

Université 20 Août 1955-Skikda

جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département : Génie Civil

قسم: الهندسة المدنية

Réf : D012116019D

المرجع: D012116019D



THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en sciences

Spécialité : Génie Civil

Option : sols et structures

THEME

Compréhension des mécanismes d'apparition et de remontée des fissures dans les chaussées à structure incorporant des matériaux traités aux liants hydrauliques

Présentée par :

Samy Mezhoud

Soutenue publiquement le 14 Décembre 2016

Devant le jury composé de :

Mr. Messast Salah	Professeur.	Président.	Université de Skikda
Mr. Belachia Mouloud	Professeur.	Rapporteur	Université de Skikda
Mr. Houari Hacéne	Professeur.	Co-Rapporteur	Université de Constantine
Mr. Merzoud Mouloud	Professeur.	Examineur	Université d'Annaba
Mr. Benouis Abdelhalim	Professeur.	Examineur	Université de Guelma
Mme. Hebhou Houria	Dr-MCA.	Examineur	Université de Skikda
Mr. Clastres Pierre	Professeur.	Invité	INSA Toulouse

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Pr. Messast Salah d'avoir accepté d'être président du jury. Je remercie également tous les membres du jury d'avoir accepté d'examiner de ce travail.

Je tiens à remercier Professeur Belachia Mouloud, mon directeur de thèse à l'université de Skikda, pour avoir accepté de diriger mes travaux, et pour son attention accordée à mon travail. Son ouverture d'esprit et sa capacité d'écoute sont particulièrement appréciables et rares dans un tel contexte de recherche.

Je tiens aussi à remercier profondément Professeur Houari Hacène, un de mes directeurs de thèse, avec qui j'avais déjà eu le plaisir de travailler précédemment dans ma thèse de Magister, pour ses orientations, sa disponibilité durant toutes les années de mon travail et sa grande capacité d'écoute. Il m'a constamment soutenu dans mes démarches, a toujours pris en compte mon avis et a su également me conseiller tout au long de ma thèse. Je le remercie également pour son dévouement, sa gentillesse que j'ai pu constater notamment lors de nos nombreux déplacements.

Je tiens également à remercier Professeur Pierre Calstres, mon autre directeur de thèse, dans le cadre de la bourse Algéro-Française PROFAS B+ , pour m'avoir accueillie chaleureusement dans son laboratoire LMDC INSA-Toulouse UPS génie Civil, France, et pour m'avoir fait profiter aussi de sa notoriété internationale. Je lui en suis également reconnaissant pour m'avoir permis de participer à un congrès international et pour la confiance qu'il m'a accordée.

Je souhaite également exprimer ma gratitude envers tout le personnel technique du laboratoire LMDC INSA-Toulouse, particulièrement son directeur Professeur Alain Sellier pour m'avoir fait confiance et m'avoir permis d'intégrer leurs équipes de recherches.

Je souhaite également exprimer ma gratitude aussi envers tout le Staff de l'entreprise CO-JAAL, particulièrement le directeur général Imamura Toshiaki, qui m'a autorisé à faire mes applications et recherches dans le cadre des travaux de l'autoroute Est-Ouest. Mes remerciements s'adressent aussi au personnel de l'agence national des autoroutes (Mila), et notamment le surveillant en chef de l'organisme ANAS (CAMP1, 2) pour leurs aides et soutiens.

Enfin, ce travail de thèse ne voudrait rien dire sans remercier mes parents ainsi que ma petite famille, pour leur dévouement incommensurable, qui m'ont toujours soutenu et poussé à donner le meilleur de moi-même, malgré l'éloignement que cela a engendré.

المخلص

هذا العمل هو مخصص إلى مرحلة التشخيص عن الأسباب التي أدت إلى ظهور تشققات على سطح طريق بنيت حديثا، ومن ثما الى السماح لفهم الآلية التي تحكم هذه المعضلة. لقد بنيت الحالة المدروسة في شمال أفريقيا في منطقة تتميز بمناخ شبه قاحل مع استخدام هيكل "مزدوج" يحتوي على طبقة معالجة بالإسمنت. وفي هذا السياق، أجريت عدة اختبارات من بين ما: (1) جرد للأضرار التي وقعت، (2) اختبارات غير المتلفة، (3) اختبارات متلفة و(4) عدة اختبارات معملية مختلفة. وفي الوقت نفسه، القيام بالملاحظة على المدى الطويل لحركة الأرض والشقوق. لقد أظهرت النتائج أن الأسباب الرئيسية لتشقق السطح هو استخدام التربة الطينية في بناء جسم الردم والى تأثير مناخ المنطقة. وأدت هذه الظروف إلى ظهور الية محددة من انتفاخ-انكماش للردم، مما أدى إلى كسر طبقة الأساس المعالجة بالإسمنت، وبداية آلية التشقق المدروسة. نتائج هذه الدراسة تسمح أيضا لتقديم اقتراحات لتحسين المناطق المعيبة. في هذا الصدد قسم من هذا العمل موجه الى تقييم طريقة اصلاح التشققات عن طريق الحقن. الهدف الرئيسي هو استعادة السلامة الهيكلية لجسم الرصيف، وحماية المناطق المتضررة من تسربات المياه. وبالإضافة إلى ذلك، كان لوضع وتنفيذ طريقة عملية، بسيطة واقتصادية للترميم. في هذا السياق، تم إصلاح العديد من المناطق المتضررة باستخدام هذا الأسلوب. وقد هذه خضعت هذه المناطق للعديد من الاختبارات لتقييم فعالية العلاج بما في ذلك تنفيذ الملاحظات على المدى الطويل (ثلاث سنوات). وكذلك مقارنة النتائج مع طرق العلاج التقليدية الأخرى. النتائج بينت كذلك: (1) تحسين صلابة هيكل الطريق، (2) الربحية الإجمالية للعملية، و(3) تنفيذ بغاية البساطة حتى تحت الكثافة المرورية.

الكلمات المفتاحية

الهيكل المزدوجة. التشققات. آلية التشقق

Résumé

Ce travail est consacré à l'étape du diagnostic des causes de la fissuration d'une chaussée autoroutière nouvellement construite, et subséquemment à la compréhension du mécanisme régissant cette pathologie. Le cas d'étude a été construit dans des régions semi-arides au nord de l'équateur en Afrique du nord, avec l'emploi d'une structure de type « mixte », intégrant des matériaux traités aux liants hydrauliques. Dans ce but, plusieurs tests ont été effectués, parmi lesquels : 1) Un état des lieux des dégradations qui se sont survenues, 2) des tests non destructifs, 3) des travaux de carottage, et 4) divers essais au laboratoire. Parallèlement, des observations à long terme du mouvement du sol et des fissures ont été exécutées. Les résultats ont montré que les principales causes de la fissuration de surface sont l'emploi des sols argileux dans les travaux de remblai et l'influence du climat spécifique de la région. Ces conditions ont conduit à un cycle de gonflement-retrait non uniforme du sol de remblai, ce qui a entraîné à la rupture de la couche de fondation traitée, et le début d'un mécanisme de fissuration bien défini. Les résultats de cette enquête « *Forensic* » ont permis aussi de proposer des suggestions d'amélioration pour les zones défectueuses. En effet, une partie de ce travail est désignée à l'évaluation d'une nouvelle méthode d'injection de fissure. L'objectif principal est de rétablir l'intégrité structurelle du corps de chaussée, et de procéder à une étanchéisation des zones affectées afin d'empêcher l'infiltration d'eau. En plus, c'était pour mettre la mise en place d'un processus simple et économique de réparation. En ce sens, plusieurs zones dégradées ont été réparées avec l'emploi de cette méthode. Elles ont subi de nombreux tests pour évaluer l'efficacité du traitement y compris l'exécution d'observations à long terme (trois ans). Les résultats obtenus en comparaison avec d'autres méthodes classiques de traitement montrent : 1) une amélioration de la rigidité du corps de chaussée, 2) une rentabilité générale du processus, et 3) une simplicité d'exécution même sous le trafic.

MOTS CLES : chaussées mixtes ; fissuration ; mécanisme de fissuration

Abstract

Forensic investigations were conducted to identify the mechanism and causes of cracking of a newly constructed highway. The case study was built with a composite pavement system, and was located in the semi-arid regions north of the equator in Africa. During these investigations, several tests were performed, such as a visual survey of cracks, nondestructive tests and coring. Long-term observations of soil movements and crack growth were executed. The results showed that the main reasons for surface cracking were the use of clayey soils as filling material and the region's climate. Such conditions led to a cycle of nonuniform swelling-shrinkage of embankment soil which resulted in failure of the treated base and the beginning of a well-defined cracking mechanism. The results of this investigation will allow to propose suggestions for immediate improvement of the zone with most defects and to implement remedial solutions for other parts. For this reason, a part of the research will consider the evaluation of a crack injection method. The main issue of the procedure was to restore the structural integrity of affected areas, and closing cracks to prevent water ingress into pavement. On the other hand, it was to provide a simple and most economical process for repairing this kind of distress. A number of tests such as falling weight deflectometer (FWD) and coring samples were performed after the accomplishment of repair works in order to provide quality assurance of the injection filling of cracks. Furthermore, the repaired zones were monitored during three (03) years to verify the efficiency of the sealing, and results were compared with a various other treatment methods which were executed under the same environmental conditions. Investigation results showed practical effects for improvement of pavement layer stiffness, and a general profitability of the process even under traffic, without proceeding the closing of the highway.

KEYWORDS: Composite pavement; cracking; Cracking mechanism.

Liste des Tableaux

Tableau II- 1: Données du trafic de l'année d'ouverture à la circulation	46
Tableau II- 2: Récapitulatif de l'investigation géologique du tracé	56
Tableau II- 3: Classification des fissures	59
Tableau II- 4: Synthèse des résultats TSD	68
Tableau II- 5: Synthèse des mesures FWD	70
Tableau II- 6: Résultats d'essai de laboratoire sur carotte (couche bitumineuse de surface)	73
Tableau II- 7: Résultats d'essai de laboratoire sur carotte (couche de fondation traitée).....	75
Tableau III- 1: Type d'ajouts des ciments employés	79
Tableau III- 2: Différentes propriétés des ciments utilisés	79
Tableau III- 3 Caractéristiques des granulats (GTLH)	80
Tableau III- 4 Exigences normatives pour les granulats (XP P18 545).....	80
Tableau III- 5: Nature pétrographique des GNT utilisées.....	81
Tableau III- 6: Diverses propriétés des GNT utilisées.....	81
Tableau III- 7: Formulations des MGTLH	83
Tableau III- 8: Résistance en compression des mélanges étudiés	89
Tableau III- 9: Module de déformation des mélanges étudiés	90
Tableau III- 10: résistance en traction	92
Tableau III- 11: Capacité de déformation des mélanges étudiés	94
Tableau III- 12: Valeur du retrait total à 28 jours	97
Tableau IV- 1: Résultats d'essais d'identification des sols dans les sites fissurés.....	114
Tableau IV- 2 Modèles pour l'estimation indirecte des paramètres de gonflement	119
Tableau IV- 3 : Calcul des paramètres de gonflement.....	120
Tableau IV- 4: Caractéristiques de l'argile du remblai et de la 1ère couche du sol support	126
Tableau IV- 5: Résultats des essais œdométriques	128
Tableau IV- 6: Les paramètres de gonflement	129
Tableau V- 1: Description du support d'essai pour travaux d'injection	140
Tableau V- 2: Description du support d'essai pour travaux d'injection	141
Tableau V- 3: Quelques caractéristiques du Mortier Master-flow 190 avec 30% eau	145
Tableau V- 4: Quelques caractéristiques de la centrale d'injection	146
Tableau V- 5: Mesures FWD des sites réparés.....	152
Tableau V- 6: Observation de l'évolution des fissures dans les zones réparées	154

Liste des Figures

Figure I- 1: Structure multicouches d'une chaussée.....	7
Figure I- 2: Les familles de structures de chaussée [LCPC-SETRA, 1998]	9
Figure I- 3: Exemple de carottage et forage dans une chaussée	17
Figure I- 4: Les six classes des fissures	18
Figure I- 5: Mesure de l'ouverture des fissures [MIL, 2014].....	19
Figure I- 6: Fiche signalétique de fissuration [MIL, 2014].....	19
Figure I- 7: Mécanisme de la fissuration réfléctive [NUN, 1989].....	21
Figure I- 8: Modes de rupture associées à la fissuration réfléctive [ALQ, 2003]	22
Figure I- 9: Contrainte développée due au changement de température [MUK, 1996].....	24
Figure I- 10: Evolution des fissures dues aux forces de soulèvement [KOH, 2000].....	24
Figure I- 11: Mécanisme de la fissuration descendante d'après Baek [BAE, 2010]	27
Figure I- 12 : Mécanisme d'apparition de fissures dues à la déformation du sol [ZOR, 2010]	29
Figure I- 13: Initiation des fissures dues au retrait du sol [WAN, 2010]	30
Figure I- 14: Relation conceptuelle du PMS [MAD, 2006]	32
Figure I- 15: Les Systèmes d'information géographiques	33
Figure I- 16: Exemple d'utilisation des SIG dans les PMS [PAR, 2005]	34
Figure I- 17: Mise en place de géo-grilles et treillis soudés pour prévenir la fissuration	36
Figure I- 18: Diverses méthodes de maintenance et entretien des chaussées.....	37
Figure II- 1: Carte de l'autoroute A1« Est-Ouest »	42
Figure II- 2: Le tronçon Est (399 km)	42
Figure II- 3: Variantes du corps de chaussée	43
Figure II- 4: La zone d'étude	44
Figure II- 5: Moyens communs de production et données des sections	44
Figure II- 6: Comptage manuel (a) et automatique (b)	45
Figure II- 7: Variation horaire du trafic	46
Figure II- 8: Répartition du pourcentage des véhicules par voie de circulation	47
Figure II- 9: Evolution prévisionnelle du trafic pendant le cycle de vie [APD, 2007]	48
Figure II- 10: Les domaines bioclimatiques de L'Est Algérien [BNE, 2007]	49
Figure II- 11: Variation de la température moyenne	50
Figure II- 12: Les amplitudes thermiques mensuelles du cas d'étude	51
Figure II- 13: Fluctuation journalière de température : cas section 10 (Sétif)	52
Figure II- 14: Fluctuation journalière de température : cas section 9 (Mila)	53

Figure II- 15: Fluctuation journalière de température : cas section 8 (Constantine)	53
Figure II- 16: La carte géologique de l'est Algérien	54
Figure II- 17: Géologie section10	55
Figure II- 18: Géologie (Section 8)	55
Figure II- 19: Méthodologie de l'étape diagnostic	57
Figure II- 20: Les dégradations apparues dans le tronçon étudié	58
Figure II- 21: Répartition de la fissuration longitudinale (03 voies)	60
Figure II- 22: Répartition de la fissuration transversale (03 voies)	60
Figure II- 23: Variation de l'indice IRI de la chaussée diagnostiquée (voie de droite)	61
Figure II- 24: Relation entre trafic lourd (MJA) et fissuration longitudinale	62
Figure II- 25: Evolution de la fissuration longitudinale	64
Figure II- 26: Evolution de la fissuration transversale	64
Figure II- 27: Mesure capacité portance avec : TSD (a, b) et FWD (photo c)	65
Figure II- 28: L'écran de bord	66
Figure II- 29: Résultats de mesures TSD	68
Figure II- 30: Valeurs des modules réversibles pour le site n°01	70
Figure II- 31: Valeurs des modules réversibles pour le site n°03	70
Figure II- 32: Travaux de carottage	72
Figure II- 33: Essais au laboratoire sur carotte (couche de fondation)	75
Figure III- 1: Démarche adoptée.....	78
Figure III- 2: L'analyse granulométrique des GNT utilisées	82
Figure III- 3: Code ou catégorie des GNT utilisées (XP18-545).....	82
Figure III- 4: Etude de compactage (pourcentage ciment =2.5%).....	85
Figure III- 5: Etude de compactage (pourcentage ciment =3.5%).....	86
Figure III- 6: Etude de compactage (pourcentage ciment =4.5%).....	86
Figure III- 7: Confection des éprouvettes et méthode de cure	87
Figure III- 8: Détermination du module de déformation.....	88
Figure III- 9: Résistance en compression des mélanges	89
Figure III- 10: Module de déformation des mélanges.....	90
Figure III- 11: Détermination du module de déformation.....	91
Figure III- 12: Résistance en traction des mélanges	92
Figure III- 13: Résistance à la fissuration et capacité de déformation [BON, 2004]	93
Figure III- 14: Courbes charge-déplacement en compression des mélanges étudiés.....	94
Figure III- 15: Courbes charge-déplacement en traction des mélanges étudiés	95
Figure III- 16: Eprouvettes et dispositif de mesure	96
Figure III- 17: Dispositif de fissuration pour béton (d'après [TUR, 2004])	98

Figure III- 18: Classification des mélanges MGTLH avec 2.5% de ciment	99
Figure III- 19: Classification des mélanges MGTLH avec 3.5% de ciment	99
Figure III- 20: Classification des mélanges MGTLH avec 4.5% de ciment	100
Figure III- 21: Géométrie d'une planche de référence.....	101
Figure III- 22: Mise en œuvre des planches de références.....	101
Figure III- 23: Travaux de contrôle supplémentaires	102
Figure III- 24: Mesure de la fissuration dans une planche de référence	102
Figure III- 25: Effet du pourcentage de ciment sur la fissuration des MGTLH	103
Figure III- 26: Effet de la nature du ciment sur la fissuration (pourcentage =3.80%)	104
Figure III- 27: Evolution de la fissuration des mélanges étudiés	105
Figure III- 28: Influence du rapport Eau/ciment (cas du Mélange M4).....	106
Figure III- 29: Relation entre l'indice de fissuration MGTLH et la fissuration de surface ..	107
Figure IV- 1: Cartographie géologique des parties traversées par le cas d'étude	112
Figure IV- 2: Abaque de plasticité de Casagrande pour les sols des zones fissurées	114
Figure IV- 3: Identification du potentiel de gonflement des sols dans les zones fissurées	117
Figure IV- 4: relation entre surface fissurée et indice de plasticité du sol de remblai	121
Figure IV- 5: Effet de la hauteur du remblai sur la fissuration	122
Figure IV- 6: Plan du remblai d'étude	123
Figure IV- 7: Installation des équipements sur site	124
Figure IV- 8: Analyse granulométrique des sols étudiés	126
Figure IV- 9 : Classification et potentiel de gonflement des sols étudiés	127
Figure IV- 10: Courbe de compressibilité du sol support (1ère couche)	128
Figure IV- 11: Courbe de consolidation du sol support (1ère couche)	128
Figure IV- 12 : Détermination de Cg- sol argileux de remblai	130
Figure IV- 13: Courbe de gonflement libre du sol argileux de remblai	130
Figure IV- 14: Observation de la cinétique des mouvements sol-fissuration en fonction des fluctuations climatique (une année)	132
Figure IV- 15: Variation dimensionnelle du profil en travers	133
Figure IV- 16: le dessèchement du bord de la chaussée	134
Figure IV- 17: Le mécanisme de dégradation de la chaussée mixte étudiée (gonflement)	136
Figure IV- 18: Le mécanisme de dégradation de la chaussée mixte étudiée (retrait)	137
Figure V- 1: Le support d'essai pour travaux d'injection	141
Figure V- 2: Carottage avant travaux d'injection.	142
Figure V- 3: Préparation du support avant injection	143
Figure V- 4: Pompe type MG-10 employée pour les travaux d'injection	146

Figure V- 5: Caractéristiques du Géo-synthétique utilisé type PGM-G 100/100	147
Figure V- 6: Le Géo-synthétique utilisé type PGM-G 100/100	147
Figure V- 7: Travaux d'injection dans le cas de la précontrainte	148
Figure V- 8: Description du principe du procédé	148
Figure V- 9: Photos du processus des travaux	150
Figure V- 10: Réalisation sur site	150
Figure V- 11: Le produit d'injection sort du prochain tube	151
Figure V- 12: Module résilient des couches avant et après travaux d'injection	152
Figure V- 13: Carottage après injection	153
Figure V- 14: Efficacité du traitement	156
Figure V- 15: Le coût effectif de maintenance pour différentes méthodes	157

Liste des symboles usuels

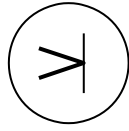
E_c	MPa	Le module de déformation
F_r	N	La force maximale de compression
F	N	Charge maximale de compression diamétrale
H	mm	Longueur
D	mm	Le diamètre de l'éprouvette
ε_3	%	La déformation du spécimen
R_t	MPa	Résistance en traction indirecte
R_{it}	MPa	Résistance en traction indirecte
M	g	Masse du matériau théorique
ρ_d	g/cm ³	Masse volumique sèche maximale
V	cm ³	Volume du moule CBR
W_{opt}	%	Teneur en eau optimale
WL	%	Limite de liquidité
W_n	%	Teneur en eau naturel
W_i	%	Teneur en eau initiale
W_p	%	Limite de plasticité
ΔL_{pic}	mm	L'allongement au Pic
I_p	%	Indice de plasticité
I_c	%	Indice de consistance
I_r	%	Indice de retrait
e		Indice des vides
e_0		Indice de vide initial
C'	KPa	Cohésion effective
C_c		Indice de compression
C_v	m ² /s	Indice de consolidation
E_{oed}	MPa	Module œdométrique
ε_s	%	Amplitude de gonflement
P_s	Kpa	Pression de gonflement
Z	m	Hauteur de la couche

