,50	2,19	4,04	1,65	44,59	13,43	18,98	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37700632	2,38	1410,14	3,15	48,46	3,02

Annexe F

GDD	30,01	1,00	11,50	2,19	4,04	1,70	50,57	13,43	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37830706	2,39	749,75	2,87	54,25	2,87
GDD	30,00	0,30	11,50	2,19	4,04	1,73	53,93	13,43	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37871204	2,39	349,04	2,54	58,36	2,78
GDD	30,05	0,10	11,50	2,19	4,04	1,77	58,42	13,43	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37733493	2,38	173,28	2,24	60,32	2,68
GDD	40,16	10,05	11,50	2,19	4,04	1,73	53,51	13,43	63,12	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,06919101	0,85	689,82	2,84	56,48	2,85
GDD	40,11	3,03	11,50	2,19	4,04	1,79	61,52	13,43	19,00	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,06569705	0,86	324,84	2,51	58,49	2,66
GDD	40,06	1,00	11,50	2,19	4,04	1,83	68,02	13,43	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,06294574	0,87	161,41	2,21	57,49	2,52
GDD	40,19	0,30	11,50	2,19	4,04	1,83	68,28	13,43	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,07077877	0,85	79,51	1,90	53,14	2,51
GDD	40,15	0,10	11,50	2,19	4,04	1,84	69,40	13,43	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,06820024	0,85	46,17	1,66	45,95	2,49
GDD	55,00	10,00	11,50	2,19	4,04	1,84	68,49	13,43	62,80	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,86959114	0,14	120,31	2,08	51,39	2,23
GDD	55,05	3,00	11,50	2,19	4,04	1,85	70,09	13,43	18,83	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,86329968	0,14	70,27	1,85	39,40	2,20
GDD	55,02	1,00	11,50	2,19	4,04	1,89	77,99	13,43	6,29	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,86768804	0,14	49,31	1,69	28,64	2,03
GDD	55,02	0,30	11,50	2,19	4,04	1,88	75,28	13,43	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,86775484	0,14	39,09	1,59	20,45	2,09
GDD	55,01	0,10	11,50	2,19	4,04	1,90	79,85	13,43	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,86840188	0,14	34,46	1,54	15,84	2,00
GDC	0,41	10,06	11,12	6,95	4,06	0,53	3,35	12,19	63,17	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80004203	6,31	11052,09	4,04	8,64	3,62
GDC	0,43	3,02	11,12	6,95	4,06	0,83	6,71	12,19	18,96	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80002268	6,31	9636,30	3,98	9,93	3,77
GDC	0,45	1,01	11,12	6,95	4,06	0,82	6,64	12,19	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79999308	6,31	8453,73	3,93	11,87	3,77
GDC	0,47	0,30	11,12	6,95	4,06	0,83	6,84	12,19	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,79996409	6,31	7125,67	3,85	14,11	3,77
GDC	0,42	0,10	11,12	6,95	4,06	0,91	8,07	12,19	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,80004013	6,31	5850,62	3,77	16,69	3,76
GDC	10,29	10,05	11,12	6,95	4,06	0,72	5,30	12,19	63,12	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74712421	5,59	7017,69	3,85	15,11	3,78
GDC	10,30	3,01	11,12	6,95	4,06	1,06	11,53	12,19	18,92	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74695945	5,58	5544,70	3,74	17,98	3,70
GDC	10,28	1,01	11,12	6,95	4,06	1,17	14,82	12,19	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74716090	5,59	4372,28	3,64	21,57	3,60
GDC	10,24	0,30	11,12	6,95	4,06	1,30	19,85	12,19	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74756484	5,59	3205,17	3,51	25,68	3,43
GDC	10,28	0,10	11,12	6,95	4,06	1,44	27,84	12,19	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,74715683	5,59	2330,66	3,37	30,69	3,16
GDC	20,16	10,06	11,12	6,95	4,06	1,25	17,72	12,19	63,18	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61439441	4,12	3383,63	3,53	26,22	3,57
GDC	20,16	3,02	11,12	6,95	4,06	1,42	26,06	12,19	18,96	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61441423	4,12	2336,68	3,37	30,97	3,29
GDC	20,17	1,01	11,12	6,95	4,06	1,49	31,24	12,19	6,32	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61425938	4,11	1575,94	3,20	35,44	3,12
GDC	20,15	0,30	11,12	6,95	4,06	1,57	36,81	12,19	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61458005	4,12	972,58	2,99	39,26	2,95
GDC	20,30	0,10	11,12	6,95	4,06	1,65	44,83	12,19	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,61202783	4,09	597,48	2,78	41,21	2,73
GDC	29,92	10,07	11,12	6,95	4,06	1,55	35,17	12,19	63,26	38,89	16,70	94,50	16,80	0,38111696	2,41	1387,84	3,14	37,73	3,09