Table Des Matières

Liste des Tableaux.....	v
Liste des Figures.....	vi
Liste des symboles usuels.....	x
Introduction générale.....	1
PARTIE A : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE.....	5
Chapitre I	Problématique de la fissuration..... 6
I.1 Généralités sur les chaussées.....	6
I.1.1 Définition.....	7
I.1.2 Description fonctionnelle des couches de chaussée.....	7
I.1.3 Classement des structures de chaussée.....	8
I.2 Principe et fonctionnement des Mécanismes de dégradation.....	10
I.3 Les dégradations conventionnelles d'une chaussée.....	11
I.3.1 Présentation des familles de défauts.....	11
I.3.1.1 Les déformations :.....	11
I.3.1.2 Les fissures :.....	12
I.3.1.3 Les arrachements :.....	12
I.3.1.4 Les mouvements de matériaux :.....	12
I.3.2 Evaluation des défauts.....	12
I.3.3 Présentation des familles de causes.....	13
I.3.3.1 Enrobés bitumineux.....	14
I.3.3.2 Structure de chaussée.....	14
I.3.3.3 Drainage.....	14
I.3.3.4 Sol support.....	15
I.3.3.5 Malfaçons d'exécution.....	15
I.3.4 Groupes d'essais à réaliser dans le diagnostic d'une chaussée.....	15
I.3.4.1 Le relevé visuel.....	15
I.3.4.2 Historique du tronçon.....	16
I.3.4.3 Estimation du trafic.....	16
I.3.4.4 Les essais non destructifs.....	16
I.3.4.5 Carottage de la chaussée.....	17
I.3.4.6 Essais du laboratoire des chaussées.....	17
I.3.4.7 Forage des couches de sols.....	17
I.4 La fissuration de surface dans les chaussées mixtes.....	18
I.4.1 Classification des fissures.....	18
I.4.2 Evaluation de la sévérité de fissuration.....	19
I.4.3 Causes de la fissuration dans les structures mixtes.....	20
I.5 Les mécanismes de fissuration dans les chaussées mixtes.....	21
I.5.1 La fissuration réfléctive.....	21
I.5.1.1 L'évolution de la fissuration réfléctive :.....	21
I.5.1.2 Les Charges provoquant la fissuration réfléctive :.....	23
I.5.1.3 Les modèles de la fissuration réfléctive :.....	25
I.5.2 La fissuration descendante « Top-down cracking » (TDC).....	25
I.5.2.1 Revue de littérature sur la fissuration descendante.....	25
I.5.2.2 Schéma général sur le mécanisme de fissuration descendante :.....	27
I.5.3 Les mécanismes liés à la déformation du sol.....	28
I.6 La prédiction de la fissuration.....	31
I.6.1 Les systèmes de gestion des chaussées « PMS ».....	31
I.6.2 Les modèles mécanistiques empiriques.....	32
I.6.3 Les systèmes d'information géographique dans les PMS.....	33
I.7 Le traitement de la fissuration.....	34
I.7.1 Les solutions de prévention.....	35
I.7.2 Les solutions de maintenance et réhabilitation.....	36
I.8 Synthèse de la revue bibliographique.....	38
PARTIE B : LA COMPREHENSION DU MECANISME DE FISSURATION.....	40
Chapitre II	Diagnostic d'un cas d'étude..... 41
II.1 Présentation du cas d'étude.....	42
II.1.1 L'autoroute A1 Est-Ouest.....	42
II.1.2 L'incorporation des matériaux traités dans l'Autoroute A1.....	42
II.1.3 Justifications pour le choix de l'option chaussée mixte.....	43
II.2 Présentation de la zone d'étude.....	44
II.2.1 Condition du trafic.....	45
II.2.1.1 Résultats des mesures du trafic.....	45

II.2.1.2	Variation horaire	46
II.2.1.3	Répartition du trafic sur les voies de la chaussée	47
II.2.1.4	Evolution prévisionnelle du trafic	48
II.2.2	Contexte climatique de la région	49
II.2.2.1	Variation de température et de pluviométrie dans la zone d'étude	50
II.2.2.2	Le cycle gel-dégel	52
II.2.3	Considérations géologiques	54
II.2.3.1	Aspect géologique	54
II.2.3.2	Récapitulatif de l'investigation géologique	56
II.3	Méthodologie de l'étape diagnostic	57
II.4	Evaluation fonctionnelle du cas d'étude	58
II.4.1	Visite du terrain	58
II.4.2	Relevé physique des fissures	59
II.4.3	Qualité du roulement	61
II.4.4	Influence du trafic	62
II.4.5	Evolution de la fissuration	63
II.5	Evaluation structurelle du cas d'étude	65
II.5.1	Les techniques utilisées	65
II.5.2	Estimation de la capacité portante	67
II.5.2.1	Résultats des mesures TSD	67
II.5.2.2	Résultats des mesures FWD	69
II.5.2.3	Les travaux de carottage	71
II.6	Les essais au laboratoire	73
II.6.1	Essais sur carottes de la couche bitumineuse	73
II.6.2	Essais sur carottes de la couche de fondation traitée	74
II.7	Conclusion	76
Chapitre III	<i>L'influence de la couche traitée</i>	77
III.1	Démarche adoptée	78
III.2	Identification des matériaux utilisés	79
III.2.1	Les ciments	79
III.2.2	Critères d'acceptation des granulats	80
III.2.3	Les granulats	81
III.2.4	L'eau	82
III.3	Etude de formulation des MGTLH	83
III.4	Cadre normatif du plan expérimental	84
III.5	L'étude Proctor	85
III.6	Les essais mécaniques	87
III.6.1	Type d'éprouvettes utilisées	87
III.6.2	Déroulement des essais de compression simple	88
III.6.3	La résistance en compression	89
III.6.4	Le Module d'élasticité en compression	90
III.6.5	Les Essais de traction indirecte	91
III.6.6	La résistance en traction	92
III.6.7	La capacité de déformation avant la macro-fissuration	93
III.7	Mesure du retrait total des MGTLH	95
III.7.1	Dispositif de mesure	96
III.7.2	Résultats des mesures	96
III.8	Mesure in situ de la fissuration des MGTLH	98
III.8.1	Tentatives pour mesurer la fissuration en laboratoire	98
III.8.2	Conditions d'emploi des MGTLH en techniques routières	98
III.8.3	Mesures de la fissuration in situ	100
III.8.4	Plan d'observation et contrôle	101
III.8.5	Interprétation des résultats d'observations	102
III.8.5.1	Influence du pourcentage de ciment	102
III.8.5.2	Influence de la nature de ciment	104
III.8.5.3	Influence du type de granulat sur la fissuration des MGTLH	105
III.8.5.4	Variation de l'indice de fissuration avec le rapport « E/C »	106
III.8.5.5	Corrélation entre fissuration des MGTLH et fissuration de surface	107
III.9	Conclusion Partielle	108
Chapitre IV	<i>L'action du sol</i>	110
IV.1	Influence de la géologie sur la fissuration	111
IV.2	Paramètres géotechniques affectant la fissuration	113
IV.2.1	Le programme d'essais d'identification	113
IV.2.2	Résultats d'essais d'identification	113
IV.2.3	Susceptibilité au gonflement des sols étudiés	115

IV.2.4	Détermination du potentiel de gonflement des sols étudiés	116
IV.2.5	Tentative d'estimation Indirecte des paramètres de gonflement.....	117
IV.2.6	Corrélation entre l'indice de plasticité et la fissuration de surface.....	121
IV.2.7	Effet de la hauteur des remblais sur la fissuration	122
IV.3	Observation de la cinétique des mouvements sol-fissuration	123
IV.3.1	Présentation du remblai expérimental	123
IV.3.2	Instrumentation de mesure	124
IV.3.3	Identification préliminaire des matériaux du remblai et sol support.....	125
IV.3.3.1	Caractéristiques de compressibilité et de consolidation	127
IV.3.3.2	Estimation directe du potentiel de gonflement	129
IV.3.4	Résultats des mesures d'observation in situ	131
IV.3.5	Le dessèchement du bord de la chaussée.....	133
IV.3.6	Variation dimensionnelle du profil en long	134
IV.4	Conclusion Partielle.....	135
IV.5	Conclusion de partie B	136
<i>PARTIE C : LE TRAITEMENT DES FISSURES.....</i>		<i>138</i>
<i>Chapitre V</i>		<i>Le procédé d'injection..... 139</i>
V.1	Description du support d'essais	140
V.2	Relevé des dégradations dans les zones à réparer	141
V.3	Carottage au niveau des zones à réparer	142
V.4	Modes opératoires des travaux d'injection	143
V.5	Matériaux d'injection	144
V.5.1	Critères de choix (cadre normatif).....	144
V.5.2	Sélection du produit d'injection.....	145
V.5.3	Equipements	145
V.5.4	Le géo-synthétique anti-remontée de fissure	147
V.6	Mise en œuvre du procédé d'injection	148
V.6.1	Principe général	148
V.6.2	Processus d'injection	149
V.7	Résultats et performances	151
V.7.1	Aspect fonctionnel.....	151
V.7.2	Evaluation structurelle	151
V.7.3	Autres travaux de carottage	153
V.7.4	Evaluation à long terme	154
V.7.5	Efficacité du traitement	155
V.7.6	Rentabilité du traitement	156
V.8	Conclusion- partie C.....	158
<i>Conclusion générale</i>		<i>160</i>
<i>Perspectives.....</i>		<i>163</i>
<i>Perspectives de modélisation :.....</i>		<i>163</i>
<i>Perspectives de mise en place de système expert de gestion :.....</i>		<i>164</i>
<i>Bibliographie</i>		<i>163</i>
<i>Annexes.....</i>		<i>163</i>
<i>Annexe A : Exemple fiche signalétique de fissuration de surface</i>		<i>183</i>
<i>Annexe B : Exemple fiche signalétique fissuration des MGT LH</i>		<i>184</i>
<i>Annexe C : Sondage Carotté LR53i</i>		<i>185</i>
<i>Annexe D : Fiche technique produits utilisés dans l'injection</i>		<i>187</i>
<i>Le produit d'injection Master-Flow 190</i>		<i>187</i>
<i>Geotextile anti-remontée de fissuration</i>		<i>189</i>



INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Depuis l'indépendance, l'Algérie a mis en place plusieurs politiques d'aménagement des territoires et de développement des voies de communication. Le financement a été exclusivement basé sur les recettes du secteur pétrolier et sur l'emploi exhaustif des matériaux hydrocarbonés issus de cette industrie. Ceci en dépit des prix élevés de production et d'application, et de la pollution générée par de telles activités, pouvant même exposer les opérateurs à des agents chimiques dangereux. Pendant ce temps, les pays occidentaux, au lieu d'adopter ce concept classique du « tout noir », se sont penchés sur l'optimisation et le développement de corps de chaussée, surtout ceux incorporant des matériaux traités aux liants hydrauliques « MGTLH ». Ces structures sont caractérisées par de bonnes caractéristiques de résistance, un faible coût, une moindre pollution, ce qui leur a permis de mettre en œuvre plus de route et d'autoroute.

D'autres part, le concept du développement durable adopté au « sommet de la terre de L'ONU », tenu à Rio en 1992 est défini comme : « la capacité de satisfaire nos besoins sans compromettre l'aptitude des générations futures à couvrir leurs propres besoins avec un minimum de changement ». Dans cet esprit, l'emploi des matériaux locaux, tel que granulats calcaires avec ajout de ciment, produits localement devient une alternative.

L'incorporation des « MGTLH » dans les techniques routières, daterait de 1908, lorsque J.H Aimes a enregistré son brevet relatif au procédé de stabilisation des sols. Depuis lors, les « MGTLH » sont fréquemment utilisés pour réaliser les couches de base et de fondation. Ces types de chaussée sont généralement appelées chaussées semi-rigides. La couche de roulement est composée d'un revêtement bitumineux, elle repose sur une assise traitée au liant hydraulique dont l'épaisseur totale est d'environ 20 à 50 cm. Le recours à cette technique augmente significativement la résistance et la durabilité du matériau granulaire marginal et participe d'une façon accrue à une véritable contribution structurale, économique et écologique au profit de la chaussée en général, et plus particulièrement pour les chaussées fortement circulées.

D'autres parts, bien que ce type d'incorporation (chaussée semi-rigide) permette de répartir les efforts verticaux et ainsi de ne pas affecter le sol support, il en résulte, un manque d'adhérence entre les différentes couches, ce qui entraîne des contraintes de traction en par-

ties basses de chacune d'entre elles. De plus, les couches traitées sont sujet au retrait thermique et de prise qui créent des fissures. Celle-ci remontent en surface jusqu'à la couche de roulement. Elles sont accentuées par les passages répétés des charges roulantes et les chargements thermiques, résultants des écarts de température. Les conséquences sont une perte d'étanchéité qui peut conduire à une altération du support avec des déformations et une perte de portance.

L'ensemble des constatations réalisées sur ce type de chaussée, des études de simulation effectuées en laboratoire et des études de modélisation confirment le caractère inéluctable de la fissuration de retrait et de sa remontée. On ne peut espérer supprimer le phénomène dans le contexte climatique méditerranéen, dès lors que l'on recherche les résistances et les modules de déformation figurant dans les directives ou les recommandations concernant ces matériaux. Toutefois, l'emploi de ce type de chaussée semi-rigide dans les structures routières est généralement associé à des procédés ayant pour but de limiter ou retarder ce problème, tel que la pré-fissuration permettant de contrôler et limiter la fissuration, ou des techniques de maintenance tel que la mise en place d'un géotextile pour freiner la remontée des fissures.

Il existe aussi d'autres solutions pour retarder cette remontée de fissuration, parmi lesquelles le choix d'une structure de chaussée mixte. Dans ce cas-là, la couche de roulement et la couche de base (10 à 20 cm) sont en matériau bitumineux. La couche de fondation est en matériau traité aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). L'épaisseur des matériaux bitumineux doit être la moitié de l'épaisseur totale de la chaussée. Ce type de structure permet, de par la rigidité de la couche de fondation traitée, de diffuser les efforts du trafic et de les répartir dans le sol support. Les couches bitumineuses assurent l'uni du roulement et ralentissent, grâce à leurs relatives souplesses et à leurs épaisseurs, les remontées de fissures.

Dans ce cadre, ce type de chaussée mixte a été adopté lors de la réalisation de l'autoroute EST-OUEST (1216 Km) entre 2009 et 2014, dans son tronçon Est, sur un linéaire de 399 km entre Bordj Bou Arreridj et la frontière tunisienne. Malheureusement en 2011, et juste une année après la mise en circulation du tronçon Sétif-Constantine, les premières fissures sont déjà apparues en surface de la route contrairement aux objectifs espérés. Cette problématique peut être reformulée en une question principale et plusieurs secondaires :

- *La question principale* : Quelle est le mécanisme qui régit l'apparition et la remontée des fissures dans une structure mixte semblable à celle de l'autoroute Est/Ouest Tronçon Est ?
- *Les questions secondaires* : 1) Quelles sont les causes de l'apparition prématurée des fissures dans ces chaussées mixtes ? 2) Quelle est le rôle de la couche de fondation traitée sur l'évolution de la fissuration ? 3) Quelle est l'action du sol support et autres conditions envi-

ronnementales dans ce mécanisme de fissuration ? 4) Existe-il des solutions pour maintenir et réparer ce genre de chaussées dégradées ?

Donc, la présente étude a pour objectifs : 1) d'identifier les causes d'apparition des fissures à la surface de la chaussée à travers une étude « *Forensic*¹ », 2) de proposer une meilleure compréhension du mécanisme régissant cette apparition et/ou remontée, et surtout 3) de vérifier l'hypothèse selon laquelle les conditions environnementales sont à l'origine de cette dégradation prématurée. Une fois parvenu à ce stade de connaissance, il serait judicieux de proposer une méthode pratique pour maintenir et/ou réparer ce genre de structure routière.

Pour arriver à ces objectifs, il faut mettre en évidence tous les paramètres susceptibles de provoquer cette pathologie, à commencer par les conditions environnementales qui englobent les sollicitations majeures de trafic et de climat. Il faut aussi prendre en compte la conception du corps de chaussée, la géométrie de la route, les paramètres géotechniques du tracé, la géologie de la région, et les défauts de construction. Ces travaux devront être réalisés en prenant en compte les conditions locales algériennes, en prenant comme cas d'étude un tronçon d'autoroute Est-Ouest entre la Wilaya de Sétif et la Wilaya de Constantine (107 km).

Ainsi le mémoire s'articule en trois parties qui suivent la méthodologie adoptée pour répondre aux questionnements. La première est consacrée à la présentation de la problématique « fissuration ». La deuxième partie est réservée à la phase diagnostic et la troisième à la phase traitement des fissures.

La partie A fournit un état de l'art assez complet sur le problème étudié. Elle est composée d'un seul chapitre (chapitre I) qui présente un aperçu général sur les chaussées et les principales dégradations qui peuvent les toucher, plus particulièrement le phénomène de fissuration.

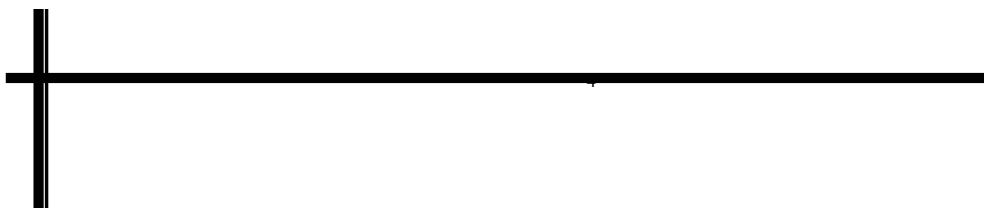
Ce chapitre abordera aussi les études menées à travers le monde pour identifier et/ou comprendre le mécanisme régissant l'apparition de la fissuration dans les chaussées à structures traitées aux liants hydrauliques. Il met l'accent sur la nécessité du traitement et présentera ainsi un recensement des méthodes de prévention et des solutions de maintenance concernant cette pathologie.

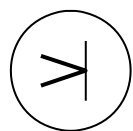
I : Un adj. anglais qui signifie enquête médico-légale. Dans notre cas, il désigne : appliquer une démarche scientifique et des méthodes techniques dans l'étude des traces qui aident à se déterminer sur les causes et les circonstances des défauts.

La partie B est réservée à la phase diagnostic afin d'appréhender et comprendre le mécanisme de la fissuration dans les structures mixtes. Cette partie est composée en trois chapitres. Le chapitre II a pour but de réaliser un diagnostic d'une chaussée à structure mixte (l'autoroute Est-Ouest, tronçon Sétif-Constantine). Cette étape comportera une évaluation fonctionnelle et structurelle, dans l'optique d'identifier les causes et facteurs régissant l'apparition des fissures. Dans le chapitre III, on va analyser l'influence de la couche traitée sur l'apparition de la fissuration de surface. Ceci permettra de mettre en évidence l'importance du choix des paramètres de formulation et des caractéristiques intrinsèques de constituants sur l'intensité des variations dimensionnelles de retrait et surtout la sensibilité à la fissuration. Ceci nous aidera à trouver un lien direct entre ces caractéristiques et la sévérité de la fissuration de surface. Le chapitre IV a pour but de détecter une possible action et/ou influence du sol support sur ce processus de dégradation. Dans cette partie, on analysera les effets du sol de remblai ainsi celui du sol support sur l'évolution de la fissuration de surface, à travers une étude géologique et géotechnique sous un contexte climatique local. En guise de bilan général de cette analyse « *Forensic* » de l'ouvrage étudié, nous proposons un schéma général de mécanisme de fissuration pour chaussée mixte.

La dernière partie C est composée d'un seul chapitre (chapitre V). Il sera consacré à la proposition et à l'analyse d'une nouvelle méthode de traitement dans le cas des structures mixtes. Un procédé innovant d'injection a été en effet mis en place et expérimenté sur ce site.

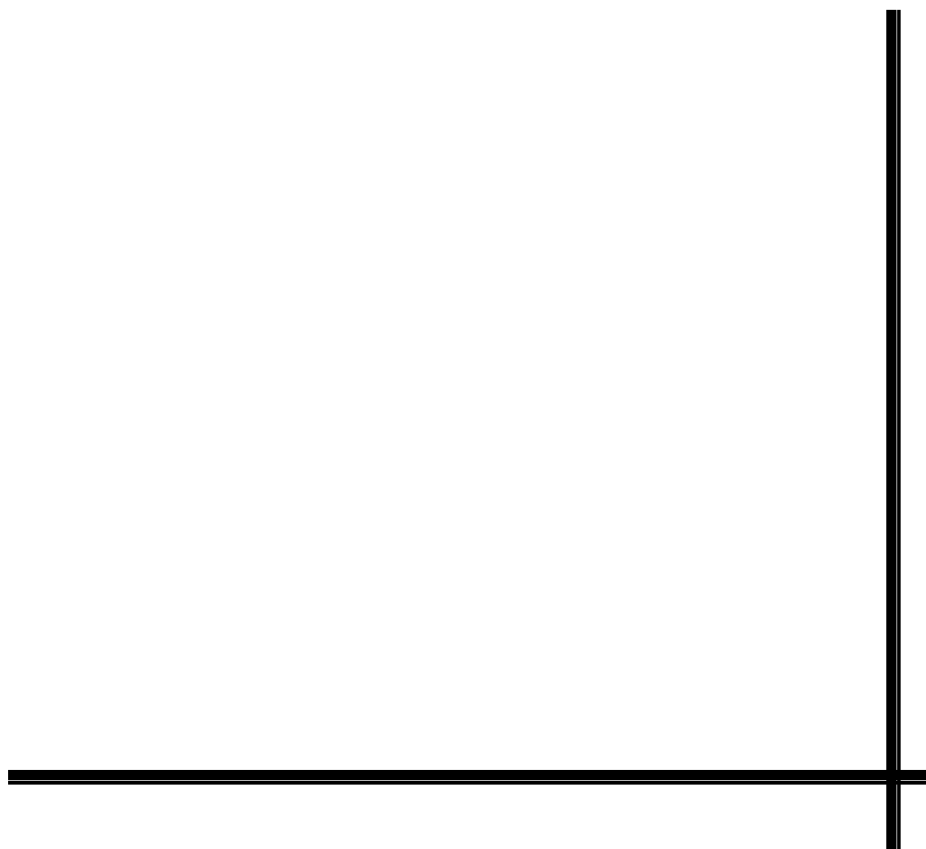
Enfin, au terme de cette recherche des conclusions seront tirées et quelques perspectives du futur travail seront dressées.





PARTIE A

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE



Chapitre I

Problématique de la fissuration

Plusieurs études ont été trouvées dans la littérature ayant pour but de dénouer la problématique de la fissuration. La quasi-totalité s'intéresse à l'identification et à la compréhension du mécanisme régissant cette pathologie, notamment dans le cas des chaussées à structure traitée. Les objectifs principaux sont : 1) essayer d'éliminer cette pathologie, ou 2) à la limite de retarder son occurrence. D'autres études cherchent à prédire correctement son apparition à la surface de la chaussée pour minimiser ses conséquences négatives, et surtout pour optimiser les programmes de maintenance. Dans ce contexte, nous commençons par donner quelques généralités sur les chaussées, les mécanismes généraux de dégradation, les familles des défauts, les familles des causes, et les principaux groupes d'essais à réaliser. Après, nous détaillerons l'analyse du phénomène de fissuration dans les chaussées mixtes, ses origines, ses conséquences négatives, ainsi que les principaux mécanismes régissant son apparition. Nous donnerons aussi un aperçu sur les travaux de modélisation et outils de prédiction. Nous terminerons par le recensement des méthodes courantes de traitement.

SOMMAIRE

I.1	Généralités sur les chaussées	6
I.1.1	Définition	7
I.1.2	Description fonctionnelle des couches de chaussée.....	7
I.1.3	Classement des structures de chaussée.....	8
I.2	Principe et fonctionnement des Mécanismes de dégradation	10
I.3	Les dégradations conventionnelles d'une chaussée	11
I.3.1	Présentation des familles de défauts	11
I.3.2	Evaluation des défauts	12
I.3.3	Présentation des familles de causes	13
I.3.4	Groupes d'essais à réaliser dans le diagnostic d'une chaussée.....	15
I.4	La fissuration de surface dans les chaussées mixtes	18
I.4.1	Classification des fissures	18
I.4.2	Evaluation de la sévérité de fissuration.....	19
I.4.3	Causes de la fissuration dans les structures mixtes.....	20
I.5	Les mécanismes de fissuration dans les chaussées mixtes	21
I.5.1	La fissuration réfléchive	21
I.5.2	La fissuration descendante « Top-down cracking » (TDC).....	25
I.5.3	Les mécanismes liés à la déformation du sol.....	28
I.6	La prédiction de la fissuration	31
I.6.1	Les systèmes de gestion des chaussées « PMS »	31
I.6.2	Les modèles mécanistiques empiriques.....	32
I.6.3	Les systèmes d'information géographique dans les PMS	33
I.7	Le traitement de la fissuration	34
I.7.1	Les solutions de prévention.....	35
I.7.2	Les solutions de maintenance et réhabilitation.....	36
I.8	Synthèse de la revue bibliographique	38

I.1 Généralités sur les chaussées

I.1.1 Définition

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches (Figure I-1) mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée, constituée du sol terrassé (dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme [LCPC-SETRA, 1998].

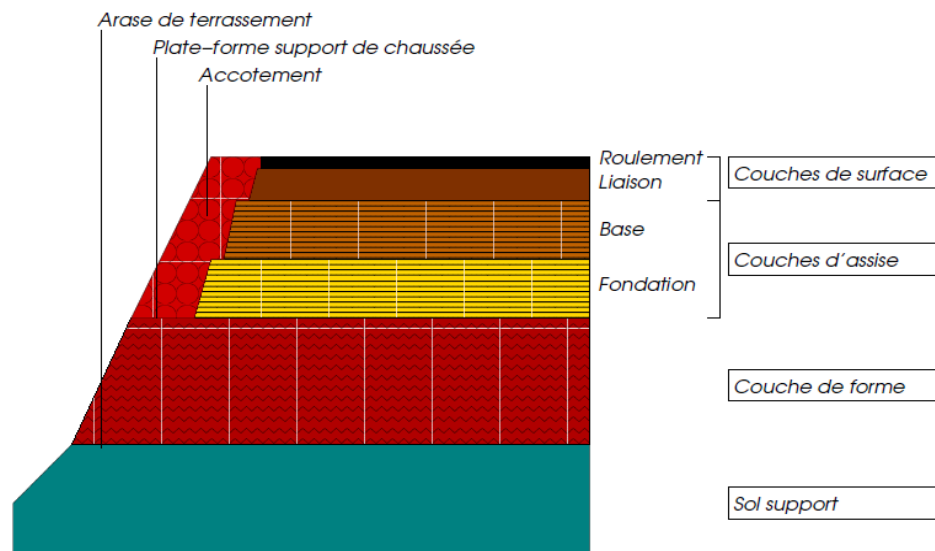


Figure I- 1: Structure multicouches d'une chaussée

I.1.2 Description fonctionnelle des couches de chaussée

Dans une structure de chaussée, on rencontre en général les couches suivantes :

- **Couche de Forme** : est une structure plus ou moins complexe permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place, aux caractéristiques mécaniques, géométriques, hydrauliques et thermiques prises comme hypothèses dans la conception de la chaussée [GTR, 2000].
- **Couches d'assises** : sont constituées de deux couches, la couche de fondation surmontée de la couche de base. Ces couches en matériaux élaborés (le plus souvent liés pour les chaussées à trafic élevé) apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles [LCPC-SETRA, 1994].
- **Couche de surface** : constituée d'une couche de roulement, qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, et le cas échéant d'une couche de liaison, entre les couches d'assise et la couche de roulement. La couche de surface contribue à la pérennité de la structure de chaussée en particulier par la fonction d'étanchéité vis-à-vis de l'assise [LCPC-SETRA, 1994].

I.1.3 Classement des structures de chaussée

Selon leurs compositions les structures de chaussée sont classées en six familles [SE-TRA-LCPC, 1998]. On distingue :

1) Les chaussées bitumineuses épaisses qui se composent d'une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrocarbonés (Figure I-2a).

2) Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques qui comprennent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques (Figure I-2b). Les matériaux retenus sont les graves-ciment (GC), grave liants hydraulique (GLR), grave laitier (GL), grave cendre volante (GCV) et grave cendre hydraulique (GCH).

3) Les chaussées à structures mixtes, objet de notre étude. Elles comportent une couche de surface et une couche de base en matériaux bitumineux sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydraulique (Figure I-2c). De plus, le rapport de l'épaisseur des matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée est de 0,5 . Les matériaux retenus en couche de fondation sont ceux des assises traités aux liants hydraulique, tandis que le matériau retenu pour la couche de base est la grave bitume de classe 3 (GB3), car elle présente une bonne résistance à la fatigue et une bonne résistance vis-à-vis de la propagation des fissures de retrait.

4) Les chaussées en béton de ciment, dans lesquelles la couche de béton de ciment, servira aussi comme couche de roulement. Celle-ci repose soit sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton maigre, soit sur une couche drainante en matériaux granulaire (« dalle épaisse»), soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydraulique (Figure I-2d). Les matériaux retenus pour la couche de base-roulement sont : le béton armé continu (BAC) avec des fers ronds, ou un béton de ciment de classe 5 goujonnée pour les trafics supérieurs, et pour la couche de fondation : un béton maigre de classe 2 (BC2), une couche de 5 cm en enrobés, une grave-ciment de classe G3 ou une couche drainante en grave non traitée.

5) Les chaussées à structure souple qui comportent une couverture bitumineuse relativement mince, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités (Figure I-2e). Les matériaux utilisés pour la couche de base sont une grave bitume (GB3) ou une grave non traité (GNT) de type B2, et pour la couche de fondation uniquement une GNT de type B2.

6) Enfin, les chaussées à structures inverses qui se composent d'une couche de surface et d'une couche de base en matériaux bitumineux, sur une couche en grave non traitée de faible épaisseur, reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques qui joue également le rôle de la couche de fondation (Figure I-2f). Les matériaux retenus dans ce

cas de structure sont : une grave bitume (GB3) ou une GNT de type B2 avec une classe de performance C1.



Abréviations : GB2 ou 3 : grave-bitume de classe 2 ou 3 ; EME2 : enrobé à module élevé de classe 2
 GC :grave ciment ; GLR : grave-liant routier ; GCH : Grave-cendre hydraulique ; GLp :Grave-laitier pré broyé ; SC2/3 : sable ciment de type 2/3 ; SL2/3 : sable laitier de type 2/3 ; G1/2/3 : classe G1/2/3 ; BAC : béton armé continue ; GNT B2/B2C1 : grave non traitée de type B2/B2C1 ; BBSG :Béton bitumineux semi grenu ; BC2/5/5G : béton maigre de classe 2/5/5G.

Figure I- 2: Les familles de structures de chaussée [LCPC-SETRA, 1998]

I.2 Principe et fonctionnement des Mécanismes de dégradation

Les recherches menées dans le secteur des infrastructures routières s'articulent sur deux volets essentiels. Le premier concerne la mise en place de nouvelles structures permettant de réduire les coûts d'investissement, le temps d'exécution, tout en gardant un niveau de performance vis à vis des contraintes de trafic, du climat et autres conditions spécifiques. Le deuxième axe concerne l'optimisation et l'amélioration des structures routières existantes, vis-à-vis des dégradations subies le long de leurs périodes de service. Dans cet axe, les concessionnaires routiers s'assurent d'avoir une meilleure compréhension des mécanismes de dégradation enclenchés afin d'établir une démarche appropriée de maintenance, et ainsi de développer durable.

Ces mécanismes de dégradation qui se manifestent sont définis comme une suite d'événements physico-chimiques séparés qui engendrent un changement permanent des qualités de la structure, de telle sorte que son « équilibre » est détruit et qu'à l'ultime, elle ne puisse plus remplir ses fonctions. Par contre, ils n'entreront en action que si la combinaison des agents présents dans la structure engendre la/les cause/s qui déclenche/nt le mode opératoire du mécanisme de détérioration [ASS, 1987]. En ce qui concerne l'agent, il est considéré comme une force, un corps ou une substance à l'exemple de « l'eau » qui intervient dans un mécanisme de dégradation [CAM, 2007]. La cause est l'acte, l'omission, l'événement ou toutes combinaisons de ces derniers qui conduisent, conditionnent et précèdent toujours l'apparition d'un défaut donné. [CAM, 2007]. Donc, l'apparition de défauts à la surface d'un tronçon est due à la présence de certains agents qui agissent sur la structure de chaussée. Cet état engendre les causes qui déclenchent le mécanisme de dégradation produisant ainsi la détérioration de surface initialement relevée [ASS, 1987] [CAM, 2007].

Ce processus évolutif est au cœur d'un diagnostic à faire pour déterminer l'action d'une cause. Ceci permettra l'affirmation sur la présence du mécanisme responsable de l'éruption des défauts [ASS, 2003]. Ce diagnostic doit donc comprendre : l'observation des défauts, l'analyse permettant de cibler les causes possibles, l'affirmation de la présence de chaque cause par la réalisation d'essais ainsi que la validation de ces dernières auprès des défauts [CAM, 2007].

Toutefois, on signale la complexité de ces tâches qui conduisent à l'identification des mécanismes de dégradation. Pour cette raison, il serait judicieux de rassembler les éléments d'un même domaine de recherche selon certaines caractéristiques communes. De cette façon, la notion de « groupe » ou « famille » a pu être utilisée dans le but de regrouper les défauts

observés, les causes et les essais spécifiques à l'affirmation des causes. L'application de cette notion entraînera une importante réduction du nombre de liens inductifs qui ciblent, affirment et valident les causes de détérioration [CAM, 2007]. Le diagnostic du tronçon s'en trouve simplifié sans compromettre l'intégralité de la démarche.

I.3 Les dégradations conventionnelles d'une chaussée

I.3.1 Présentation des familles de défauts

Les défauts d'une chaussée reflètent, en partie, l'état interne de la structure du tronçon analysé [MTQ, 2006]. Tel que décrit précédemment, une famille de dégradations est constituée d'un regroupement de défauts. Pour faire partie d'un défaut-famille, tous doivent être engendrés par des causes qui agissent sur les mêmes éléments de la structure [CAM, 2007]. Selon le catalogue français des dégradations de surface des chaussées du [LCPC, 1998], les dégradations de chaussée sont classées suivant quatre familles : les dégradations de déformation, les fissures, les arrachements et les mouvements de matériaux. Les deux premiers types correspondent à des défauts de structure et les deux derniers à des défauts de surface [FLO, 2005].

I.3.1.1 Les déformations :

L'ornièrre à petit rayon est l'une des déformations de chaussée les plus connues. C'est une déformation permanente longitudinale qui se crée sous le passage des roues. La cause probable de ce type de dégradation est le fluage de la couche de roulement sur-compactée ou réalisée avec un bitume trop mou ou même due à une mauvaise formulation qui induit une stabilité insuffisante. Un orniérage à grand rayon est causé par un tassement important des couches inférieures, la fatigue de la chaussée et les défauts de compactage à la construction.

Les affaissements de rive sont une autre forme de dégradation de déformation. Ce sont des enfoncements prononcés localisés dans la partie de la chaussée comprise entre le bord et la bande de roulement de rive. Ils sont causés par un sous-dimensionnement localisé, une pollution du corps de chaussée ou une construction localement défectueuse.

L'affaissement hors rive prend le nom de « flache » lorsqu'il a une forme circulaire ; Il est alors dû à un problème d'interface béton bitumineux-couche de base, à une perte de cohésion localisée de la couche de base ou parfois aux défauts de portance de sol [SETRA-LCPC, 1994] [LCPC, 1998].

D'autres types de dégradations existent tels que les gonflements, phénomènes liés à l'existence de réactions physico-chimiques ponctuelles entre des constituants de la structure et l'eau, les bourrelets, les décalages de joints de dalle ou de bords de fissures, les flambements ou encore les déformations en forme de tôle ondulée aux environs des zones d'accélération et de freinage [FLO, 2005].

1.3.1.2 Les fissures :

Les fissures sont des lignes de rupture apparaissant à la surface de la chaussée qui peuvent prendre plusieurs orientations, formes et aspect. Elles sont en général rectilignes longitudinales, transversales ou peuvent prendre une forme sinueuse. La largeur des fissures peut aller de quelques dixièmes de millimètres jusqu'à près de 1cm, selon l'origine de la fissuration et son avancée.

La fissuration des chaussées peut avoir différentes conséquences néfastes sur l'utilisation normale de la chaussée. D'un point de vue structurel, la résistance en fatigue des matériaux est réduite, le transfert de charge n'est plus continu et peut provoquer des déformations en surface et un poinçonnement du sol-support. L'étanchéité de la chaussée n'est plus assurée et l'eau et d'autres agents chimiques peuvent donc s'introduire et endommager les matériaux de la structure. Enfin la fissuration provoque une augmentation de la rugosité de la chaussée et donc une diminution de confort et de durabilité [FLO, 2005].

Dans les sections suivantes nous reviendrons plus en détails sur ce type de dégradation.

1.3.1.3 Les arrachements :

La couche de roulement est arrachée par plaque sur la totalité de son épaisseur qui varie de quelques millimètres pour un enduit superficiel à quelques centimètres pour un enrobé. La cause se situe à l'interface des granulats ou le collage n'est pas correctement assuré.

1.3.1.4 Les mouvements de matériaux :

Ce type de type de dégradation débute à la survenue de plusieurs phénomènes tels que : 1) Le ressuage ou la remonté du liant en surface, et/ou 2) L'enfoncement des gravillons en période chaude.

I.3.2 Evaluation des défauts

L'évaluation des défauts est un outil de suivi qui permet d'avoir une idée précise de l'état général du réseau routier [KAR, 1999]. Ceci permettra de définir une politique d'entretien,

mais aussi, de façon plus localisée, l'application de cette politique et le suivi de ses effets dans le temps [FLO, 2005].

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer les dégradations et qualifier l'état des chaussées, parmi lesquelles on cite la méthode utilisée en France [LCPC-SETRA, 2000]. La démarche méthodologique de cette dernière consiste à attribuer à chaque section de chaussée de 200 mètres de longueur, une note relative à l'état de la structure de la chaussée et une note présentant la qualité de surface. L'évaluation des notes repose sur l'estimation des travaux que nécessiterait une remise en état. La notation est donc directement reliée aux coûts des travaux conventionnels pour remettre la chaussée en un état de référence qui est la chaussée neuve [KAR, 1999].

Ainsi, une chaussée en parfait état aura une note patrimoine et une note surface égales à 20, et une chaussée de note patrimoine égale à 0 nécessitera les travaux maximum pour être remise en état. La note d'état N qu'elle soit de patrimoine ou de surface d'un tronçon sont alors données par les formules suivantes :

$$N_P = 20 \left(1 - \frac{C_P}{C_{Pmax}} \right) \text{ Pour la Note patrimoine ; } N_S = 20 \left(1 - \frac{C_S}{C_{Smax}} \right) \text{ Pour la Note sur-}$$
face.

Où

C_P désigne le coût, au m^2 , des travaux conventionnels nécessaires pour remettre en état la structure de chaussée ; C_{Pmax} désigne : le coût maximum de remise en état d'une chaussée en fin de vie, C_S désigne : le coût, au m^2 , des travaux conventionnels nécessaires pour remettre en état la couche de roulement, C_{Smax} désigne : le coût maximum de remise en état d'une couche de roulement.

Ce système de notation décrit ci-dessus présente un double aspect, technique et économique. Il apporte les éléments pour l'évaluation des budgets de remise ou de maintien en état du réseau de routes [KAR, 1999].

I.3.3 Présentation des familles de causes

De façon très globale, il y a deux facteurs qui provoquent la dégradation des routes : les conditions climatiques et le trafic. Toutes les autres causes de détérioration sont issues de l'action de ces deux agents [CAM, 2007]. Le corps de chaussée se détériore, plus ou moins rapidement, selon la gravité des causes en présence dans les diverses couches de la structure.

Ce principe de base dépend des caractéristiques de la chaussée analysée puisque pour une même cause, l'impact de celle-ci est tributaire du matériau dans lequel elle agit [HOL, 1991] [CAM, 2007]. Donc, les caractéristiques de la chaussée à construire seront ciblées avant la phase réalisation pour qu'elles soient adaptées aux conditions environnementales dans lesquelles cette route vieillira [BRU, 2005]. Ces dispositions sont prises dans le but d'espérer une durée de vie réelle qui tend vers celle projetée lors de la phase conception. Toutefois, ces conditions environnementales sont très variables, selon la nature du sol support, le type de trafic à supporter, le milieu urbain ou rural, l'élévation des eaux souterraines, la géométrie du terrain naturel, la profondeur moyenne du gel etc.

Dans tous les cas, et comme précisé auparavant, les causes sont la liaison entre les défauts constatés et les essais à réaliser. Ceci préconisera la formation de familles de causes qui, à la fois, assure les liens avec les défauts-familles et les essais qui permettront d'affirmer si les causes sont présentes. A travers la revue de littérature on peut distinguer les familles de cause suivantes, qu'on va les invoquer brièvement.

1.3.3.1 Enrobés bitumineux

La première famille de causes rassemble toutes celles qui émanent des caractéristiques de l'enrobé bitumineux en place. La présence de ces causes peut être due à : 1) une formulation inadéquate du mélange bitumineux, 2) l'utilisation de matériaux incompatibles, 3) un vieillissement qui a conduit à la fragilisation du bitume 3) une carence de capacité portante des couches de revêtement.

1.3.3.2 Structure de chaussée

En plus de la structure de la chaussée présentée auparavant, les matériaux de la sous fondation, la fondation inférieure et supérieure ainsi que l'accotement sont considérés comme un ensemble indissociable à cette Structure de chaussée. La réponse d'un tel ensemble vis-à-vis des spécificités du climat, du trafic et autres conditions environnementales ne sera pas la même. Ceci conduira, en cas d'une mauvaise réponse à l'apparition accéléré des défauts [MTQ, 2002] [CAM, 2007].

1.3.3.3 Drainage

Une route doit posséder un drainage approprié pour qu'elle prémunisse sa durée de service [TES, 1990]. Dans le cas contraire, les défauts présentés auparavant vont s'aggraver, ce qui accélère la dégradation de la chaussée. Cette famille de cause englobera : 1) le drainage

de la surface de la route, 2) le drainage interne de la structure chaussée, et 2) les systèmes de drainage externes [TES, 1990] [MTQ, 2002] [CAM, 2007].

1.3.3.4 Sol support

Ce groupe rassemble toutes les causes en relation avec le sol supportant la structure routière. Ceci comprend : 1) la nature du sol en place, 2) le type des sols utilisés dans le remblaiement, 3) l'influence de la nappe phréatique, 4) le manque de support latéral qui engendre des affaissements, suite à l'exécution des travaux d'excavation et de remblai [MTQ, 2002].

1.3.3.5 Malfaçons d'exécution

Les malfaçons d'exécution à l'étape de mise en œuvre des chaussées peuvent causer l'apparition de certains défauts. Dans cette famille de cause, on peut distinguer : 1) une mauvaise mise en œuvre du mélange bitumineux, 2) un manque de compactage des diverses couches, 3) un joint de construction mal exécuté, ou 4) une exécution inadaptée des procédés d'exécution [MTQ, 2002].

I.3.4 Groupes d'essais à réaliser dans le diagnostic d'une chaussée

L'affirmation de la présence d'une cause lors d'une mission de diagnostic nécessitera la justification des essais à réaliser. Ceci est aussi vrai avec la disponibilité d'une large gamme d'essais à travers le monde qui rend la sélection de l'essai approprié une tâche particulièrement difficile [ASS, 2003].