Annexe F

GDC	29,97	3,01	11,12	6,95	4,06	1,65	44,43	12,19	18,92	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37972405	2,40	838,13	2,92	41,46	2,83
GDC	29,96	1,00	11,12	6,95	4,06	1,70	50,47	12,19	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	0,37997726	2,40	510,93	2,71	42,75	2,67
GDC	29,96	0,30	11,12	6,95	4,06	1,73	53,86	12,19	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	0,38002176	2,40	293,54	2,47	42,14	2,59
GDC	29,94	0,10	11,12	6,95	4,06	1,77	58,29	12,19	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	0,38047449	2,40	186,02	2,27	39,91	2,49
GDC	40,22	10,02	11,12	6,95	4,06	1,73	53,60	12,19	62,94	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,07253487	0,85	438,06	2,64	44,20	2,65
GDC	40,20	3,02	11,12	6,95	4,06	1,79	61,64	12,19	18,94	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,07145389	0,85	257,99	2,41	41,49	2,46
GDC	40,25	1,01	11,12	6,95	4,06	1,83	68,29	12,19	6,33	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,07476958	0,84	167,06	2,22	36,40	2,32
GDC	40,23	0,30	11,12	6,95	4,06	1,83	68,32	12,19	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,07317205	0,84	111,89	2,05	29,56	2,32
GDC	40,22	0,10	11,12	6,95	4,06	1,84	69,46	12,19	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,07253426	0,85	86,74	1,94	23,53	2,29
GDC	54,92	10,13	11,12	6,95	4,06	1,84	68,48	12,19	63,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,88125168	0,13	123,67	2,09	30,88	2,02
GDC	54,92	3,00	11,12	6,95	4,06	1,85	70,15	12,19	18,83	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,88093929	0,13	95,79	1,98	22,49	1,99
GDC	55,01	1,01	11,12	6,95	4,06	1,89	77,99	12,19	6,31	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,86818745	0,14	78,40	1,89	16,63	1,84
GDC	54,95	0,30	11,12	6,95	4,06	1,88	75,30	12,19	1,89	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,87777681	0,13	70,47	1,85	11,87	1,89
GDC	54,93	0,10	11,12	6,95	4,06	1,90	79,81	12,19	0,63	38,89	16,70	94,50	16,80	-0,88033977	0,13	67,08	1,83	10,54	1,80
CDF	0,56	10,05	6,97	16,44	3,18	0,52	3,28	11,18	63,09	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79984111	6,31	1045,06	3,02	9,93	3,30
CDF	0,51	3,01	6,97	16,44	3,18	0,83	6,70	11,18	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79990626	6,31	986,59	2,99	11,19	3,46
CDF	0,52	1,00	6,97	16,44	3,18	0,82	6,66	11,18	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79989275	6,31	923,10	2,97	12,17	3,46
CDF	0,49	0,30	6,97	16,44	3,18	0,84	6,86	11,18	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79993741	6,31	698,56	2,84	14,84	3,46
CDF	0,53	0,10	6,97	16,44	3,18	0,92	8,31	11,18	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79988469	6,31	588,40	2,77	16,30	3,45
CDF	12,78	10,05	6,97	16,44	3,18	0,88	7,66	11,18	63,12	18,66	41,04	0,70	83,20	0,72144585	5,27	708,09	2,85	16,50	3,50
CDF	12,75	3,01	6,97	16,44	3,18	1,16	14,46	11,18	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	0,72180343	5,27	659,90	2,82	17,64	3,32
CDF	12,78	1,01	6,97	16,44	3,18	1,26	18,41	11,18	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,72144433	5,27	560,01	2,75	19,72	3,18
CDF	12,73	0,30	6,97	16,44	3,18	1,38	23,89	11,18	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,72206093	5,27	422,33	2,63	22,87	3,00
CDF	12,80	0,10	6,97	16,44	3,18	1,51	32,40	11,18	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,72129169	5,26	326,07	2,51	25,77	2,73
CDF	22,49	10,05	6,97	16,44	3,18	1,33	21,60	11,18	63,14	18,66	41,04	0,70	83,20	0,56968544	3,71	561,58	2,75	22,92	3,15
CDF	22,52	3,02	6,97	16,44	3,18	1,48	30,34	11,18	18,95	18,66	41,04	0,70	83,20	0,56902793	3,71	471,04	2,67	25,00	2,86
CDF	22,50	1,01	6,97	16,44	3,18	1,55	35,74	11,18	6,32	18,66	41,04	0,70	83,20	0,56952900	3,71	386,58	2,59	27,00	2,70
CDF	22,46	0,30	6,97	16,44	3,18	1,61	40,92	11,18	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,57034138	3,72	291,63	2,46	29,36	2,55
CDF	22,54	0,10	6,97	16,44	3,18	1,68	48,21	11,18	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,56879291	3,71	228,30	2,36	30,88	2,36