De ce fait, un choix judicieux des essais à réaliser conduit à des résultats meilleurs et à la réussite du diagnostic effectués. La consultation d'une large documentation scientifique permet de dresser une liste d'essais, couramment utilisée ou recommandée pour l'évaluation de ces causes [ASS, 2003] [CAM, 2007]. Ces essais ont été rassemblés par groupe en tenant compte de la nature de chacun d'entre eux.

1.3.4.1 Le relevé visuel

L'état des lieux s'avère un moyen très efficace dans le processus d'affirmation des causes [ASS, 2004]. Le relevé visuel in situ permet d'observer les différentes caractéristiques physiques d'une chaussée ainsi que de son environnement immédiat. Cette épreuve permet de reconnaître plusieurs données typiques à la chaussée dégradée, comme : 1) les dégradations survenues et leur sévérité, 2) la géométrie de la route, 3) le type de trafic et les zones forte-

ment sollicitées, 4) les zones en remblai ou en déblai et les matériaux utilisés, 5) l'efficacité des systèmes de drainage, et 6) la nature et densité de la végétation...etc.

Ce groupe d'essais est un incontournable pour toutes les causes grâce à sa simplicité d'exécution, à son faible taux d'investissement et à ses qualités de préservation de la chaussée diagnostiquée [CAM, 2007].

1.3.4.2 Historique du tronçon

L'analyse des mécanismes de dégradation étant très souvent effectuée sur des tronçons peu documentés, les méthodes de recherche indirecte de l'information doivent être considérées [HAA, 1994]. Entre autres, les sources à l'égard des services d'archivage contribuent à la collecte d'informations pertinentes.

Ceci est aussi vrai, lors de l'évaluation du tronçon au moyen d'essais plus onéreux, où les informations historiques détenues multiplient l'efficacité des résultats, qui permettent ainsi à l'affirmation des causes potentielles [CAM, 2007].

1.3.4.3 Estimation du trafic

La vérification du trafic permet d'analyser une chaussée au moyen des différentes méthodes de conception des chaussées [ASS, 2003]. L'objectif est d'évaluer si la structure analysée possède la portance nécessaire pour soutenir le trafic présent et ce, selon la durée de vie prévue [SAI, 2004].

Si le résultat de cette analyse est négatif, on peut conclure que la chaussée n'a pas été conçue convenablement, et que les défauts relevés sont en partie, causés par le trafic imposé. Autrement, si la réponse est positive, cela peut conduire à analyser d'autres facteurs.

1.3.4.4 Les essais non destructifs

Ce groupe d'essais est défini comme l'ensemble des essais qui n'engendrent pas ou très peu de changement à la structure de la chaussée [HAA, 1994]. Ces essais sont généralement coûteux, mais ils ne causent pas de dommage à la chaussée étudiée et les résultats obtenus présentent un très fort potentiel d'analyse [ASS, 2003]. Dans cette gamme d'essais, on peut distinguer le gamma-densimètre, qui est certainement l'appareil d'essai non destructif le plus couramment utilisé sur les chantiers de route.

On peut distinguer aussi les essais de portance pour évaluer la capacité portante des couches appartenant à un corps de chaussée. Le principe de base est le chargement de la

chaussée à un endroit donné et la mesure de la déformation verticale de surface engendrée par l'application de la contrainte [ASS, 2003]. Dans cette série on peut citer l'essai de la « Poutre-Benkelman », ou encore les essais automatisés à l'exemple du FWD (Falling Weight Deflectometer). Ces derniers seront décrits plus loin dans la partie application.

1.3.4.5 Carottage de la chaussée

L'extraction d'un échantillon de la structure en place est un des essais les plus fréquemment réalisés pour l'analyse des matériaux employés dans un tronçon routier (Fig.I-3.a). Ce groupe d'essais comprend exclusivement la prise des carottes, dans le but d'élucider les causes de dégradation. Ce type d'essai est considéré comme un essai destructif, bien que la prise d'une carotte n'affaiblit pas de façon importante la structure de la chaussée.

1.3.4.6 Essais du laboratoire des chaussées

Ce groupe d'essais est précisément réservé aux essais normalisés destinés à la caractérisation des matériaux retrouvés dans les structures de chaussée. Tous les essais de ce groupe sont à réaliser en laboratoire, le prélèvement d'un échantillon représentatif est nécessaire à l'exécution de chacun d'entre eux.

1.3.4.7 Forage des couches de sols

Les méthodes de forage de sols sont fréquemment utilisées pour échantillonner les différentes strates du sous-sol lors des études de caractérisation menées dans le but de mieux asseoir la conception d'une structure de chaussée [DES, 2003]. Malgré l'efficacité de ce type d'échantillonnage (Fig.I-3.b), l'équipement, les déplacements ainsi que la main-d'œuvre nécessaires à l'exécution d'une étude au moyen de puits par forage engendrent des frais importants [DES, 2003].

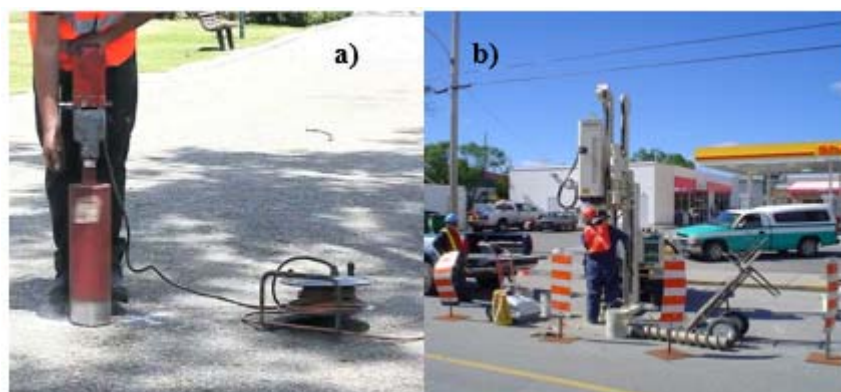


Figure I- 3: Exemple de carottage et forage dans une chaussée

Légende :a) Carottage, (b) Forage.

I.4 La fissuration de surface dans les chaussées mixtes

I.4.1 Classification des fissures

La classification des fissures peut être réalisée lors des relevés sur terrain, en fonction de plusieurs critères visuels tels que la forme, l'ouverture, l'aspect et l'orientation [FLO, 2005]. Généralement elles sont répertoriées dans six classes distinctes. Les fissures de fatigue, le faïençage, les fissures de bord, les fissures longitudinales, les fissures transversales et les remontées des fissures du joint (Figure I-3) [MIL, 2014].

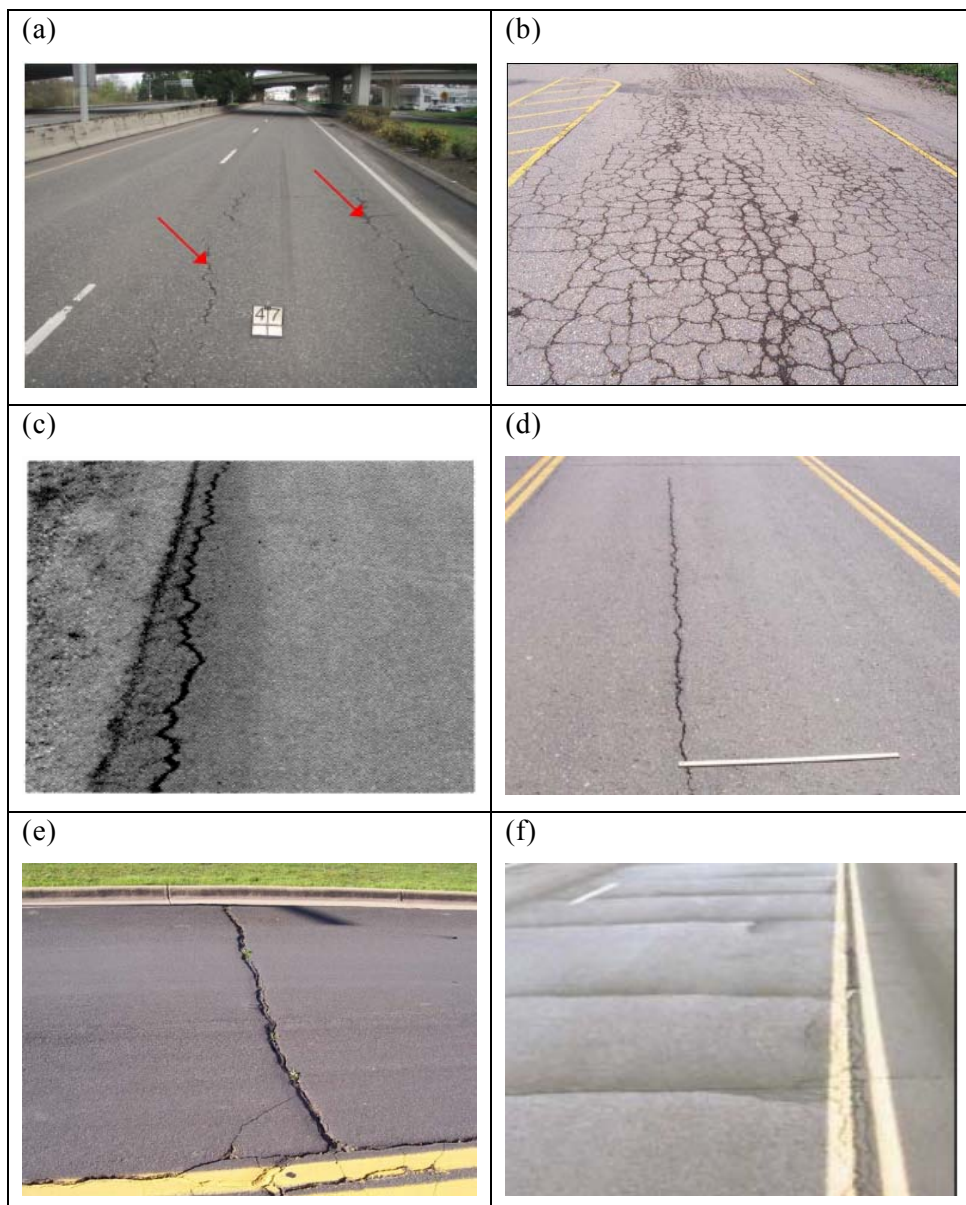


Figure I- 4: Les six classes des fissures

Légende : a) Fatigue, (b) Faïençage, (c) Bord, (d) longitudinale, (e) transversale, (f) remontée joint.

I.4.2 Evaluation de la sévérité de fissuration

Afin de procéder à l'appréciation de la fissuration, nous avons jugé utile de suivre les prescriptions du manuel américain « *The Distress Identification Manual for the long-term Pavement Performance Project* » qui est simple et couramment utilisé pour l'évaluation des dégradations dans les structures routière [MIL, 2014].

Dans ce manuel, les fissures sont répertoriées selon l'un des trois niveaux de sévérité : faible, modéré ou haut. Ces niveaux sont déterminés en fonction de l'ouverture des fissures (Figure I-5). On aura ainsi une sévérité moyenne quand la largeur est inférieure à 6mm. Si cette dernière est incluse entre 6 et 19 mm, la sévérité est modérée. Si l'ouverture des fissures est supérieure à 19 mm la sévérité sera considéré comme haute [MIL, 2014]. Pour chaque niveau de sévérité et fonction de type de fissure, le linéaire ou la surface développée sont mesurés. Ces données sont recueillies par un relevé de fissuration sur site et sont schématisées dans des fiches signalétiques de fissuration (Figure I-6) [MIL, 2014].

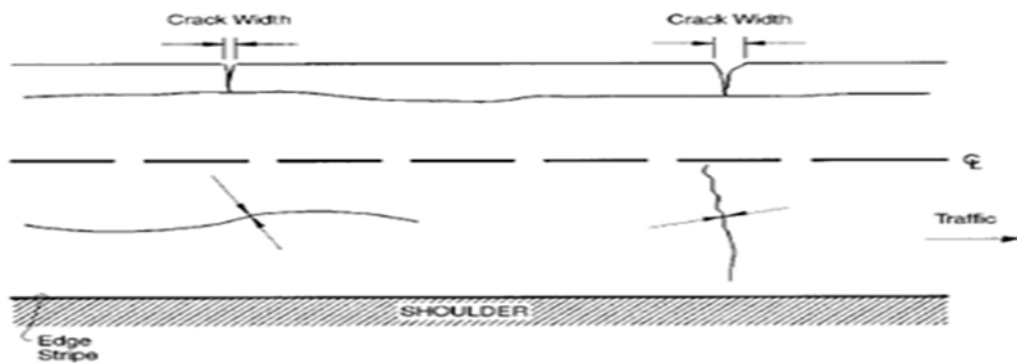


Figure I- 5: Mesure de l'ouverture des fissures [MIL, 2014].

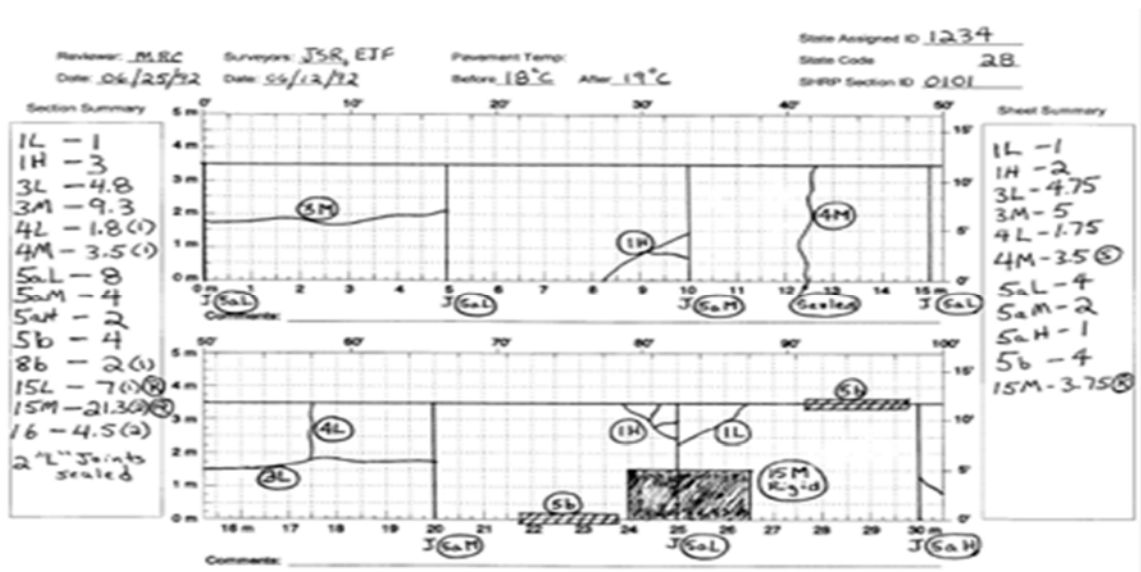


Figure I- 6: Fiche signalétique de fissuration [MIL, 2014]

I.4.3 Causes de la fissuration dans les structures mixtes

Comme indiqué auparavant, la fissuration dans les chaussées est un mode de dégradation commun. Les causes régissant ce phénomène sont répertoriées parmi les familles-causes déjà exposés ci-dessus. Néanmoins, certaines causes devront être soulignées dans le cas des structures mixtes, en raison des spécificités de ces structures. Ceci est vrai malgré le fait que l'évolution caractéristique de ses structures emprunte à la fois à l'évolution des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques et à celle des chaussées bitumineuse épaisses. En ce sens, on peut distinguer certaines causes qui peuvent être à l'origine directe de la formation des fissures de surface :

- 1) La fissuration transversale de retrait de la couche de fondation (traitée aux liants hydrauliques) affecte au fil du temps les couches bitumineuses. Ces fissures par l'effet du trafic et des pénétrations d'eau évoluent en se dédoublant, entraînant une dégradation des matériaux bitumineux [SETRA, 2009]. La couche de surface se fissurera alors, car elle est sujette à des contraintes supérieures à sa résistance en traction et l'ampleur sera proportionnelle avec le frottement existant avec les couches inférieures [COL, 1997].
- 2) Les efforts répétés de traction à la base de l'assise hydraulique entraînent sa dégradation par fatigue traduite par l'apparition d'une fissuration longitudinale remontant peu à peu dans la structure. Lorsque la grave hydraulique est dégradée, la couche de base est sollicitée à son tour par fatigue, ce qui se traduit alors par l'apparition d'une fissuration longitudinale [SETRA, 2009].
- 3) La diminution de la qualité du collage entre les couches bitumineuses et les couches de matériaux traités aux liants hydrauliques entraîne une ramification et un dédoublement de la fissuration transversale. Cette évolution peut conduire à la dégradation de la couche de fondation qui s'accompagne de remontée de boues, d'une fissuration en « delta » en bord de chaussée et d'arrachement [LCPC, 1998].
- 4) L'attrition des lèvres de fissures diminue l'engrènement entre dalles et dégrade donc les transferts de charge. Cette dégradation entraîne un accroissement des efforts de traction-flexion à la base de la couche de fondation et à une augmentation des contraintes verticales sur le support de l'assise [LCPC, 1998]. Ceci contribuera à la remontée de cette fissuration vers la surface.
- 5) Enfin le vieillissement de la couche de roulement et l'exposition prolongée aux aléas environnementaux peuvent provoquer la fissuration. Ce genre de dégradation est commun quel que soit le type de la structure de chaussée. Il est généralement lié à l'augmentation de la rigidité du bitume rendant la couche de surface très vulnérable du fait la perte de sa capacité à relaxer les contraintes [COL, 1997] [FLO, 2005].

I.5 Les mécanismes de fissuration dans les chaussées mixtes

I.5.1 La fissuration réfléctive

Plusieurs recherches ont suggérés que les fissures de surface sont initiées au fond de l'ensemble bitumineux (couche de surface et de base), et puis se propagent vers la surface. Ce type de fissuration est communément appelé « fissuration réfléctive ». La source de ses dernières est peut-être l'ancienne chaussée déjà fissurée dans le cas d'un renforcement, ou les fissures de retrait qui se sont produit déjà dans la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques [COL, 1997] [ADA, 2004] [BAE, 2006] [LOR, 2008] [CHE, 2010].

Dans ce type de mécanisme, les charges générées par le passage des roues ou les contractions thermiques, qui ont lieu au voisinage d'un joint et/ou d'une fissure dans la couche traitée provoquent des contraintes et déformations au bas de la couche bitumineuse. Ceci cause la naissance d'une déchirure physique remontante due au fait que les contraintes appliquées sont supérieures à la contrainte de rupture du revêtement. Ce processus bien qu'influencé par la dimension maximale des granulats constituant le mélange bitumineux, peut être décrit en utilisant les principes théoriques de la mécanique de la rupture [NUN, 1989]. Le mécanisme de la fissuration réfléctive est présenté dans la Figure I-7.

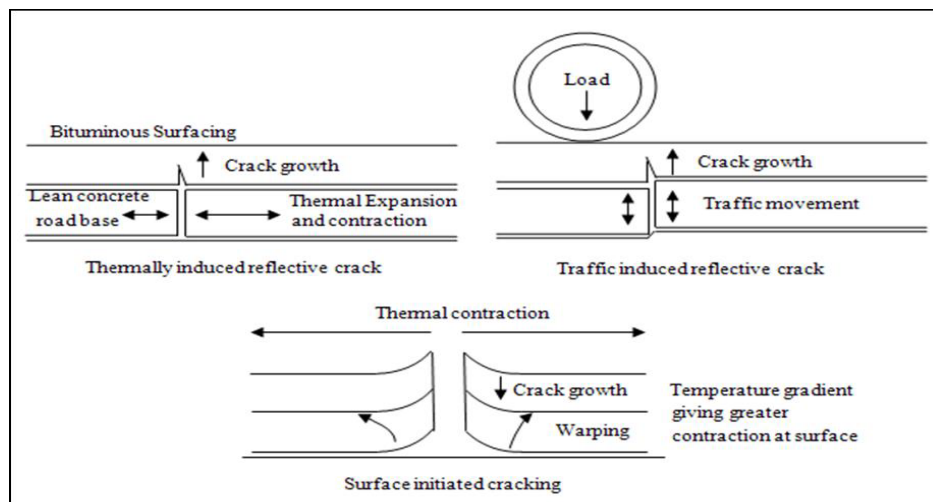


Figure I- 7: Mécanisme de la fissuration réfléctive [NUN, 1989]

I.5.1.1 L'évolution de la fissuration réfléctive :

L'évolution de la fissuration réfléctive sera sous l'effet des différents types de chargement et peut être divisée de façon classique en trois phases : 1) phase I connue comme la phase d'initiation des fissures, 2) phase II qui est la phase de propagation des fissures, et 3) la phase III qui est la rupture totale de la structure.

1- L'initiation des fissures est divisée aussi en deux étapes distinctes : a) formation de microfissure (fissure capillaires) et b) formation des macro-fissures (dislocation). Cette phase est définie aussi par le chargement nécessaire à appliquer pour former une zone endommagée visible au fond du revêtement [ALQ, 2003]. A l'échelle granulaire, le matériau de la chaussée non encore fissuré soumis au chargement cyclique présente un ou plusieurs défauts, avec une chute importante des modules de rigidité. Ces types de chargement créent dans ces zones des concentrations de contrainte qui se traduisent par la formation des microfissures et dislocations [TRA, 2003].

2- La propagation ou la réflexion d'une fissure existante à travers la couche de roulement, est le résultat des mouvements des lèvres de la fissure formée à la base de la couche bitumineuse. [TRA, 2003]. Du point de vue mécanique de rupture, trois modes sont généralement associés avec ce mouvement [MUK, 1996]. Dans le mode I (mode d'ouverture), le chargement principal est appliqué à la normale au plan des fissures et ses dernières se développent perpendiculairement à ce plan. Dans le mode II, les fissures se produisent dans la direction du plan de cisaillement, tandis que dans le mode III, elles se produisent en dehors de ce plan ; ceci est dû aux charges qui sont appliquées parallèlement au plan des fissures. Ces trois modes peuvent se combiner jusqu'à représenter le cas le plus défavorable de chargement [ALQ, 2003]. Pour le cas d'un renforcement posé sur une dalle en béton, ces modes de fracture peuvent être représentés autour du joint par la Figure I-8 suivante :

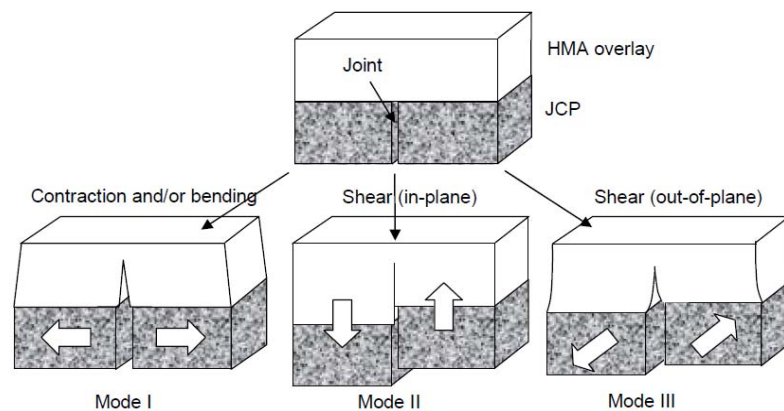


Figure I- 8: Modes de rupture associées à la fissuration réfléctive [ALQ, 2003]

3- Enfin, la phase de rupture de la chaussée qui intervient à l'apparition des fissures sur la surface (remontée des fissures vers la couche de roulement), ou à la rupture totale des couches de chaussée. Elle présente une décroissance accélérée de rigidité de matériau, un développement rapide des fissures, et une macro- fissuration et un endommagement jusqu'à la rupture [TRA, 2003] [FLO, 2005].

1.5.1.2 Les Charges provoquant la fissuration réfléctive :

Les types de chargement provoquant les mouvements des lèvres sont :

- 1) Le trafic : le passage des véhicules, notamment le trafic lourd au droit ou à proximité de la fissure induisent les mouvements horizontaux et verticaux de la fissure.
- 2) La variation de la température : Le changement de température entre hiver-été et jour-nuit, provoque des dilatations et contractions dans la chaussée, ce qui conduit à l'ouverture et fermeture de la fissure.

Le chargement dû au trafic est considéré comme un paramètre primordial pour le développement de la fissuration réfléctive. La revue de plusieurs recherches montre que le chargement dû au trafic n'a pas un effet considérable sur l'initiation de la fissuration mais il contribue à l'aggravation des fissures déjà initiées par les contraintes thermiques [BEN, 2010]. Le chargement dû au trafic peut initier des mouvements verticaux dans la couche traitée au droit des joints, à l'origine de génération des contraintes de cisaillement et de flexion au niveau de la couche bitumineuse due à un mauvais transfert des charges qui aide à la réflexion des fissures vers la surface [ELS, 2011] [BEN, 2010].

Dans le cas des effets de température, les contraintes développées dans la couche bitumineuse de surface ne sont pas généralement associées avec les changements de température saisonniers. Ceci est dû à l'habilité des mélanges bitumineux à se décontracter sous ce changement lent de température [MUK, 1996]. Toutefois la variation journalière de température joue un rôle prépondérant sur l'affaiblissement des performances de la couche de surface. La condition la plus critique pour le développement de la fissuration réfléctive se produit quand la température tombe brusquement entre celle du jour et celle de nuit. Cette différence critique de température contribue à l'amplification du champ de contrainte et de déformation sous la surface de la couche de surface bitumineuse [BEN, 2010] [BOZ, 2002].

Le changement journalier de température aura aussi un impact sur le développement des contraintes thermiques à la surface de la couche bitumineuse sous la forme de fissuration thermique. Bien que le grade de température minimale du liant hydrocarboné à un rôle important sur ce sujet en minimisant l'initiation des fissures, ces contraintes thermiques supplémentaires peuvent aider au développement de la fissuration réfléctive, surtout dans l'existence des températures très basses à la fin du cycle de refroidissement. A titre d'exemple, dans le cas d'un renforcement posé sur une dalle en béton (Figure I-9), des conditions critiques de changement journalier de température (différence importante et températures minimales très basse) peuvent provoquer des mouvements horizontaux dans la dalle en

béton créant ainsi des contraintes de traction en bas de la couche bitumineuse. D'autre part, la décontraction de la couche bitumineuse due au changement du gradient thermique dans le cycle de refroidissement provoquera la création de contraintes de traction supplémentaires avec une magnitude supérieure en surface. Malgré cela, l'initiation des fissures débute au bas de cette couche bitumineuse, du fait de l'existence d'autres contraintes de traction [MUK, 1996].

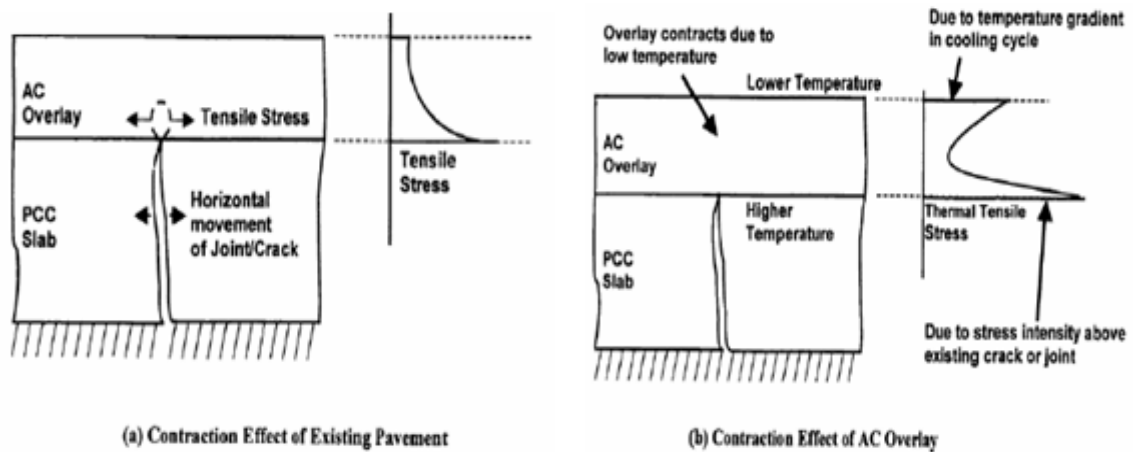


Figure I- 9: Contrainte développée due au changement de température [MUK, 1996]

Mais si le gradient thermique est important, il peut inciter des forces de soulèvement excessive qui provoquent la création de gondolement au niveau de la dalle en béton engendrant une bosse au droit de joint (Figure I-10), ce qui favorise dans ce cas l'initiation des fissures depuis la surface et depuis le bas de la couche bitumineuse [KOH, 2000].

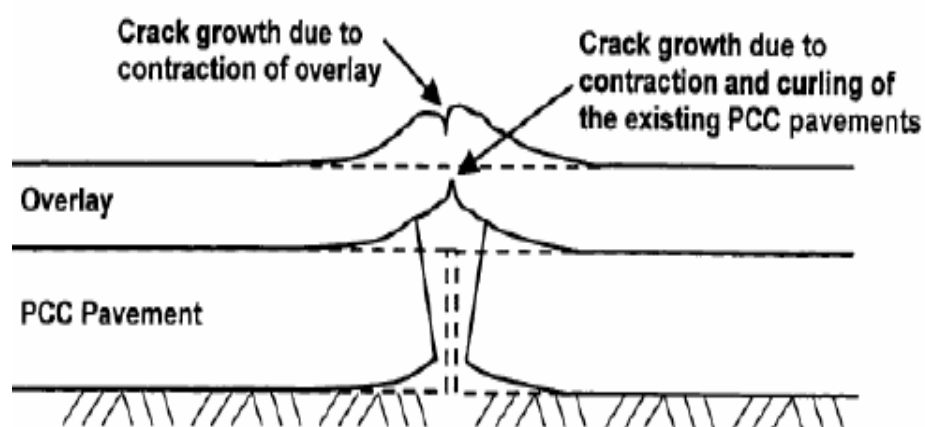


Figure I- 10: Evolution des fissures dues aux forces de soulèvement [KOH, 2000]

1.5.1.3 Les modèles de la fissuration réfléctive :

La fissuration réfléctive a été une préoccupation importante associée à la construction des chaussées depuis les années 1932, quand Garry et Martin [GAR, 1932] ont étudié ce problème. Depuis lors, une variété de modèles ont été développés pour analyser ou prévoir la remontée de fissuration. Ces modèles peuvent être classés comme suit : 1) Les modèles empiriques ; 2) Les modèles multilinéaires élastiques étendus ; 3) Les modèles basés sur les équations d'équilibre. Ces trois premiers modèles sont généralement considérés comme assez simples pour modéliser correctement le phénomène de remontée des fissures, mais dans son niveau fondamental [ZHO, 2010]. Il existe aussi : 4) Les modèles par éléments finis basés sur les équations traditionnelles de fatigue [MON, 1980] [BOZ, 2002] [KIM, 2002] ; 5) La modélisation par éléments finis basés sur la mécanique de rupture ; 6) Les modèles de la zone cohésive [UZA, 2001] [SER, 2008] [ZHO, 2010]; 7) Les modèles basés sur la mécanique d'endommagement continu non-local [LEE, 1998] [BAZ, 2002] [WU, 2005] [WU, 2006].

1.5.2 La fissuration descendante « Top-down cracking » (TDC)

1.5.2.1 Revue de littérature sur la fissuration descente

Vers la fin des années 1990 a émergé un deuxième mode d'initiation et propagation. La fissuration s'initie à la surface de la chaussée et puis descend vers les couches inférieures. Ce mécanisme, couramment dénommé « Top-down cracking » ou fissuration descendante (Par abréviation TDC), est conforté par plusieurs expertises et observations réalisées sur diverses chaussées fissurées à travers le monde, en Amérique [UHL, 2000] [HAR, 2008], en Europe [GER, 1987] [NUN, 1989] [DEF, 2003] [NES, 2006], au Japon [MAT, 1992], et d'autres pays [WAM, 1999] [EME, 2006] [RAJ, 2008].

Ce type d'initiation est supposé initié à la surface pour la plupart des chercheurs en Europe et aux Etats-Unis [MYE, 1998] [ROL, 2000] [MYE, 2000]. Cependant d'autres recherches au Japon ont rapporté que le TDC peut s'initier aussi au milieu de la couche bitumineuse. [MAT, 1992], [TAN, 2003], Wang, et al. [WAN, 2003] ont pour leur part rapportés des résultats similaires en Louisiane et ont ajouté qu'une formulation sensible à l'orniérage sera probablement aussi sensible au TDC. Il y a lieu de signaler que les premiers travaux sur ce sujet sont ceux de [GER, 1987], qui a indiqué le cas de quelques chaussées en Hollande confrontées à une fissuration de surface prématurée. Ces fissures ne se prolonge pas vers les couche intérieures, tout en affectant la zone intérieure et extérieure du chemin de roulement. Quelques fois, elles sont même prévisible juste après la pose de l'enrobé. Dans la même an-

née, Dauzats et al [DAU, 1987] signaleront ce mode d'initiation dans des chaussées en France. Ils ont noté que les fissures pourraient être soit longitudinales ou transversales et ont lieu généralement trois à cinq ans après la construction. Ils ont estimé que le durcissement rapide du liant a probablement contribué à ce type de dégradation. D'autres travaux signalent que ce mode d'initiation se produit généralement dans les parties de chaussée ensoleillées, qu'il est absent dans les zones ombrées, et de plus qu'il n'est pas influencé par le changement de l'épaisseur de la couche bitumineuse [MAT, 1992]. Nunn et al [NUN, 1998] ont rapporté de leur part que ce type de fissure a été observé 10 ans après la construction dans le cas des chaussées en Royaume Uni. Ils ont noté que pour des épaisseurs de couche bitumineuse dépassant 180 mm, il n'y a aucune preuve de fissuration par fatigue des couches inférieures. De leur part, Mayers et al. [MYE, 1998] ont conclu sur la base d'une modélisation numérique que les pneus à base large provoquent des contraintes de traction plus élevées. Ceci est peut être considéré comme la cause de cette fissuration. Ils ont noté aussi que ces contraintes se dissipent rapidement avec la profondeur, ce qui peut expliquer la raison pour laquelle les fissures ne continuent pas leur descente à l'intérieur de la chaussée. Ils ont conclu aussi que ce phénomène n'est pas d'origine structurelle mais est beaucoup plus liée à la formulation des mélanges bitumineux.

Plus récemment, Uhlmeier et al. [UHL, 2000], dans une étude du Département des Transports de Washington, a découvert que les chaussées dont la couche bitumineuse est épaisse sont très sensibles au TDC. Les auteurs ont noté que ce mode d'initiation est observé après 3 à 8 années pour les chaussées satisfaisant les exigences structurelles. Par ailleurs, d'autres chercheurs ont constaté que le TDC a été causé par des contraintes de traction induites dans les parties supérieures de la structure de la chaussée. Ceci a été déduit sur la base de tests de laboratoire, de travaux de carottage et d'analyses mécaniques. Les interactions entre la charge de trafic, la température, et le durcissement du liant bitumineux provoqueront une variation dans le retrait et la rigidité de la couche de roulement et les autres couches inférieures [SVA, 2000] [SVA, 2003]. Dans la même année des chercheurs ont signalé un possible lien entre la ségrégation de la couche et le TDC [SCH, 2004]. Dans un autre programme d'investigation, les chercheurs ont constaté aussi que les fissures étaient à 20 mm de la surface. Ces observations étaient basées sur des constatations visuelles et imagerie à rayons X, réalisées sur trois chaussées fissurées. Les mêmes chercheurs ont conclu que : 1) ce type de fissuration est situé à l'extérieur du chemin des roues, 2) il est causé par des contraintes de traction de surface élevées, et 3) l'amplitude des contraintes de traction augmente à mesure que le rapport de la rigidité entre la couche de surface et la couche inférieure augmente, [PEL, 2004].

Dernièrement, dans le cadre du projet 1-42 du NCHRP [NCH, 2010], ce mécanisme a été étudié et des modèles de prévision des performances des chaussées vis-à-vis au TDC ont été proposés. Enfin, ce type de dégradation est encore reporté et étudié sur plusieurs aspects dans d'autres pays comme la Chine [YAN, 2010], l'Inde [RAJ, 2008], et la Malaisie [UDD, 2013], où il est même listé comme la pathologie la plus importante due à l'impact du climat sur les revêtements bitumineux [DAW, 2010]. Récemment, il est la pathologie la plus étudiée dans le 8ème congrès international de la RILEM en France [RILEM, 2016].

Malgré ces explications, l'identification du TDC et sa considération dans les méthodes de conception de chaussée restera problématique en comparaison avec celle de la fissuration réfective. Par ailleurs, les méthodes de maintenance et réhabilitation des chaussées peuvent en bénéficier énormément si l'évaluation de ce mode d'initiation est réalisable dans le cadre des enquêtes et état des lieux au niveau des réseaux routiers.

1.5.2.2 Schéma général sur le mécanisme de fissuration descendante :

D'après Baek [BAE, 2010], la Figure I-11 peut donner un aperçu sur le mécanisme de la fissuration descendante. La répétition du chargement mécanique produit des contraintes de traction et de cisaillement et la répétition du chargement thermique produit des contraintes de traction. Ces contraintes se traduisent par un endommagement dans la chaussée qui lui aussi est affecté par d'autres facteurs tel que le vieillissement du bitume. Si l'endommagement accumulé avec le temps dépasse la résistance du matériau, la fissure s'initie à la surface de la chaussée. Une fois la fissure développée, les mêmes contraintes de cisaillement contribueront à leur propagation vers le bas à travers la couche de surface.

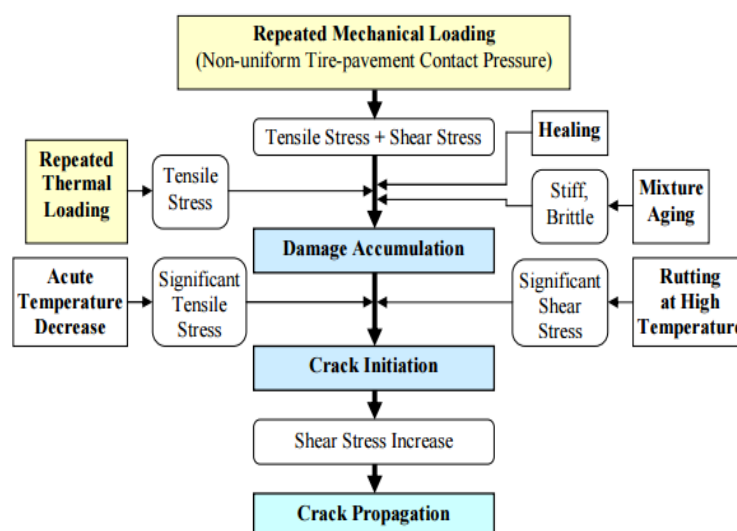


Figure I- 11: Mécanisme de la fissuration descendante d'après Baek [BAE, 2010]

I.5.3 Les mécanismes liés à la déformation du sol

On sous-entend ici uniquement la fissuration générée par le changement volumétrique naturel du sol. Les mouvements accidentels, ceux liés à la stabilité des pentes, et qui initient aussi la fissuration de surface, ne sont pas étudiés. Les changements volumétriques dus à l'emploi des argiles expansives produisent de sérieux dégâts dans les chaussées, incluant l'apparition de la fissuration longitudinale et celle de fatigue [SEB, 2002]. La fissuration longitudinale près de l'accotement est la plus répandue. Les études préliminaires montrent qu'elle est générée suite à l'apparition de fissures de retrait dans le sol, et à leur propagation vers la surface à travers le corps de chaussée [SEB, 2002] [PRO, 2007]. Ces fissures sont également appelées « les fissures de dessèchement du sol », et elles apparaissent avant même que la route soit ouverte à la circulation. Cependant leur mécanisme d'initiation n'a pas été bien étudié en profondeur, ainsi que leurs processus de propagation vers la surface, qui n'a pas été clarifié [LUO, 2010].

Le changement volumétrique des sols expansifs est généralement attribué à la contrainte apparue dans le sol due à son pouvoir d'adsorption [FRE, 1993]. Lors du gonflement des sols argileux, le danger ne provient pas seulement de l'amplitude du soulèvement du sol lors de son humidification : des tassements importants peuvent se produire après l'absorption de l'eau, suite à la diminution de la résistance et de la raideur du sol. Des désordres sont aussi possibles en cas de sécheresse prolongée, à cause du retrait du sol [EJJ, 2008]. En effet ces sols argileux, ou même marneux ou limoneux, contiennent une proportion variable de minéraux argileux. Ces minéraux, de par leur structure interfoliaire, ont la faculté de pouvoir procéder à des échanges d'ions ou de molécules. Selon le type de structure et donc le type d'argile, la capacité d'échange s'accompagne d'une variation volumique : très faible voire nulle dans le cas des kaolinites et des illites, ces variations deviennent très importantes pour les montmorillonites qui contiennent des molécules d'eau entre les feuillets. La perte d'eau se traduit par une diminution volumique du sol et par un retrait se manifestant par des fissures [BOU, 2006].

Le potentiel d'expansion et de contraction de ses sols peut être corrélé à l'indice de plasticité que soit d'une façon empirique par une corrélation directe ou par l'intermédiaire d'une approche théorique [LIT, 2012] [PUP, 2014]. Dans cette dernière, le changement de la matrice de succion d'un régime humide à un régime sec ou l'inverse est lié au changement volumétrique. Ce principe été initié par Lytton [LYT, 1977]. Ce chercheur a utilisé les valeurs de succion initiales et finales, au moyen des contraintes principales et des coefficients de compression pour estimer la déformation volumétrique du sol support. Mitchell [MIT, 1979]

a aussi déterminé ces variations en fonction de la profondeur, le type du sol et les conditions climatiques en utilisant la relation (I.1) suivante :

$$U_z = U_e \pm U_0 \exp \left[- \left(\frac{n\pi}{\alpha} \right)^{0.5} z \right] \quad (I.1)$$

Où U_e est la succion d'équilibre, U_0 est l'amplitude de la variation de succion, n représente le nombre de cycles d'humidité/séchage et séchage de moins d'un an, α est le coefficient de diffusion, et z est la profondeur. Pour les unités, la succion est exprimée souvent en Kpa ou en bar.

La différence entre les valeurs de succion initiales (U_i) et finales (U_f) est déterminée d'après l'équation [1] et puis est utilisée pour estimer la variation du volume du sol sous le corps de chaussée. Le changement volumétrique sera alors calculé par la formule I.2 suivante [HON, 2006] :

$$\begin{aligned} \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{swelling} &= -\gamma_h \log_{10} \left(\frac{U_f}{U_i} \right) - \gamma_\sigma \log_{10} \left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i} \right) \\ \left(\frac{\Delta V}{V} \right)_{shrinkage} &= -\gamma_h \log_{10} \left(\frac{U_f}{U_i} \right) - \gamma_\sigma \log_{10} \left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i} \right) \end{aligned} \quad (I.2)$$

En ce qui concerne l'étude du mécanisme d'apparition et de propagation des fissures lié aux déformations du sol, il existe peu de tentatives. Elles concernent pour la majorité des routes de faible trafic, dont la structure du corps de chaussée est flexible. Dans ce domaine, Zorenberg et al. [ZOR, 2010] ont décrit le mécanisme concerné (Figure I-12). Des contraintes de traction sont induites par la flexion de la chaussée causée par le tassement du sol durant la période sèche, ce qui conduit à l'apparition des fissures.