Annexe F

CDF	32,71	10,06	6,97	16,44	3,18	1,61	40,40	11,18	63,18	18,66	41,04	0,70	83,20	0,28684848	1,94	495,61	2,70	29,33	2,66
CDF	32,76	3,01	6,97	16,44	3,18	1,70	49,58	11,18	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	0,28521001	1,93	418,94	2,62	29,48	2,42
CDF	32,76	1,00	6,97	16,44	3,18	1,75	55,79	11,18	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,28522497	1,93	327,65	2,52	30,08	2,26
CDF	32,72	0,30	6,97	16,44	3,18	1,77	58,25	11,18	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,28665292	1,93	249,32	2,40	30,03	2,21
CDF	32,72	0,10	6,97	16,44	3,18	1,79	61,63	11,18	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,28668465	1,94	198,87	2,30	29,09	2,13
CDF	43,12	10,08	6,97	16,44	3,18	1,76	58,01	11,18	63,32	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,27899109	0,53	380,09	2,58	32,93	2,21
CDF	43,16	3,01	6,97	16,44	3,18	1,82	65,35	11,18	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,28199212	0,52	292,97	2,47	30,81	2,05
CDF	43,13	1,01	6,97	16,44	3,18	1,86	72,05	11,18	6,32	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,27961197	0,53	227,47	2,36	28,70	1,91
CDF	43,16	0,30	6,97	16,44	3,18	1,85	71,27	11,18	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,28199496	0,52	181,32	2,26	25,84	1,92
CDF	43,12	0,10	6,97	16,44	3,18	1,86	72,04	11,18	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,27925630	0,53	150,61	2,18	23,23	1,91
CDF	56,91	10,00	6,97	16,44	3,18	1,84	68,65	11,18	62,80	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,60769906	0,25	227,66	2,36	28,73	1,87
CDF	56,99	3,01	6,97	16,44	3,18	1,84	68,87	11,18	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,59751336	0,25	189,64	2,28	25,11	1,87
CDF	56,96	1,01	6,97	16,44	3,18	1,89	77,08	11,18	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,60045976	0,25	164,22	2,22	22,07	1,70
CDF	56,91	0,30	6,97	16,44	3,18	1,87	74,48	11,18	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,60780788	0,25	142,85	2,15	19,79	1,75
CDF	56,94	0,10	6,97	16,44	3,18	1,91	80,70	11,18	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,60374161	0,25	130,15	2,11	17,64	1,63
CDD	0,57	10,05	7,23	12,85	4,19	0,52	3,28	8,47	63,10	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79983163	6,31	7844,80	3,89	4,66	3,91
CDD	0,45	3,01	7,23	12,85	4,19	0,83	6,71	8,47	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	0,79999915	6,31	7338,25	3,87	5,33	4,07
CDD	0,37	1,00	7,23	12,85	4,19	0,82	6,62	8,47	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80009311	6,31	6840,00	3,84	6,13	4,07
CDD	0,42	0,30	7,23	12,85	4,19	0,83	6,79	8,47	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80002771	6,31	6263,82	3,80	7,05	4,07
CDD	0,30	0,10	7,23	12,85	4,19	0,89	7,82	8,47	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80018488	6,31	5746,90	3,76	7,69	4,06
CDD	10,06	10,05	7,23	12,85	4,19	0,71	5,12	8,47	63,09	18,66	41,04	0,70	83,20	0,74919419	5,61	6228,72	3,79	7,33	4,08
CDD	10,19	3,01	7,23	12,85	4,19	1,06	11,41	8,47	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	0,74803991	5,60	5597,36	3,75	8,55	4,01
CDD	10,17	1,00	7,23	12,85	4,19	1,17	14,67	8,47	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,74821808	5,60	5010,30	3,70	10,04	3,91
CDD	10,21	0,30	7,23	12,85	4,19	1,30	19,80	8,47	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,74785392	5,60	4312,77	3,63	12,29	3,73
CDD	10,10	0,10	7,23	12,85	4,19	1,44	27,49	8,47	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,74887220	5,61	3669,21	3,56	14,92	3,48
CDD	20,08	10,04	7,23	12,85	4,19	1,24	17,58	8,47	63,04	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61596360	4,13	4234,09	3,63	12,95	3,88
CDD	20,08	3,01	7,23	12,85	4,19	1,41	25,91	8,47	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61595213	4,13	3546,43	3,55	15,49	3,60
CDD	20,12	1,00	7,23	12,85	4,19	1,49	31,14	8,47	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61521148	4,12	2892,32	3,46	18,61	3,43
CDD	20,15	0,30	7,23	12,85	4,19	1,57	36,80	8,47	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61463889	4,12	2224,64	3,35	22,55	3,26