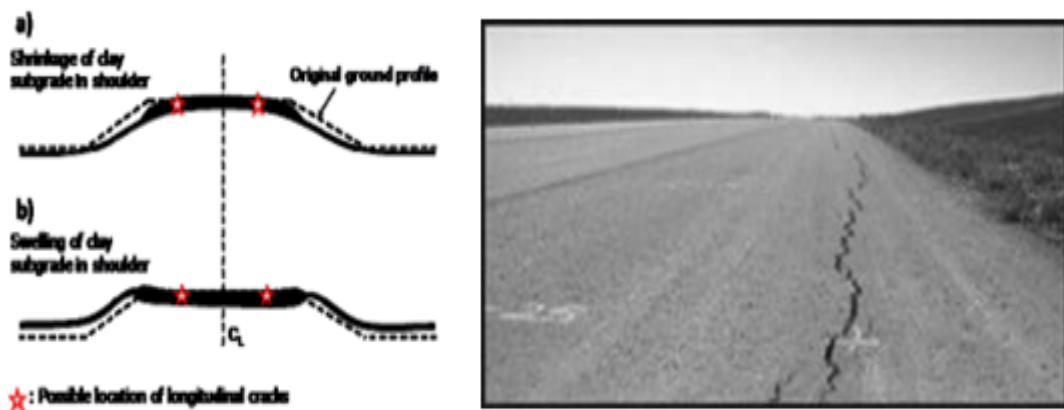


Figure I- 12 : Mécanisme d'apparition de fissures dues à la déformation du sol [ZOR, 2010]

D'autres chercheurs [WAN, 2010] [AMB, 2012] ont suggérés pour leur part que les fissures de retrait déjà initiées dans le sol support peuvent se propager à travers la couche de roulement, si la résistance du bitume est inadéquate. En d'autres termes, c'est le principe de la fissuration réfléctive comme déjà expliqué dans les sections précédentes (Figure I-13). Si le sol support, en raison d'une perte d'humidité présente une déformation de retrait ϵ_{ss} , la contrainte de traction induite σ_{ss} sera alors :

$$\sigma_{ss} = \epsilon_{ss} \times E \quad (I.3)$$

Où E est le module d'élasticité du sol. Si σ_{ss} est supérieure à la résistance à la traction du sol σ_t , une fracture se développera.

Proz et al. [PRO, 2007] ont suggéré aussi qu'en raison de la continuité structurale entre le sol support et le corps de chaussée, les mêmes déformations se développeront dans la chaussée, ce qui peut entraîner l'apparition d'autres fissures. Les mêmes auteurs ont donné les suggestions suivantes pour modéliser numériquement ce phénomène :

- 1) Les estimations de ϵ_{ss} et E seront faites en fonction du taux d'humidité, ce qui peut être effectué grâce à une modélisation constitutive du sol. Actuellement, aucune directive générale pour cette analyse est disponible.
- 2) Présentation des résultats de l'analyse d'une manière appropriée pour les ingénieurs.

Puppala et al. [PUP, 2014] ont lié aussi l'apparition des fissures à la surface avec les mesures de la succion in-situ. Ils ont observés que dans les saisons sèches, des valeurs de succions matricielles dépassant 1500 Kpa peuvent induire la fissuration de retrait. Cependant leurs observations concernent le cas d'une fissuration liés au retrait du sol et non des fissures générées en raison du dépassement des contraintes de traction dans la chaussée. Enfin ils ont conclu que le retrait observé des argiles est en relation linéaire avec la variation de la teneur en eau du sol. Ce changement de teneur en eau est défini comme la différence entre la teneur en eau mesurée et la teneur en eau originale de l'optimum Proctor.

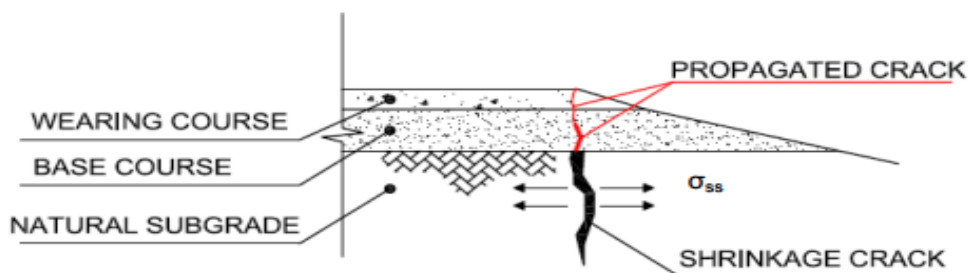


Figure I- 13: Initiation des fissures dues au retrait du sol [WAN, 2010]

I.6 La prédiction de la fissuration

Une meilleure prédiction et détection de la fissuration permettra l'évaluation du risque des dégradations qui touchent la surface de la route. Ceci contribuera à l'amélioration de la sécurité routière et à l'optimisation des opérations de maintenance [STR, 2011] [BHO, 2012] [PRA, 2007]. Ceci permettra aussi une meilleure évaluation de la qualité de la route qui a été identifiée comme l'objectif critique, pour rendre les systèmes de transport plus sûr, efficaces et confortables. D'autre part, la présence de plusieurs types de dommages ou anomalies sur la surface de la route, en effet, peut aggraver l'efficacité énergétique associée au transport, car elle conduit à une augmentation de la consommation des véhicules en carburant [PER, 2011]. En d'autres termes cela va participer à la mise en place ou à l'amélioration des « systèmes de gestion des chaussées » ou les « PMS » par abréviations.

I.6.1 Les systèmes de gestion des chaussées « PMS »

Les « PMS » ont beaucoup de définition mais la plus courante est : « le processus de maintenir la chaussée rentable » [WOL, 2011], ou aussi la définition utilisée depuis 1993 par L' APWA (American Public Works Association) : « la méthode de routine systématique pour la collecte, le stockage et la récupération des informations pour l'aide à la prise de décision, afin d'utiliser au maximum une maintenance limitée (et construction) pour gagner plus de dollars » [RUS, 2015]. Ces PMS sont des outils décisionnels qui aident les concessionnaires de route à une meilleure planification des activités d'entretien. En outre un PMS complet permet : 1) La collection et l'inspection des données 2) la prédiction des détériorations à l'égard de la fissuration à travers des modèles mécanistiques performants, et 3) de sélectionner la politique adéquate de maintenance et réhabilitation [MAD, 2006].

Depuis leur introduction au début des années 1970, les PMS ont évolués en permanence dans leurs champs d'application, leurs méthodologies et applications. Ils ont été conçus pour répondre au changement du mode construction vers le mode réparation et maintenance. A l'époque le réseau de routes et autoroute au Etats-Unis était presque complet, et une grande responsabilité pour les agences routières était de préserver cet énorme investissement. Les ressources disponibles pour l'entretien de la chaussée devenaient rares. Le linéaire de chaussée dans le besoin de réparation ou de remise en état était en augmentation, en raison des dommages causés par des facteurs tels que le vieillissement et le trafic lourd. Cette situation a créé un besoin de rechercher une approche systémique pouvant fournir des réponses conduisant à un meilleur coût effectif et une utilisation optimale des ressources [MAD, 2006]. D'autres progrès ont été réalisés tels que l'intégration des prédictions des performances au début des années 1980, ou l'emploi des techniques intégrées des performances,

l'optimisation de la construction, et les systèmes d'information géographiques (SIG) à partir des années 1990 [BUT, 1994] [CHE, 1994] [HIL, 1991] [GRI, 1994] [HUD, 1994]. Les principales composantes de PMS (Figure I-14) peuvent se résumer dans : 1) la collecte et gestion des données, 2) la prévision des performances, 3) l'analyse des coûts et cycle de vie, et 4) l'optimisation du budget.

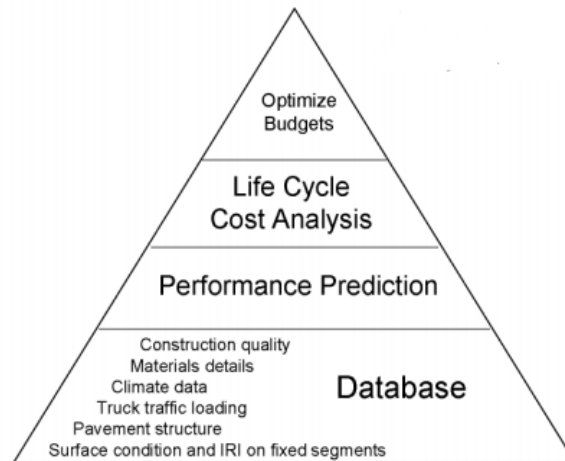


Figure I- 14: Relation conceptuelle du PMS [MAD, 2006]

I.6.2 Les modèles mécanistiques empiriques

Les modèles de performance sont la composante essentielle des PMS. Ils ont été utilisés dans la modélisation du processus de détérioration de la chaussée, et se divisent en deux types dont le nom est presque le même : les modèles empiriques-mécanistiques et les modèles mécanistiques-empiriques.

Dans les premiers, les variables sont des indicateurs de performances subjectifs comme l'indice « IRI globale » ou « l'indice globale de service », qui sont eux-mêmes dépendants de plusieurs indicateurs objectifs tels que la rugosité, l'orniérage et la fissuration. Ces modèles sont élaborés uniquement sur des considérations statistiques sans aucune tentative de représenter le phénomène physique réel. Ils sont divisés en deux grandes catégories, les modèles déterministes et modèles probabilistes [MAD, 2006]. Les modèles mécanistiques-empiriques utilisent la caractérisation des matériaux (laboratoire ou essais in situ) et les modèles de réponse de la chaussée (modèles élastiques, ou habituellement, la modélisation par élément fini basée sur la mécanique de rupture) pour déterminer individuellement les réponses critiques à chaque mode de dégradation de la chaussée (à savoir, la fissuration, orniérage, etc.). Cette réponse est, à son tour, corrélée à la performance de la chaussée et finalement calibrée à une structure de chaussée existante [TIM, 2003] [PRO, 2003]. Ce genre de modèle est de plus en plus utilisé dans le niveau conception de projet, surtout dans l'aspect préven-

tion des risques. Ils sont, cependant, trop coûteux à utiliser pour les PMS de maintenance en raison des quantités de données requises.

I.6.3 Les systèmes d'information géographique dans les PMS

Les systèmes de collecte des données utilisés par les concessionnaires routiers, et servants à alimenter les PMS varieront en fonction des besoins. Mais les plus courants comprennent l'inventaire, la géométrie, le climat, le trafic, l'état et les conditions d'entretien. De ce fait, un système de référencement commun avec un seul format entre ces différents systèmes facilitera l'intégration de l'information et l'élargissement de la base des données. Pour cet objectif, les systèmes d'information géographique « SIG » ont été identifiés comme un outil efficace pour une meilleure intégration des données parmi les différentes divisions au sein d'une même organisation [SCH, 2008].

Star et Estes [STA, 1990] définit le « SIG » comme un système multicouche d'information (Figure I-15) conçu pour fonctionner avec des données référencées avec des coordonnées spatiales ou géographiques. En d'autres termes, le SIG est à la fois un système avec des capacités spécifiques pour les données spatialement référencées, ainsi qu'une base de données relationnelle pouvant travailler avec tout type de données. Les éléments de base du SIG comprennent les données géo-spatiale (par exemple cartes) et diverses données (Tables des données référencées) [SCH, 2008]. D'autre part la capacité d'analyse spatiale des SIG correspondra totalement à la nature géographique des réseaux routiers. Ils sont considérés comme les outils les plus appropriés pour améliorer les opérations de gestion des chaussées, avec des fonctionnalités telles que l'affichage graphique des conditions de la chaussée.

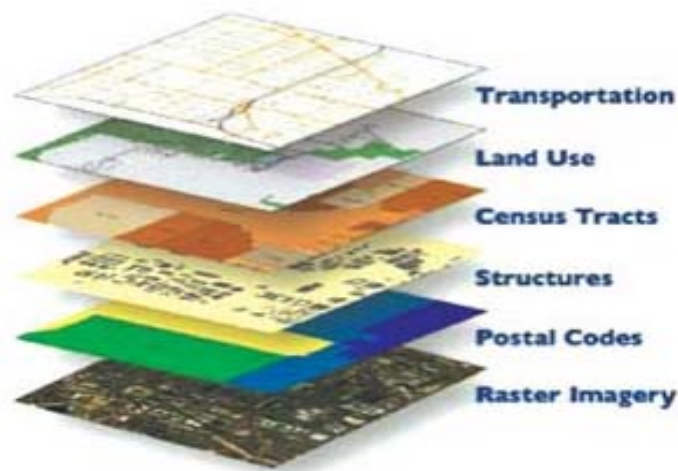


Figure I- 15: Les Systèmes d'information géographiques

Il y a lieu de signaler aussi que cette utilisation est justifiée par la quantité et type des données réunies dans les PMS, ou les SIG sont spécifiquement conçus pour manipuler cette large quantité d'attribut [SOB, 2006]. De nos jours, les SIG sont de plus en plus utilisés, et il y a une tendance croissante vers l'intégration des données des PMS dans ces derniers. Cette intégration est de plus en plus réaliste, les avantages étant une édition flexible des données, la possibilité d'afficher visuellement les résultats des requêtes dans la base de données (Figure I-16), de faire des statistiques cartographiques, et enfin une gestion analytique de la chaussée sur le fond de carte du réseau routier [PAR, 2005].

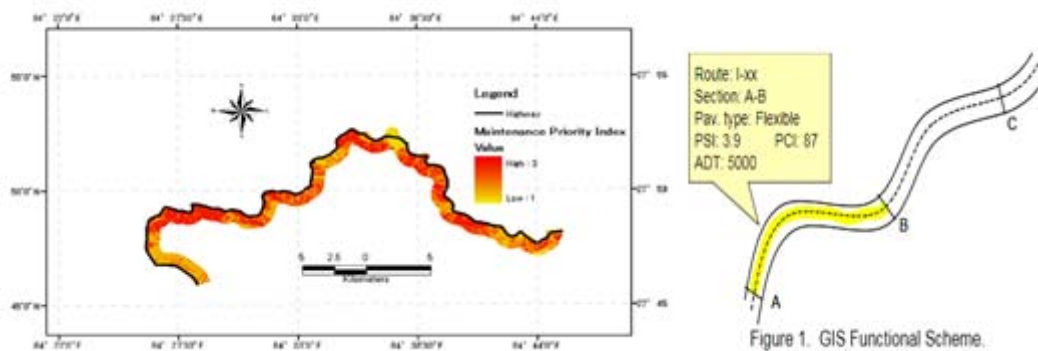


Figure I- 16: Exemple d'utilisation des SIG dans les PMS [PAR, 2005]

I.7 Le traitement de la fissuration

La meilleure approche pour traiter le problème de la fissuration serait de connaître exactement la cause qui est derrière la récurrence de cette pathologie. Ensuite, en fonction de l'état des lieux, on peut proposer des solutions. Celles-ci concerneront le volet prévention pour les parties de la chaussée non encore affectées ou construites, ou bien le volet entretien pour les zones déjà endommagées.

Dans le cas de la fissuration réfléchive, l'aspect prévention concernera la façon : a) d'empêcher la fissuration des assises traitées aux liants hydrauliques, b) d'éviter l'initiation de la fissuration dans le bas de couche bitumineuse supérieure, et c) de stopper la propagation de cette fissuration de surface à travers la couche bitumineuse. Par contre, si la chaussée est construite, et si ces fissures sont déjà apparues, il a lieu de penser comment maintenir ces parties dégradées afin de prolonger la longévité de la chaussée. Dans le cas de la fissuration TDC, le problème de prévention concernera la manière d'éviter l'initiation de la fissure dans le haut de la couche de roulement et puis la manière d'éviter la propagation vers le bas. Pour l'entretien et la maintenance, cela sera plus simple que dans le cas de la fissuration réfléchive, car l'intervention concernera la partie superficielle de la chaussée.

I.7.1 Les solutions de prévention

Dans le volet prévention il existe plusieurs approches. La première serait l'amélioration des caractéristiques des matériaux hydrauliques utilisés dans la couche traitée. Des tentatives ont essayé de modifier la nature des ciments. Dans ce sens, plusieurs planches d'essais ont été construites avec des ciments dits à retrait compensé qui ont un pouvoir de minimiser le retrait hydraulique [LCPC, 1988]. Cependant ce type de solution n'a été pas reconnu efficace pour résoudre le problème d'apparition des fissures. Celui-ci est relié aux effets du retrait thermique dont les conséquences sur la fissuration sont plutôt importantes. D'autres expérimentations ont été réalisées dans l'axe traitement mixte et même ont conduit à l'ajout de solutions bitumineuses au MGTLH, pour augmenter leur souplesse et déformabilité. Les résines époxydiques ont également été ajoutées comme adjuvant aux graves ciments. L'objectif est de formuler un matériau composite dont la résistance en traction est plus grande que celle du grave ciment classique [FLO, 2005]. Cependant ces dernières solutions, malgré leur pouvoir de réduire la fissuration, restent très onéreuses ou parfois ne donnent pas les performances requises par les cahiers de charges.

La deuxième approche du problème d'initiation des fissures consiste, au lieu de vouloir éviter la fissuration dans la couche d'assise, à accepter cet endommagement et à le provoquer afin de mieux le contrôler. C'est la technique de pré-fissuration qui vise plusieurs objectifs [ROU, 2001] :

- 1- savoir localiser une fissure de retrait, c'est-à-dire faire en sorte qu'elle existe là où on le désire, ceci permettra de réaliser des traitements préventifs, et de limiter les conséquences dommageables des fissures de retrait. En plus cela facilitera l'entretien des fissures qui vont apparaître en surface de la chaussée.
- 2- savoir provoquer une fissure de retrait qui permettra d'en multiplier le nombre d'une manière optimale, de sorte que les fissures ainsi créées soient fines, et avec une faible amplitude d'ouverture. Il s'ensuit un meilleur comportement mécanique de la structure grâce à un meilleur engrènement des lèvres de la fissure, et des contraintes moins sévères dans la couche de roulement au droit de la fissure. Dans cette optique de traitement, on dénote l'existence de plusieurs procédés, notamment en France, avec néanmoins des performances très variables. D'autre part, cette technique peut engendrer une perte de la capacité portante de l'assise, qui doit être prise en compte lors du dimensionnement.

Dans le volet ralentir la remontée de la fissuration dans la couche supérieure, il y a lieu de penser à introduire des systèmes retardateurs de fissuration. Trois types de couches anti-fissures sont à la base des procédés les plus utilisés [ROU, 2001] :

1) l'enrobé fin bitumineux riche en liant et en fines, 2) l'enduit épais au bitume - caoutchouc ou élastomère, et 3) le géotextile imprégné de bitume. Ces procédés s'utilisent aussi bien pour l'entretien des chaussées en service que pour les chaussées neuves en graves hydrauliques. Le géotextile peut être une membrane non tissée, une géo-grille en fibres de polypropylène (Figure I.17a), ou une grille en acier (Figure I.17b), fixée au support par clouage ou à l'aide d'une couche fine à base de bitume. L'utilisation de ces matériaux, largement répandus dans le secteur des routes, en tant que système retardateur de fissuration, a fait l'objet de plusieurs normes et fascicules.



Figure I- 17: Mise en place de géo-grilles et treillis soudés pour prévenir la fissuration
[FLO, 2005]

I.7.2 Les solutions de maintenance et réhabilitation

La fissuration de surface expose la chaussée à l'infiltration de l'eau superficielle, ce qui peut augmenter le risque d'une dégradation accélérée et d'une diminution de la durée de service de la route [JUN 09]. Malgré cette éventualité, l'utilisation des chaussées mixtes n'a été jamais abandonnée. En effet, ce type de revêtement est caractérisé, comme déjà indiqué, par ses nombreux avantages tels que la résistance élevée, la rigidité, une excellente intégrité, et une grande stabilité à l'eau [CHO 06] [ZHA 09]. C'est pour cette raison que les procédés visant à limiter ou à réparer ce désordre ont été largement sollicités.

Il en existe plusieurs. Mais parfois, il est recommandé de ne rien faire plutôt que de couvrir le problème et le voir réapparaître aussitôt [ORR 06] ! .Toutefois, cette solution n'est pas envisageable pour des routes à fort volume de circulation. Dans ce cas, le colmatage et remplissage superficiel des fissures sont les méthodes de réparation les plus communément exécutées (Figure I-18-a-b-c). Le remplissage s'effectue avec des matériaux d'origine bitumineuse, surtout pendant la période initiale d'apparition des fissures. Ce traitement empêche uniquement et momentanément l'infiltration de l'eau à l'intérieur de la chaussée. Il n'a pas d'effet sur l'évolution de la fissuration. Néanmoins, un programme effectif de colmatage peut augmenter sûrement la durée de service de la route [MOS 09]. Certains cas de chaussée dégradée nécessitent un renforcement pour rallonger la durée de service (Figure I-18d). Pourtant, malgré l'emploi de plusieurs variantes pour résoudre le problème de remontée des fis-

tures, les performances résultantes n'ont pas pu arriver au stade de pleine satisfaction [HAN 13]. Par ailleurs, plusieurs essais ont été réalisés pour évaluer l'emploi des géotextiles incorporés avec renforcement (Figure I-18f), mais la plupart ont montré des déficiences, en particulier quand la couche de renforcement est fine [HUG 00] [FAR 05] [ELS 11]. Dans le cas de grilles en fibre de verre, les travaux entamés par Hajj et al. [HAJ 13] dans l'Etat de Nevada ont montré que leur utilisation peut retarder la remontée pour une durée approximative de trois années, et réduire l'ampleur des fissures transversales jusqu'à cinq années après la date de construction. Le procédé a consisté en un fraisage de 5 cm de l'asphalte existant, la mise en place d'une feuille en fibre de verre, et enfin la mise en œuvre d'une couche de renforcement de 5 cm suivie d'un béton bitumineux type II. Néanmoins Elseifi et al. [ELS 11], ont conclu auparavant, après avoir examiné les performances de plus de 50 sites construits avec plusieurs méthodes de maintenance, que le coût effectif de l'emploi des fibres en verre n'est pas validé en comparaison avec le renforcement classique.