Annexe F

CDD	20,08	0,10	7,23	12,85	4,19	1,65	44,50	8,47	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61586297	4,13	1676,64	3,22	25,76	3,05
CDD	30,12	10,04	7,23	12,85	4,19	1,55	35,53	8,47	63,05	18,66	41,04	0,70	83,20	0,37505688	2,37	2604,33	3,42	20,50	3,39
CDD	30,15	3,02	7,23	12,85	4,19	1,65	44,77	8,47	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	0,37412413	2,37	1973,21	3,30	24,27	3,13
CDD	30,18	1,01	7,23	12,85	4,19	1,71	50,89	8,47	6,32	18,66	41,04	0,70	83,20	0,37312755	2,36	1471,16	3,17	27,60	2,97
CDD	30,13	0,30	7,23	12,85	4,19	1,73	54,14	8,47	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,37477408	2,37	1015,10	3,01	31,13	2,89
CDD	30,16	0,10	7,23	12,85	4,19	1,77	58,55	8,47	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,37387195	2,37	707,70	2,85	33,71	2,79
CDD	40,40	10,08	7,23	12,85	4,19	1,73	53,90	8,47	63,27	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,08437516	0,82	1363,02	3,13	29,57	2,95
CDD	40,48	3,01	7,23	12,85	4,19	1,79	62,03	8,47	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,08939002	0,81	954,57	2,98	32,22	2,76
CDD	40,45	1,00	7,23	12,85	4,19	1,84	68,56	8,47	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,08712929	0,82	681,49	2,83	33,63	2,62
CDD	40,40	0,30	7,23	12,85	4,19	1,84	68,52	8,47	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,08428900	0,82	457,17	2,66	33,87	2,62
CDD	40,44	0,10	7,23	12,85	4,19	1,84	69,67	8,47	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,08682157	0,82	326,53	2,51	33,47	2,59
CDD	55,35	10,09	7,23	12,85	4,19	1,84	68,56	8,47	63,36	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,82104703	0,15	493,55	2,69	35,61	2,37
CDD	55,32	3,01	7,23	12,85	4,19	1,84	69,96	8,47	18,91	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,82497896	0,15	358,05	2,55	32,68	2,34
CDD	55,34	1,01	7,23	12,85	4,19	1,89	77,88	8,47	6,32	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,82129308	0,15	282,63	2,45	28,99	2,18
CDD	55,35	0,30	7,23	12,85	4,19	1,88	75,17	8,47	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,82046488	0,15	211,42	2,33	26,37	2,23
CDD	55,33	0,10	7,23	12,85	4,19	1,90	80,00	8,47	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,82363147	0,15	178,69	2,25	23,47	2,13
CDC	-0,14	10,05	6,23	13,93	5,15	0,56	3,66	5,97	63,10	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80063685	6,32	8183,61	3,91	7,06	3,82
CDC	-0,16	3,01	6,23	13,93	5,15	0,84	6,86	5,97	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80065446	6,32	7737,26	3,89	7,60	3,94
CDC	-0,17	1,00	6,23	13,93	5,15	0,81	6,52	5,97	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80065975	6,32	7078,32	3,85	8,72	3,94
CDC	-0,16	0,30	6,23	13,93	5,15	0,79	6,20	5,97	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80065470	6,32	6315,05	3,80	9,88	3,93
CDC	-0,19	0,10	6,23	13,93	5,15	0,83	6,76	5,97	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,80067550	6,32	5654,54	3,75	11,01	3,94
CDC	9,97	10,04	6,23	13,93	5,15	0,70	5,05	5,97	63,06	18,66	41,04	0,70	83,20	0,75000425	5,62	5906,40	3,77	11,43	3,94
CDC	9,94	3,01	6,23	13,93	5,15	1,05	11,15	5,97	18,93	18,66	41,04	0,70	83,20	0,75028941	5,63	5267,72	3,72	12,79	3,88
CDC	9,96	1,01	6,23	13,93	5,15	1,16	14,40	5,97	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,75012080	5,62	4516,17	3,65	14,12	3,78
CDC	9,95	0,30	6,23	13,93	5,15	1,29	19,40	5,97	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,75016515	5,63	3696,20	3,57	16,56	3,61
CDC	9,97	0,10	6,23	13,93	5,15	1,44	27,26	5,97	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,74997797	5,62	3019,40	3,48	19,26	3,35
CDC	19,92	10,03	6,23	13,93	5,15	1,24	17,33	5,97	63,00	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61872277	4,16	3570,89	3,55	18,68	3,75
CDC	19,94	3,01	6,23	13,93	5,15	1,41	25,66	5,97	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61843953	4,15	2888,12	3,46	20,90	3,47
CDC	19,91	1,01	6,23	13,93	5,15	1,49	30,75	5,97	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61889637	4,16	2302,40	3,36	23,39	3,31