En ce qui concerne l'injection des fissures (Figure I-18e) il existe peu de méthodes réalisées in situ. Elles sont caractérisées en effet par leur coût exorbitant et des difficultés d'exécution. Liu et al. [LIU 11], ont testé sur site l'injection des fissures longitudinales. Le procédé consiste à injecter un mortier de ciment présentant une fluidité importante et une résistance initiale élevée, ceci avec l'emploi de trous de diamètre 60mm espacé de 30 cm à 200 cm. Le tube d'injection doit être scellé chaque fois dans la chaussée avec une résine époxy. La méthode présente d'autres inconvénients tels que la déperdition importante du mortier, car la partie supérieure de fissures traitées n'est pas étanche, ce qui au demeurant n'est pas une garantie du remplissage intérieur.

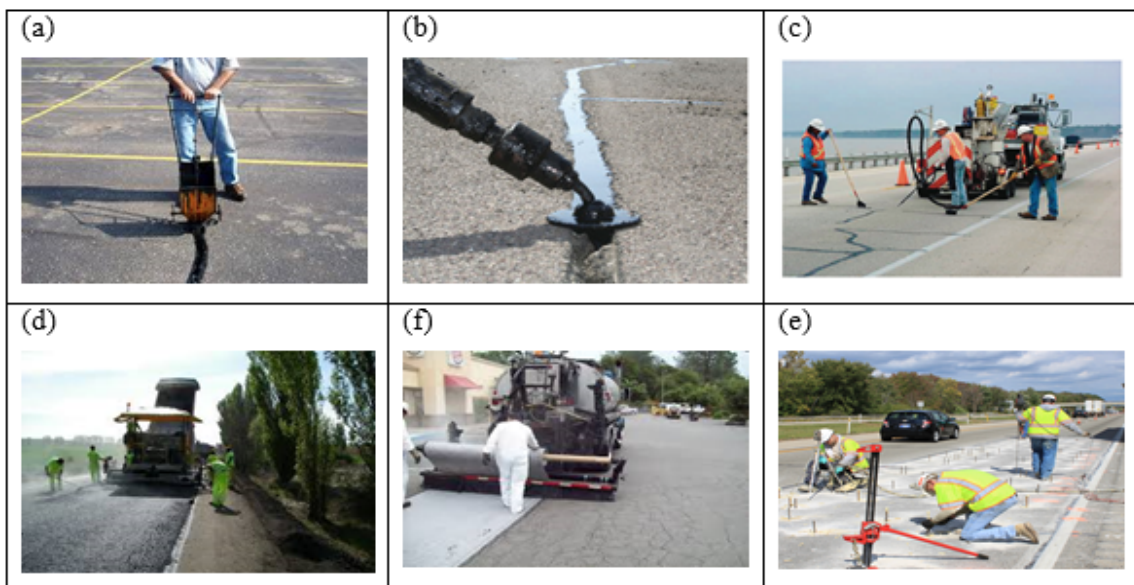


Figure I- 18: Diverses méthodes de maintenance et entretien des chaussées

I.8 Synthèse de la revue bibliographique

Les types de dégradations dans les chaussées sont multiples et ont des conséquences de gravité différente selon que l'on se place du point de vue d'investissement ou du point de vue d'usage de la chaussée. En ce sens, les méthodes d'évaluation des chaussées devront être orientées. Il existe une si grande variété de causes à l'origine de ces dégradations qu'il est nécessaire de les regrouper selon leur champ d'action sur les composantes d'une chaussée. Nous avons constaté aussi que l'action d'une cause permet d'affirmer la présence du mécanisme responsable de l'éruption des défauts. Ceci met l'accent sur la nécessité d'exécuter des essais spécifiques et bien choisis à l'affirmation de ces causes, et surtout en raison du caractère spécifique d'une structure mixte traitée au liant hydraulique.

Dans une deuxième partie de cette revue de littérature, nous avons approfondi l'étude sur le phénomène de la fissuration de surface des structures mixtes, parmi les autres types de dégradations déjà référencés. L'origine de cette dégradation est liée à l'emploi des matériaux traités aux liants hydrauliques dans la couche de fondation, et son apparition en surface est connectée à la réponse du complexe bitumineux au-dessus de la couche traitée. D'après les travaux relevés, il y a deux facteurs qui incitent cette dégradation : les conditions climatiques et le trafic, et toutes les autres causes de détérioration sont issues de l'action de ces deux agents. Nous avons vu aussi l'existence de plusieurs mécanismes, mais qui essaient d'expliquer l'apparition des fissures dans les chaussées traitées aux liants hydrauliques et pas spécialement dans les structures mixtes. Dans ce contexte, nous avons remarqué que la diversité des types de chargement, la multitude des conditions environnementales, et la nature des sols employés font que cela devient une tâche compliquée d'identifier ce mécanisme de dégradation, qui a tendance à devenir typique de chaque cas d'étude. En ce sens, le véritable enjeu serait alors de comprendre de près, les principes régissant ce type de mécanisme dans le cas d'une structure mixte caractéristique, comme il sera précisé dans les chapitres suivants.

D'autre part, nous avons constaté dans cette revue de littérature l'intérêt de la prédiction et de l'identification d'un tel mécanisme pour une gestion efficace de la chaussée. Nous avons observé aussi, l'existence de plusieurs solutions de traitement destinées à prévenir ou à maintenir globalement cette fissuration de surface, quel que soit le type de la structure. Ces solutions, malgré leur pouvoir de réduire la fissuration, sont difficiles à exécuter sur site, générant ainsi des coûts excessifs. Dans la majorité des cas, ces solutions ne donnent pas les performances requises par les cahiers de charges. Dans cette optique, comme sera présenté après, dans ce mémoire, il serait intéressant de mettre en place des solutions typiques aux

structures mixtes, et ensuite de faire une évaluation des performances, accompagnée d'une comparaison avec les solutions de traitement déjà pratiquées.



 **PARTIE B**

**LA COMPREHENSION DU MECANISME
DE FISSURATION**

Chapitre II

Diagnostic d'un cas d'étude

L'indentification des causes de la fissuration est considérée comme un passage obligé pour mieux comprendre le mécanisme d'apparition et afin de déterminer une stratégie optimale du traitement. En ce sens, nous présentons dans ce chapitre l'étape du diagnostic des causes de fissuration dans le cas d'une chaussée à structure mixte. Nous allons essayer de considérer toutes les informations pertinentes à l'instar de la conception de la structure, le niveau de trafic, l'historique du climat, et le contexte géologique des zones étudiées [SCU, 2001] [SEB, 2002] [MOU, 2001] [MOR, 1997] [HIM, 1987]. En deuxième lieu, nous allons procéder au constat de la chaussée dégradée, dont la méthodologie consiste à faire une évaluation fonctionnelle et structurale. Dans l'évaluation fonctionnelle on procèdera à des relevés de dégradation, et à l'évaluation du niveau de confort de la chaussée. Cette évaluation sera également accompagnée par des observations à long terme des dégradations. Dans l'évaluation structurale, on examinera la capacité portante de la structure, à travers des essais non destructifs, travaux de carottage, et plusieurs essais de laboratoire.

SOMMAIRE

II.1	Présentation du cas d'étude.....	42
II.1.1	L'autoroute A1 Est-Ouest.....	42
II.1.2	L'incorporation des matériaux traités dans l'Autoroute A1	42
II.1.3	Justifications pour le choix de l'option chaussée mixte	43
II.2	Présentation de la zone d'étude.....	44
II.2.1	Condition du trafic.....	45
II.2.2	Contexte climatique de la région	49
II.2.3	Considérations géologiques.....	54
II.3	Méthodologie de l'étape diagnostic	57
II.4	Evaluation fonctionnelle du cas d'étude	58
II.4.1	Visite du terrain	58
II.4.2	Relevé physique des fissures	59
II.4.3	Qualité du roulement.....	61
II.4.4	Influence du trafic.....	62
II.4.5	Evolution de la fissuration.....	63
II.5	Evaluation structurale du cas d'étude	65
II.5.1	Les techniques utilisées.....	65
II.5.2	Estimation de la capacité portante	67
II.6	Les essais au laboratoire.....	73
II.6.1	Essais sur carottes de la couche bitumineuse	73
II.6.2	Essais sur carottes de la couche de fondation traitée	74
II.7	Conclusion.....	76

II.1 Présentation du cas d'étude

II.1.1 L'autoroute A1 Est-Ouest

L'autoroute est-ouest est un ouvrage traversant toute l'Algérie parallèlement aux côtes méditerranéennes. L'autoroute doit relier la ville de Maghnia (frontière marocaine) à El Tarf (frontière tunisienne) en passant par les grandes villes algériennes, telles que (d'Ouest en Est) Tlemcen, Oran, Chlef, Alger, Sétif, Mila, Constantine, Skikda et Annaba sur une distance de 1216 km (Figure II-1).

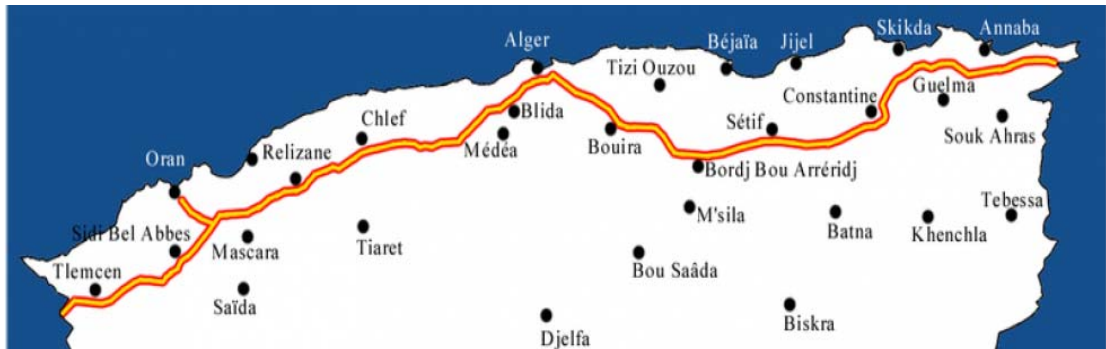


Figure II- 1: Carte de l'autoroute A1« Est-Ouest »

II.1.2 L'incorporation des matériaux traités dans l'Autoroute A1

Entre 2009 et 2014, s'est vue l'incorporation des matériaux traités au ciment dans le corps de chaussée, lors de la réalisation de l'autoroute A1. Ceci dans tout le tronçon Est, sur un linéaire de 399 km (Figure II-2). Le choix pour ce type d'incorporation été justifié par plusieurs raisons qui seront exposées après. Ce tronçon est fractionné en 12 sections, d'une longueur moyenne de 30 km, en raison des considérations de gestion, les contraintes de production et les zones de répartition du trafic.



Figure II- 2: Le tronçon Est (399 km)

II.1.3 Justifications pour le choix de l'option chaussée mixte

Le choix de l'option chaussée mixte dans l'ouvrage été justifié par deux principaux arguments : a) la contribution structurelle de telles structures, et b) l'intérêt économique.

Une couche de matériau traité au ciment, placée en fondation, apporte une contribution structurelle significative à la chaussée. Ceci est d'autant plus justifié lorsque le sol support est hétérogène en composition et en propriétés, son comportement peut varier de façon significative dans l'espace et le temps. Ceci est aussi vrai dans le cas du tronçon étudié, ou on y retrouve le long de son tracé des matériaux fins et variables (argiles, limons, marnes) dont le traitement avec la chaux et/ou le ciment est incertain [PET, 2002]. D'autre part, la stabilisation par ajout direct de chaux ou de ciment, à l'aide d'équipements mobiles in situ, ne permettra pas une distribution homogène du liant, donnant ainsi des zones beaucoup trop rigides et d'autres endroits localisés présentant une faiblesse structurelle compromettant ainsi l'intégrité de la chaussée par des tassements subséquents. La couche de base en grave-bitume (GB) viendra ensuite assurer un découplage partiel entre la couche de fondation traitée et la couche de surface, vis à vis des sollicitations lentes, d'une part grâce à son élasticité, et d'autre part de par son épaisseur importante, tout en maintenant des liaisons suffisantes entre ces deux couches vis-à-vis des sollicitations rapides induites par le trafic [PET, 2002].

D'un point de vue économique, l'incorporation des matériaux traités dans le corps de chaussée peut susciter d'importantes économies en matière de coût et usage de matériaux. Pour démontrer cet aspect nous avons reporté dans la Figure II-3, les deux variantes de conception du corps de chaussée, la variante A qui prévoit une chaussée flexible tandis que la variante B prévoit une chaussée mixte traitée. Pour l'ensemble du tronçon traité (399 km), la comparaison des deux variantes fait ressortir les indications suivantes : a) L'emploi de 185000 tonnes de ciment, b) un gain de 6,35 million de tonnes d'agrégats, c) un gain de 11651 de tonnes de bitume. Il en découle que pour préserver l'intérêt économique, il y lieu d'adopter le concept de la chaussée traitée B.

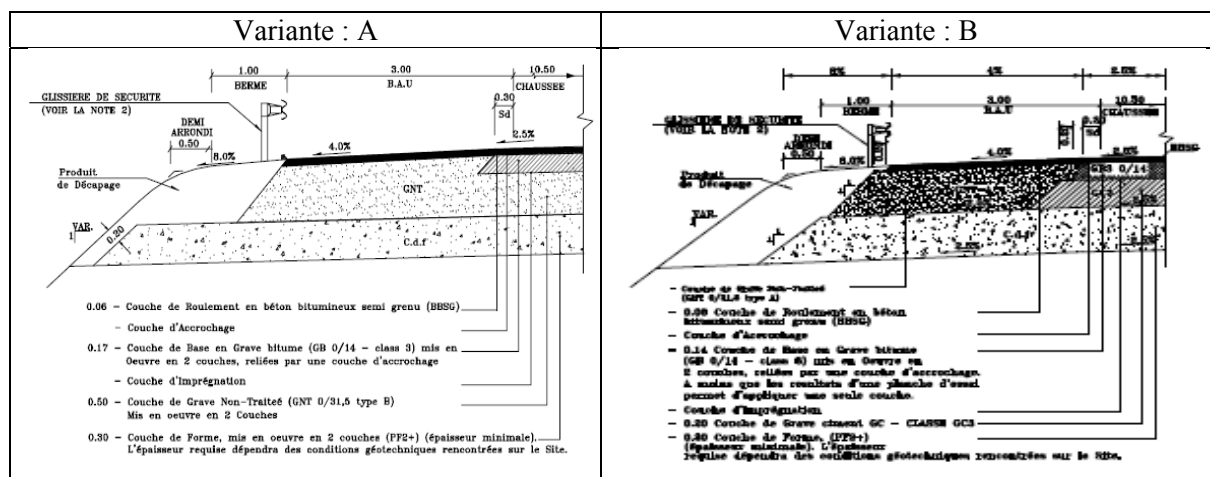


Figure II- 3: Variantes du corps de chaussée

II.2 Présentation de la zone d'étude

Du fait de l'étendue du tronçon stabilisé, la zone concernée par notre étude s'est limitée aux trois sections autoroutières (10-1 et 10-2, 9,8) des wilayas de Sétif, Mila et Constantine sur un linéaire de 107 km (Figure II-4). Le choix de cette zone d'étude s'est appuyé sur les points suivants : a) cette zone est déjà livrée à la circulation depuis Juillet 2010, b) elle traverse une variété de microclimat, c) le trafic routier et la géologie sont variables, d) le corps de chaussée est identique, et e) les moyens de réalisation et de production sont similaires (Figure II-5).



Figure II- 4: La zone d'étude

Section	PK (Km)		Total (Km)	Mise en service
	Début	Fin		
10-1	65+000	84+600	19,60	31-Jan-10
10-2	84+600	112+467	29,40	10-Mai-10
9	112+467	142+600	30,00	04-Jul-10
8-1	142+600	170+000	28,00	04-Jul-10

Figure II- 5: Moyens communs de production et données des sections

II.2.1 Condition du trafic

Des comptages automatiques ont été effectués sur une période étalée sur plusieurs semaines à l'aide de compteurs automatiques aux niveaux des quatre sections étudiées. Parallèlement, pour procéder à la classification des véhicules, d'autres comptages manuels (Figure II-6.a) ont été également nécessaires. L'appareil de mesure du comptage automatique (figure II-6.b) est un enregistreur comportant une détection pneumatique réalisée par un tube de caoutchouc tendu en travers de la chaussée. Lorsque l'essieu d'un véhicule passe sur le tube, l'onde de compression de l'air donne une impulsion, laquelle est enregistrée. Il est alors possible de capter le nombre d'essieux passant sur le tube en cumulant les impulsions d'air du capteur. Pour la classification des véhicules, un comptage manuel est indispensable, il est été effectué à différentes périodes de la journée. Pour le besoin de l'étude, le trafic lourd est seulement considéré, et il équivaut au nombre de véhicule dont le poids total est 35KN ou plus [LCPC, 1998]. Il comprend les camions à 02 essieux, à 03 essieux et les ensembles articulés (catégorie 04 à 06).



Figure II- 6: Comptage manuel (a) et automatique (b)

II.2.1.1 Résultats des mesures du trafic

L'analyse détaillée des mesures de trafic permet d'aboutir à des informations sur le trafic, telles que :

- Trafic moyen journalier (TMJ) qui est le trafic moyen des mesures ;
- Le pourcentage du poids lourds (PL) : « % PL » est dérivé de la formule : $\%PL = (\text{Nombre du poids lourds recensé}) / \text{TMJ}$.

Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau II-1. Ils permettent de diviser la zone d'étude en cinq zones de trafic dont l'amplitude est différente. Les limites entre zones concordent aux 05 échangeurs de la zone étudiée. L'analyse des résultats montre aussi que les sections allant

du PK70+000 au PK89+089 et du PK156+000 au PK170+000, sont les plus chargées en matière de nombre de véhicule total ou en pourcentage de poids lourds.

Zone de trafic	Sous-section	Chainage		TMJ	%PL
		PK- départ	PK-fin		
01	Sec10-1-1	65+000	70+000	11100	10%
02	Sec 10-1-2	70+000	89+089	18500	12%
03	Sec 10-2	89+089	112+467	16800	11%
	Sec 9-1	112+467	126+000		
04	Sec 9-2	126+000	142+600	16600	10%
	Sec 8-1-1	142+600	156+000		
05	Sec 8-1-2	156+000	170+000	21100	13%

Tableau II- 1: Données du trafic de l'année d'ouverture à la circulation

II.2.1.2 Variation horaire

La distribution horaire du trafic (Figure II-7) est mesurée pour évaluer les tranches journalières qui présentent un volume de circulation important. Ceci représente un facteur important pour estimer les performances générales de la chaussée, car la tranche horaire concernée nous renseigne sur l'intervalle de variation de température associé au pic du volume de trafic [BEN, 2009).

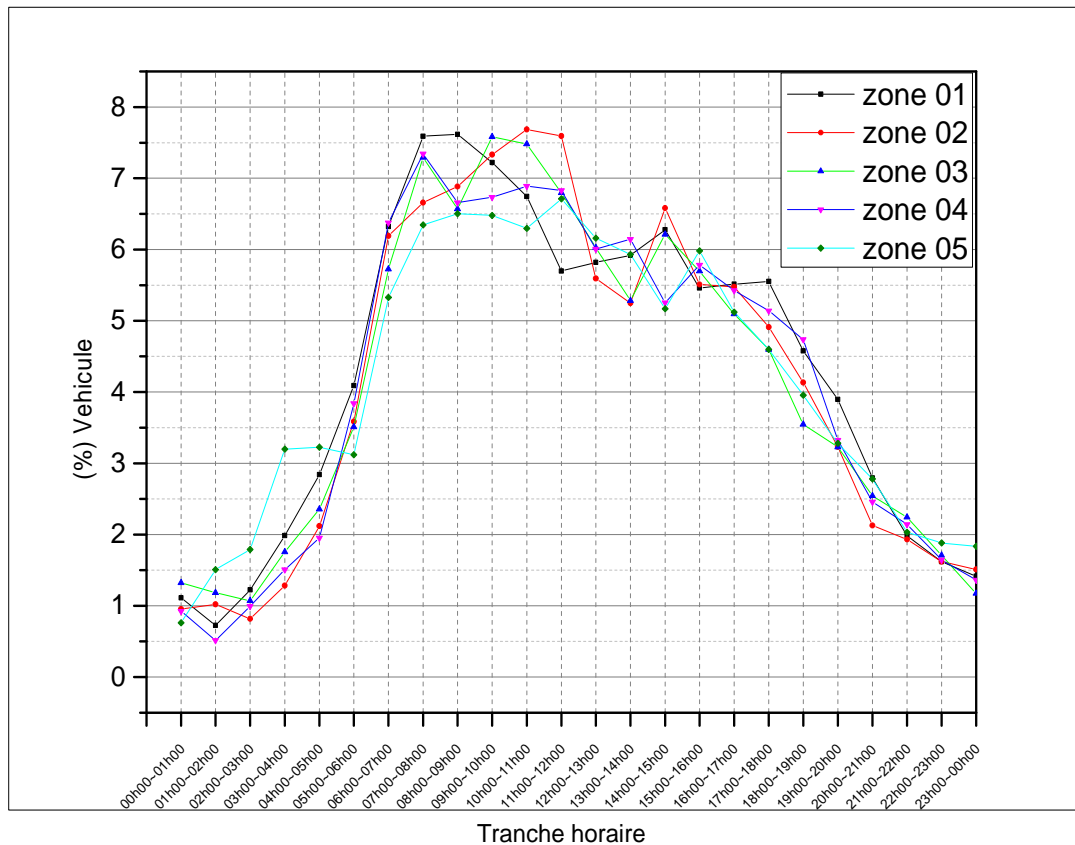


Figure II- 7: Variation horaire du trafic

Les variations horaires du trafic, indiquent une similitude pour les cinq zones d'étude. Les tranches horaires entre 05h00 et 20h00 sont les plus volumineuses en nombre de véhicule avec des pics enregistrés le matin entre 07h00 et 12h00 et l'après-midi entre 14h00 PM et 16h00 PM. Cette période est généralement plus chaude, la susceptibilité à l'orniérage devient alors un risque important pour la couche bitumineuse. A l'inverse, l'aptitude à la fissuration est attribuée au pic de circulation pendant la période froide de la journée, habituellement pendant le matin aux heures de pointe, car pendant la période chaude de la journée, les fissures ont tendance à se refermer en raison des dilatations relatives des enrobés bitumineux [BEN, 2009].