Annexe F

CDC	19,97	0,30	6,23	13,93	5,15	1,56	36,48	5,97	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61784849	4,15	1686,14	3,23	26,94	3,13
CDC	19,93	0,10	6,23	13,93	5,15	1,65	44,27	5,97	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,61858194	4,16	1216,85	3,09	30,08	2,92
CDC	29,82	10,04	6,23	13,93	5,15	1,54	34,98	5,97	63,02	18,66	41,04	0,70	83,20	0,38422042	2,42	1906,50	3,28	27,13	3,26
CDC	29,80	3,02	6,23	13,93	5,15	1,64	44,12	5,97	18,95	18,66	41,04	0,70	83,20	0,38488494	2,43	1392,82	3,14	30,11	3,01
CDC	29,82	1,00	6,23	13,93	5,15	1,70	50,19	5,97	6,30	18,66	41,04	0,70	83,20	0,38434181	2,42	1000,43	3,00	33,24	2,85
CDC	29,84	0,30	6,23	13,93	5,15	1,73	53,66	5,97	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	0,38377207	2,42	662,91	2,82	36,36	2,77
CDC	29,85	0,10	6,23	13,93	5,15	1,76	58,17	5,97	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	0,38339332	2,42	443,01	2,65	38,46	2,66
CDC	39,59	10,08	6,23	13,93	5,15	1,72	52,58	5,97	63,30	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,03449598	0,92	903,96	2,96	35,36	2,85
CDC	39,60	3,01	6,23	13,93	5,15	1,78	60,81	5,97	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,03504504	0,92	599,13	2,78	37,83	2,65
CDC	39,58	1,01	6,23	13,93	5,15	1,83	67,31	5,97	6,32	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,03385471	0,93	395,14	2,60	40,09	2,51
CDC	39,60	0,30	6,23	13,93	5,15	1,83	67,61	5,97	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,03505067	0,92	248,58	2,40	41,40	2,50
CDC	39,60	0,10	6,23	13,93	5,15	1,84	68,89	5,97	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,03502018	0,92	167,90	2,23	41,49	2,48
CDC	54,13	10,05	6,23	13,93	5,15	1,83	68,26	5,97	63,14	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,99155415	0,10	255,61	2,41	41,77	2,12
CDC	54,10	3,01	6,23	13,93	5,15	1,85	70,45	5,97	18,92	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,99445838	0,10	171,31	2,23	39,84	2,07
CDC	54,12	1,00	6,23	13,93	5,15	1,89	78,20	5,97	6,31	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,99194059	0,10	116,24	2,07	39,17	1,92
CDC	54,11	0,30	6,23	13,93	5,15	1,88	75,51	5,97	1,89	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,99328643	0,10	80,52	1,91	37,10	1,97
CDC	54,12	0,10	6,23	13,93	5,15	1,90	79,41	5,97	0,63	18,66	41,04	0,70	83,20	-0,99269253	0,10	61,73	1,79	35,78	1,90

Complément vis-à-vis de l'alcali-réactivité du basalte de Diack et du quartzite de Bakel

Lors de la caractérisation des granulats étudiés dans cette thèse de doctorat, des essais d'alcali réaction ont été effectués sur les granulats de basalte et de quartzite au Laboratoire d'Analyse Biologique Environnementale et Chimique (LABEC). Cependant, le phénomène d'alcali réaction n'affecte pas les enrobés bitumineux. Elle est plus répertoriée sur le béton hydraulique formulé avec des ciments alcalins. La réaction alcali-granat est une réaction chimique entre des granulats réactifs et les alcalins (sodium et potassium) contenus dans le ciment. Cette réaction produit une expansion à l'intérieur du béton qui va créer des tensions, puis des gonflements et des fissures.

Pour qu'une réaction alcali-granat puisse se déclencher, il faut que 3 conditions soient réunies. La première est une teneur suffisante en alcalins, dont la plus grande part est contenue dans le ciment, puis des granulats réactifs et une humidité constante du béton de 70 à 80% qui va permettre le transport des alcalins vers les phases réactives (Techni.CH, 2006 ; TFB, 2000).

Il existe 3 types de réactions alcali-granulats, la réaction alcali-silice, la réaction alcali-silicate ainsi que la réaction alcali-carbonate. L'alcali-silice et l'alcali-silicate ont un processus de réaction presque semblable l'une de l'autre. Par contre, leur temps de réaction est très différent. En effet, l'alcali-silice apparaît le plus souvent quelques années après la construction de l'ouvrage tandis que l'alcali-silicate apparaît quelques dizaines d'années plus tard. La réaction alcali-carbonate est créée avec des granulats composés de dolomites argileuses et de calcaire à grains fins avec inclusion de minéraux argileux. A l'heure actuelle, aucun géologue ne donnerait l'autorisation d'exploiter une carrière composée de ces roches (Tec 21 15, 2001 ; Techni.CH, 2006).

Il existe plusieurs types d'essai pour caractériser l'alcali-réactivité d'un granulats. Parmi ces essais on distingue les essais cribles sur mortier ou sur les granulats fins et les essais à long terme sur éprouvettes de béton (XP P 18-594). Les essais cribles sont caractérisés par trois types d'essais dont l'essai sur mortier par autoclavage qui est la méthode de référence, l'essai sur micro mortier et l'essai de cinétique chimique qui sont des variantes.

Dans cette étude, c'est l'essai de cinétique chimique décrit dans la section 5.3 de la norme XP P 18-594 qui est utilisé pour mesurer l'alcali-réactivité des granulats étudiés. L'essai consiste à attaquer, dans des conditions définies, la fraction granulométrique comprise entre 0 μm et 315 μm d'une roche ou d'un granulats broyé, par une solution de soude à 80 °C puis à mesurer sur le filtrat, après refroidissement, les concentrations en silice dissoute et sodium restant, aux trois échéances de temps suivantes : 24 h, 48 h et 72 h. Lorsque la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3) est supérieure à 15 %, procéder à une décarbonatation avant la réalisation de l'essai. Lorsque la teneur en alumine (Al_2O_3) est supérieure à 5 %, l'essai ne s'applique pas.

On distingue trois classes de réactivité des granulats aux alcalins.

Pour l'essai de cinétique chimique, un granulats est qualifié de non réactif (NR) lorsque son rapport $\text{SiO}_2 / \text{Na}_2\text{O}$ est localisé sur la zone 3 de la figure A. Un granulats est qualifié de potentiellement réactif PR lorsque son rapport $\text{SiO}_2 / \text{Na}_2\text{O}$ est localisé sur la zone 2 de la figure A. Enfin, la classe potentiellement réactif à effet de pessimum (PRP) s'applique à des granulats qui, bien que riches en silice réactive, peuvent être mis en œuvre sans risque de désordres si leur utilisation satisfait aux conditions décrites dans le document intitulé : «Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction» (Zone 1 de la figure A). Les résultats des essais d'alcali réaction par la méthode cinétique chimique sur le basalte et sur le quartzite sont représentés sur la figure A.

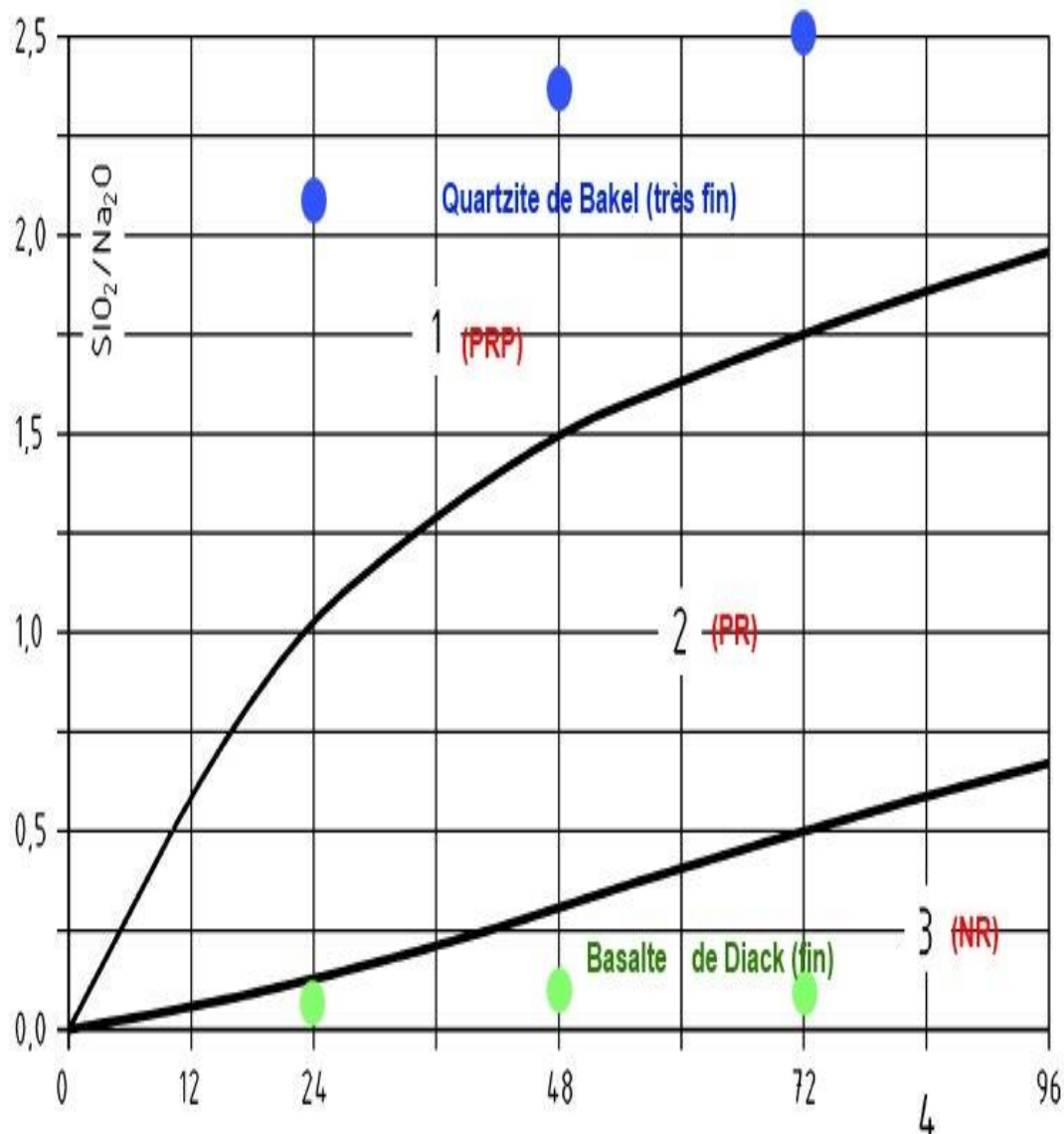


Figure A – Résultats d’essais de classification de l’alcali-réactivité du basalte de Diack et du quartzite de Bakel

L’analyse de la figure (A) a montré que le basalte de Diack est un granulat non réactif (NR) par rapport à la réaction alcali-silice. Le quartzite de Bakel par contre est potentiellement réactif mais à effet de pessimum. Ainsi, il peut être utilisé sans risque de désordres liés à l’alcali-réaction à condition de respecter les conditions décrites dans le document «Recommandations pour la prévention des désordres dus à l’alcali-réaction».

L’alcali réactivité d’un granulat n’affecte pas son aptitude à produire des bétons avec de bonnes résistances. En effet, une étude effectuée au Laboratoire Central d’Eiffage Sénégal a montré que les bétons hydrauliques formulés avec les quartzites de Bakel ont donné de meilleures résistances que les bétons hydrauliques formulés avec le basalte de Diack pour une même classe de ciment et les mêmes fractions de granulat. Ces résultats sont consignés sur le tableau A.

Tableau A. - Résultats d'essais de convenance sur béton hydraulique

Formules		Rc 7 jours (MPa)	Rc 28 jours (MPa)	
Basalte de Diack	Formule 1 B25/Q350	Gravier : Basalte 8/16 = 839 kg = 522 litres Gravier : Basalte 3/8 = 574 kg = 357 litres Sable : Sable de dune (60%) + Basalte0/3 (40%) = 671 kg = 388 litres Ciment : CEM I / 42,5 R = 350 kg Eau : S/MS = 200 litres Adjuvant : Sikament 90MF à 0,5% = 1.75 kg = 1.45 litres E/C= 0.57 G/S = 2.26 Slum = 8 cm	26.6	36.7
	Formule 2 B30/Q400	Gravier : Basalte 8/16 = 839 kg = 522 litres Gravier : Basalte 3/8 = 574 kg = 357 litres Sable : Sable de dune (60%) + Basalte0/3 (40%) = 671 kg = 388 litres Ciment : CEM I / 42,5 R = 400 kg Eau : S/MS = 202 litres Adjuvant : Sikament 90MF à 0,5% = 2kg = 1.65 litres E/C = 0.51 G/S = 2.26 Slum = 12 cm	26.6	38.2
Grès quartz de Bakel	Formule 1 B25/Q350	Gravier : Quartzite 8/16 = 672kg = 428 litres Gravier : Quartzite 3/8 = 448kg = 285 litres Sable : Sable de dune (70%) + Quartzite 0/3 (30%) = 646 kg = 497 litres Ciment : CEM I / 42,5 R = 350kg Eau : S/MS = 165 litres Adjuvant : Sikament 90MF à 0,5% = 1.75 kg = 1.45 litres E/C = 0.47 G/S = 1.44 Slum = 7.5 cm	25.1	38.7
	Formule 2 B30/Q400	Gravier : Quartzite 8/16 = 679 kg = 432 litres Gravier : Quartzite 3/8 = 452kg = 288 litres Sable : Sable de dune (70%) + Quartzite /3 (30%) = 599kg = 461 litres Ciment : CEM I / 42,5 R = 400kg Eau : S/MS = 196 litres Adjuvant : Sikament 90MF à 0,5% = 2kg = 1.65 litres E/C = 0.49 G/S = 1.56 Slum = 8 cm	26	44.9

Prénom et Nom : Mouhamed Lamine Chérif AIDARA

Titre de la thèse : Le Module Complexe et Impact du Granulat sur la Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux.

Résumé

Dans un contexte marqué par un déficit budgétaire du Fond d'entretien routier Autonome au Sénégal (FERA) et par la raréfaction des granulats routiers, marquée par l'épuisement annoncé de la carrière de basalte à Diack, le dimensionnement de routes durables à moindre coût et la valorisation de nouveaux matériaux du Sénégal sont devenus nécessaires. Parmi les solutions de substitution, le quartzite de Bakel est proposé. Un bon dimensionnement de structure de chaussées passe par une bonne caractérisation du comportement réel des matériaux utilisés. Le dimensionnement rationnel avec Alizé-LCPC, considère tous les matériaux utilisés comme élastiques linéaires et caractérisés par leur module de rigidité et leur coefficient de Poisson. Ce qui constitue un manque de précision dans le dimensionnement, car le comportement des matériaux granulaires est élastique non linéaire, tandis que le comportement des matériaux bitumineux est viscoélastique linéaire à faibles déformations. Pour les matériaux bitumineux, le Pavement M-E comme le logiciel Alizé-LCPC utilise les lois de l'élasticité linéaire. Le comportement viscoélastique des enrobés bitumineux peut être caractérisé par son module complexe E^* , les modèles mécaniques ou sa susceptibilité au fluage $J(t)$. Le comportement élastique des enrobés bitumineux est caractérisé par le module dynamique $|E^*|$. Les essais de module complexe se révélant coûteux et nécessitant beaucoup de temps, des modèles de prédiction sont utilisés dans le dimensionnement mécanistique-empirique (Modèles de Witczak). Mais aucun des modèles de Witczak ne prend en compte les enrobés bitumineux caractérisés par les tamis métriques ou l'impact du granulat sous son aspect minéralogique et chimique. Dans le but de faire un premier pas dans la prise en compte de ces facteurs dans la compréhension du comportement des enrobés bitumineux, des études ont été effectuées au LCMB de l'ETS à Montréal sur la caractérisation du comportement viscoélastique-linéaire (Essai de module complexe E^*) des enrobés bitumineux formulés avec les basaltes de Diack, les quartzites de Bakel et le calcaire de Bandia. Les différents résultats obtenus, complétés par des études déjà effectuées sur la classification approximative des roches en fonction de leur teneur en SiO_2 , ont permis de calibrer les modèles sigmoïdaux de Witczak et de développer un modèle minéralogique SILICE-ZËTA. Ce modèle permet en autoévaluation une meilleure prédiction du module dynamique des enrobés bitumineux et d'expliquer leur comportement à travers les variables prédictives. Cependant, elle reste à être vérifiée avec une base de données indépendante. Ces études ont permis aussi de montrer que les enrobés bitumineux formulés avec les granulats du Sénégal sont des matériaux thermorhéologiquement simples. Le quartzite de Bakel permet de formuler au même titre que le basalte de Diack des enrobés bitumineux conformes aux normes de spécifications en vigueur. Ils ont également une bonne résistance à la fatigue déterminée par la méthode du LCMB, mais ceci reste à être vérifiée dans les conditions d'essai de la norme NF EN1108-1 (10°C, 25Hz). La surestimation de la durée de vie des éprouvettes par le critère de rupture $Nf_{50\%}$ sur $Nf_{II/III}$ lors des essais de fatigue, ne semble pas trop affecter les valeurs de la pente (1/b), de la dispersion S_n et du ϵ_6 . Le comportement viscoélastique des enrobés étudiés est bien représenté par les modèles analogiques «avancés». En comparaison au dimensionnement viscoélastique des couches bitumineuses, le dimensionnement élastique surestime l'orniérage au sommet du sol support, sous-estime la déformation longitudinale et la déformation transversale de la couche bitumineuse et rend sensiblement bien compte de la déflexion de la chaussée. Les faibles vitesses de circulation entraînent une amplification de la déformation transversale. Les modèles de Witczak de prédiction du module dynamique peuvent être utilisés pour les enrobés bitumineux à granulométrie caractérisée par les tamis métriques par remplacement et optimisation des tamis U.S.

Mots clés : Calcaire de Bandia ; Basalte de Diack ; Quartzite de Bakel ; élastique ; Viscoélastique ; Module complexe ; Module dynamique ; Modèle minéralogique ; Orniérage ; fatigue ; tenue à l'eau ; potentiel zêta ; PCG ; adhésivité ; bitume ; DSR.

Thesis Title: Complex Modulus and Impact of Aggregate on Dynamic Modulus Prediction of Asphalt Concretes.

Abstract

In a context marked by a budget deficit of the Autonomous Road Maintenance Fund in Senegal (FERA) and the scarcity of road aggregates, marked by exhaustion announced the basalt quarry at Diack, design of durable roads at low cost and enhancement of new materials from Senegal have become necessary. Among the alternatives, quartzite of Bakel is proposed. A good pavement structure design requires a good characterization of the actual behavior of materials used. Rational design with Alizé-LCPC, consider all materials as linear elastic and characterized by its elastic modulus and Poisson's ratio. This is a lack of precision in the design, because the behavior of granular materials is non-linear elastic, while the behavior of the bituminous materials is linear viscoelastic at low deformations. For bituminous materials, Pavement M-E as Alizé-LCPC software uses the laws of linear elasticity. The viscoelastic behavior of asphalt concretes can be characterized by its complex modulus E^* , mechanical models or its creep compliance $J(t)$. The elastic behavior of asphalt concretes is characterized by dynamic modulus $|E^*|$. Complex modulus tests are expensive and require revealing much time; therefore prediction models are used in the mechanistic-empirical pavement design (Witczak models). But none of these models takes into account asphalt concretes characterized by metric sieves or the impact of the aggregate in its mineralogical and chemical aspects. In order to take a first step in the consideration of these factors in understanding the behavior of asphalt mixtures, studies were carried out in the ETS-LCMB in Montreal on the characterization of the viscoelastic linear behavior (complex modulus test E^*) of asphalt mixtures made with basalt Diack, quartzite of Bakel and limestone of Bandia. The different results obtained, supplemented by studies already carried out on the rough rock classification based on their SiO_2 content, helped calibrate the sigmoidal model Witczak and develop a mineralogical model SILICA-ZETA. This model in auto evaluation enables better prediction of dynamic modulus of asphalt mixtures and explains their behavior through the predictor variables. But, it must be calibrated by a new free database. These studies have also shown that the asphalt mixtures made with aggregates of Senegal are thermorheologically simple materials. Quartzite Bakel can make just as basalt Diack of asphalt mixtures conform to the applicable specifications. They have a good fatigue resistance determined by the method of LCMB, but this remains to be verified in the test conditions of NF EN1108-1 standards (10°C, 25 Hz). The overestimation of the life of the specimens by the failure criterion $N_f50\%$ on N_f II/III during fatigue testing, does not seem too affect the values of the slope (1/b) of the S_n dispersion and ϵ_6 . The viscoelastic behavior of asphalt studied is well represented by the analogic advanced models. Compared to the viscoelastic pavement design of asphalt layers, the elastic design overestimates rutting at the top of the subgrade, underestimates the longitudinal deformation and transverse deformation of the bituminous layer and makes substantially well aware of the deflection of the floor. The low circulation speeds impose an amplification of the transverse deformation. Witczak predictive models of the dynamic modulus can be used for asphalt in size characterized by the metric sieve by replacement and optimization of U.S sieve.

Keywords: Limestone Bandia; Basalt Diack; Quartzite Bakel; elastic ; viscoelastic; complex modulus; dynamic module; mineralogical model; rutting; tired ; water resistance; zeta potential; PCG; adhesiveness; bitumen; DSR.