II.2.1.3 Répartition du trafic sur les voies de la chaussée

Le cas d'étude est une partie d'autoroute composée de trois voies plus une bande d'arrêt d'urgence par direction. Il serait alors essentiel de vérifier la répartition des véhicules sur les trois voies de circulation (Figure II-8).

L'analyse des résultats issus de la moyenne des mesures des quatre sections montre que la 1ère voie enregistre un pourcentage élevé de véhicules lourds (71%), et la 2ème voie est caractérisée par un volume important de véhicules légers (60%). Ceci aura sans doute une incidence directe sur l'apparition des dégradations à la surface de la chaussée surtout dans la 1ère voie caractérisée déjà par un volume important de circulation de poids lourds.

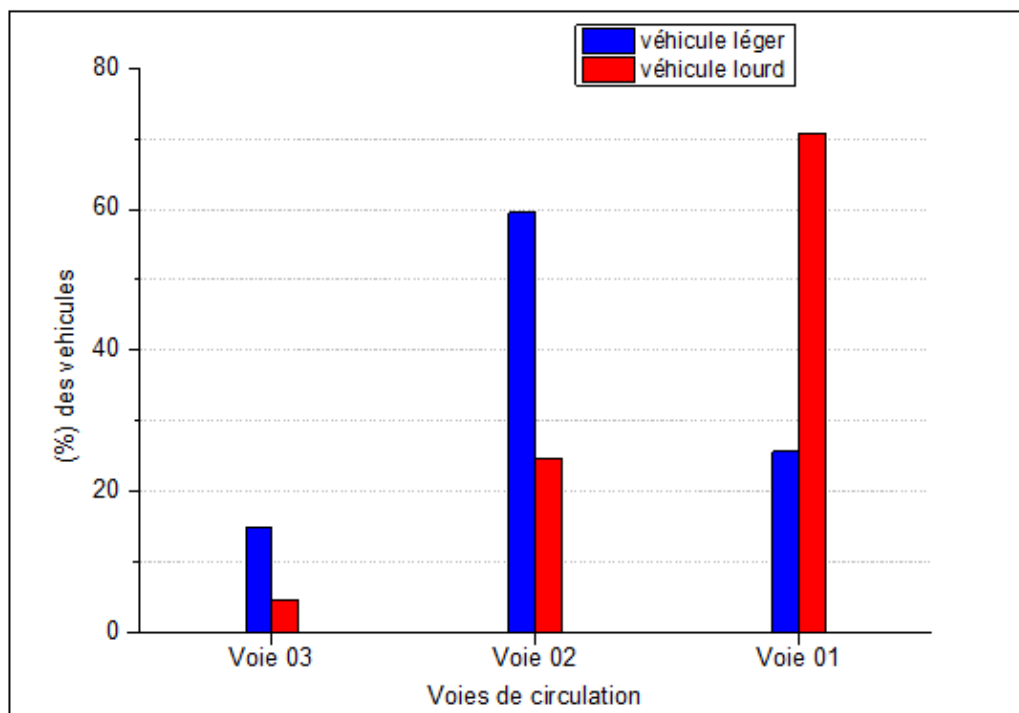


Figure II- 8: Répartition du pourcentage des véhicules par voie de circulation

II.2.1.4 Evolution prévisionnelle du trafic

Il est essentiel de calculer l'évolution prévisionnelle du trafic en termes d'indice TMJA durant le cycle de vie du projet. Ceci a pour objectif de vérifier l'effet de l'évolution du trafic sur l'accroissement de la fissuration en long terme. Les résultats sont exprimés dans la Figure II-9.

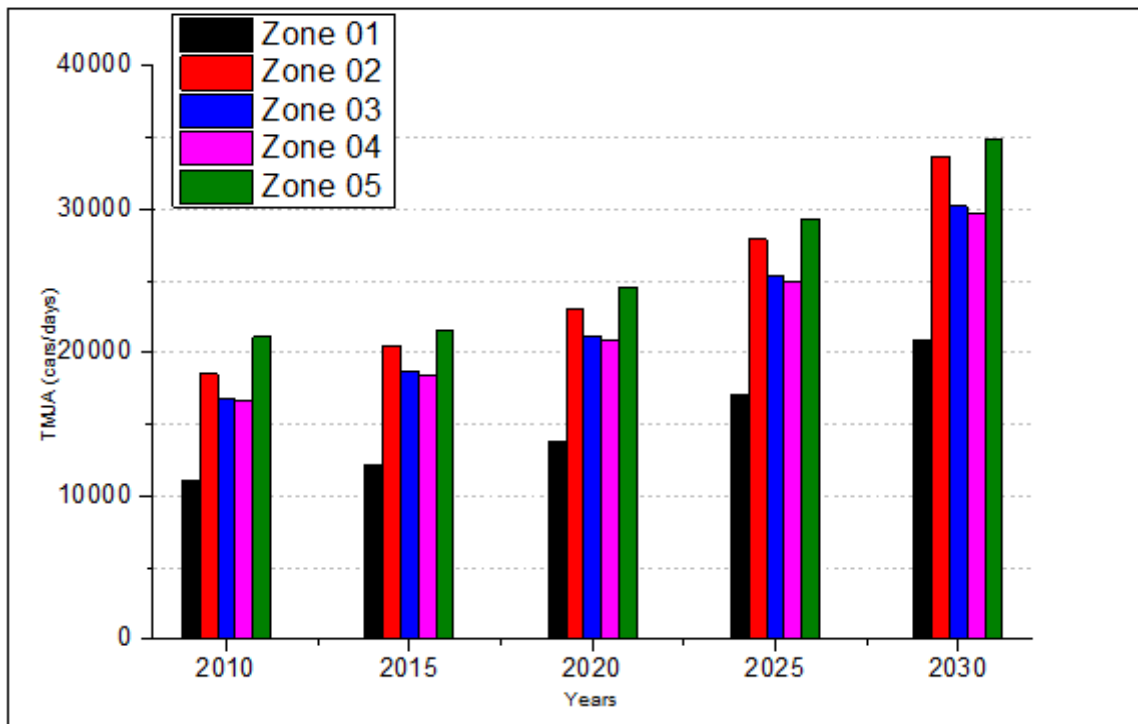


Figure II- 9: Evolution prévisionnelle du trafic pendant le cycle de vie [APD, 2007]

Il est important de rappeler que la prévision du trafic en termes de TMJA, fait appel aux techniques des séries chronologiques, qui extrapolent l'évolution des TMJA à partir de la connaissance des mesures de l'historique. Pour cette raison les données schématisées dans la figure III.9 sont issues de l'étude de trafic réalisée dans le cadre du projet, car il n'a pas été nécessaire de faire un 2ème calcul statistique en présence de données confirmées.

Ces données nous aident à déterminer le taux de croissance annuel moyen par période, qui est généralement calculé à partir d'une régression linéaire des TMJA. Dans l'ensemble, les taux de croissance annuels prévisionnels moyens (taux de croissance = $(\text{valeur présente} / \text{valeur passée})^{1/n} - 1$), pendant le cycle de vie du projet sont compris entre 3% à 4%, pour les cinq zones de trafic que compose le tronçon étudié. Ceci indiquerait que le trafic ne croît pas considérablement.

II.2.2 Contexte climatique de la région

L'Algérie est considérée comme un pays appartenant à de la zone subtropicale du nord-africain. Son climat est très différent entre les régions (nord-sud, Est-Ouest). Il est de type méditerranéen sur toute la frange nord qui englobe le littoral et l'atlas tellien (étés chauds et secs, hivers humides et frais), semi-aride sur les hauts plateaux au centre du pays et désertique dès que l'on franchit la chaîne de l'atlas saharien.

La carte de la Figure II-10 représente les étages bioclimatiques de l'Est Algérien et démontre la variation des données climatiques d'une région à une autre. A l'analyse de ces données, on constate que le climat de la majeure partie de la zone étudiée n'échappe pas au type semi-aride, et il est classé climat "Bsk", selon la classification de Köppen et Geiger. Dans la zone d'étude, les données de la pluviométrie annuelle donnent une moyenne de 700mm tandis que la température moyenne de l'année est de 17,7 ° C avec un max de 45 ° C. En outre, Juillet et Août sont les mois les plus secs de l'année, tandis que les précipitations sont irrégulières d'Octobre à Avril. Cela n'empêche pas l'existence de zones à micro climat différents à l'exemple de la zone entre PK 160+000 et PK170+000 caractérisée par un climat qui appartient à un étage bioclimatique subhumide caractérisé par une pluviométrie importante, et par deux saisons nettement distinctes : a) du mois de novembre au mois d'avril c'est la saison humide et pluvieuse, et b) du mois de mai au mois d'octobre c'est la saison chaude et sèche.

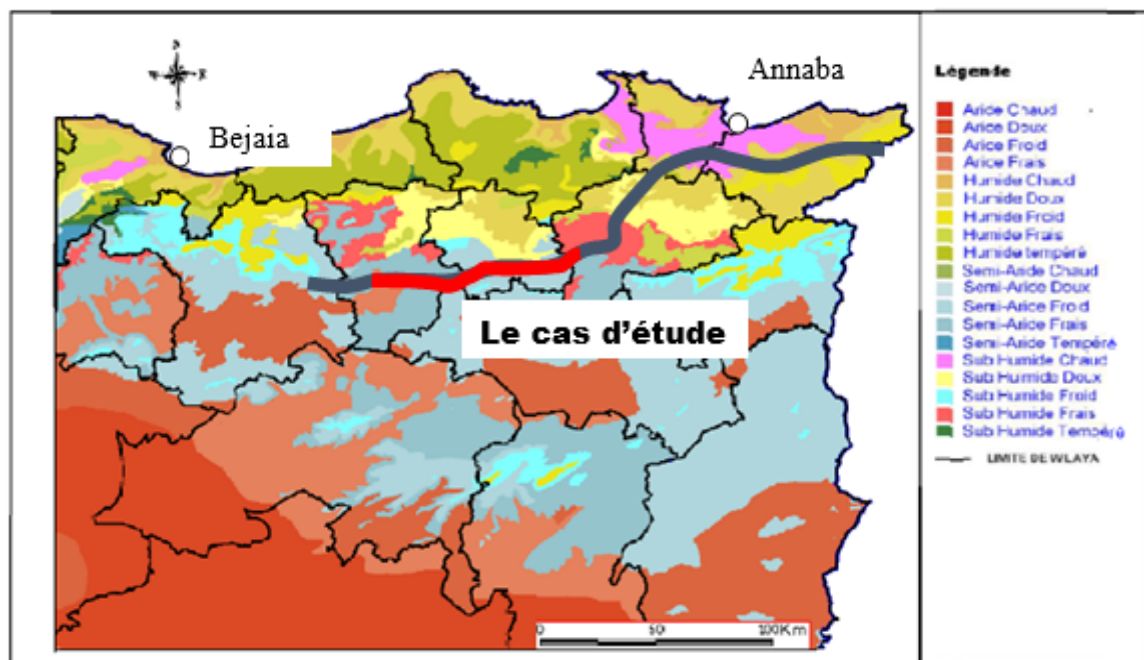


Figure II- 10: Les domaines bioclimatiques de L'Est Algérien [BNE, 2007]

II.2.2.1 Variation de température et de pluviométrie dans la zone d'étude

La revue de littérature [SOU, 2002] [DEB, 2000] montre que la variation de température qu'elle soit journalière ou saisonnière est associée avec les contraintes thermiques. Elles peuvent être considérées comme cause de l'apparition prématurée de la fissuration de surface. L'expérience montre que pour les régions dont la variation est large ou extrême, la tendance à la fissuration est importante [MIN, 2005]. D'autre part, les caractéristiques du liant ou des matériaux constituant la couche traitée ou celle de surface sont très sensibles aux variations thermiques qui, combinées avec les effets du trafic, participent à la dégradation rapide de la chaussée. D'autres études [LIT, 1995] [KOT, 1995] [KAD, 1989] confirment que la fissuration des chaussées à structure mixte est influencée par les l'infiltration de l'eau, qui causent une perte d'emplacement des agrégats aux zones des fissures, et une détérioration localisée le long des endroits fissurés.

Nous avons donc retracé, dans la Figure II-11, la variation de la température mensuelle moyenne, ainsi que la fluctuation mensuelle de la pluviométrie. Ceci pour l'année 2011, qui suit la date de mise en service des sections étudiées. Il est à noter que ces données sont issues des stations météo –Algérie les plus proches.

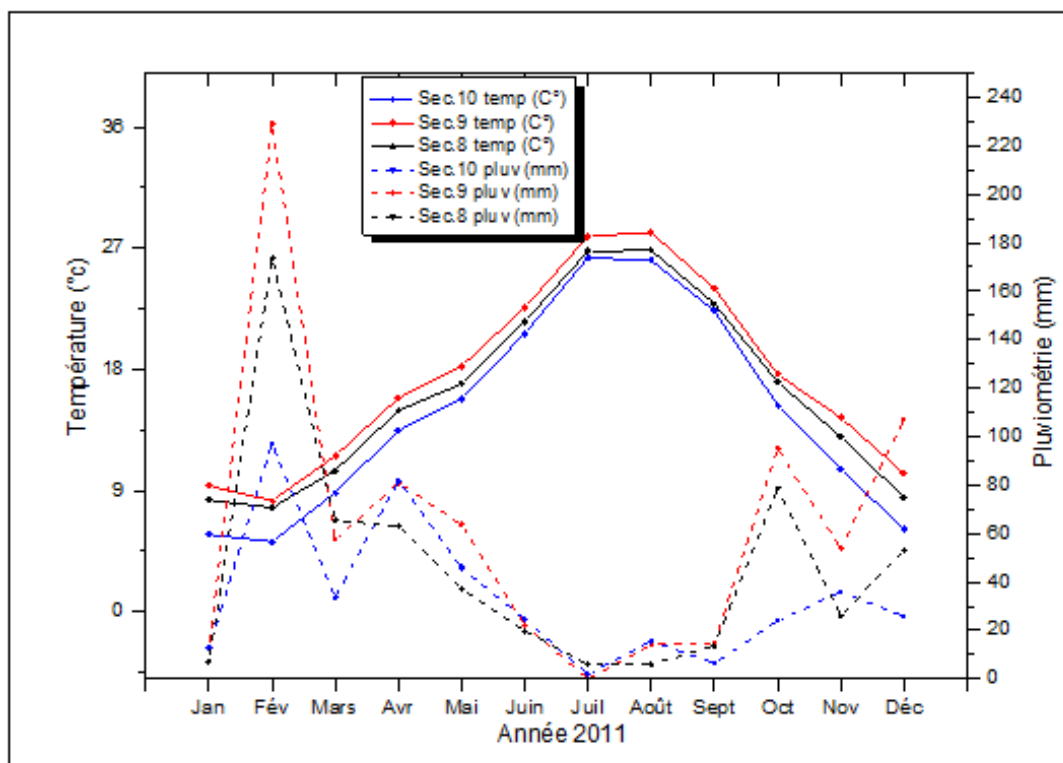


Figure II- 11: Variation de la température moyenne (Trait continu) et la pluviométrie mensuelle (en pointillé)

Les données climatiques montrent une évolution similaire de la température pour l'ensemble des sections. Pourtant on note que celles situées dans la section 10 sont les plus froides, tandis que celles de la section 9 sont relativement chaudes. En ce qui concerne la pluviométrie, on remarque qu'elle est importante dans le cas de la section 9, et qu'elle n'est pas répartie d'une façon homogène pour l'ensemble des sections, sur toute la durée de la période pluvieuse. Elle est aussi caractérisée par une irrégularité et une torrencialité des averses surtout au mois de février. Cette information n'est pas visible dans la figure II-11 précédente qui montre les variations mensuelles de température et de pluviométrie, par contre elle est visible dans les relevés journaliers du climat.

D'autre part, la Figure II-12 suivante indique la variation des amplitudes thermiques des régions étudiées qui est égale à la différence entre la température maximale et minimale moyenne mensuelle. Cette amplitude thermique reflète directement la différence de température dans une même journée c'est-à-dire entre le jour et la nuit. On constate que les amplitudes sont importantes dans le cas des tronçons des sections 10 et 8, où elles peuvent atteindre jusqu'à 18 °c pour une bonne période de l'année. Concernant la variation pendant l'année, on constate qu'elle suit la même tendance pour l'ensemble des sections. Elle est importante pendant l'été (entre 13C° et 18 C°), tandis que pendant la période hivernale elle est entre 7C° et 11C°.

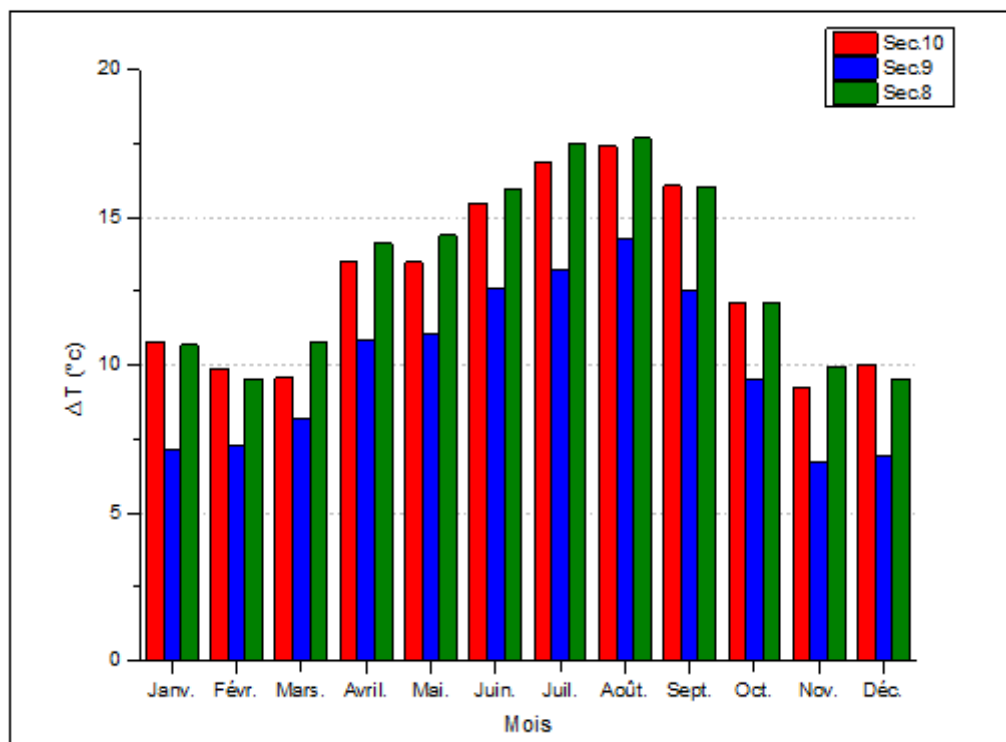


Figure II- 12: Les amplitudes thermiques mensuelles du cas d'étude

II.2.2.2 Le cycle gel-dégel

Le comportement mécanique des chaussées dans les périodes de gel-dégel a une influence majeure sur la conception de la chaussée [COR, 1995]. Une structure de chaussée devrait être conçue non seulement pour supporter les contraintes transmises sous l'effet du trafic mais doit satisfaire les critères de protection contre les effets de gel et dégel.

Ce dernier peut causer l'apparition de dégradation principalement due à la formation de lentille de glace dans le sol support gélif pendant la phase du gel. Ces sols sensibles à ce phénomène peuvent, du fait de leur contenance aux particules fines, favoriser la migration de l'eau libre par remontée capillaire vers les zones exposées directement au gel. Pendant le dégel, la fonte des lentilles de glace se traduit par une augmentation de la teneur en eau et une réduction de la capacité portante. En conséquence, c'est la détérioration de la chaussée par fatigue [JAN, 1990] [DOR, 1990].

Dans cette optique nous avons réalisé un examen détaillé (Figures II-13, II-14, II-15) des données journalières de température des zones d'étude, pour signaler les cycles quotidiens de gel/dégel ($T_{\min} < 0$, $T_{\max} > 0$ sur la même journée). On constate que la section 10 (Wilaya de Sétif) suivie par la section 8 (Constantine), sont distinctes par un nombre important de cycle gel/dégel avec de fortes amplitudes thermiques journalières. Pour la section 9 (Mila), on constate uniquement 02 cycles de gel le long de l'année, tandis que l'écart thermique est moindre.

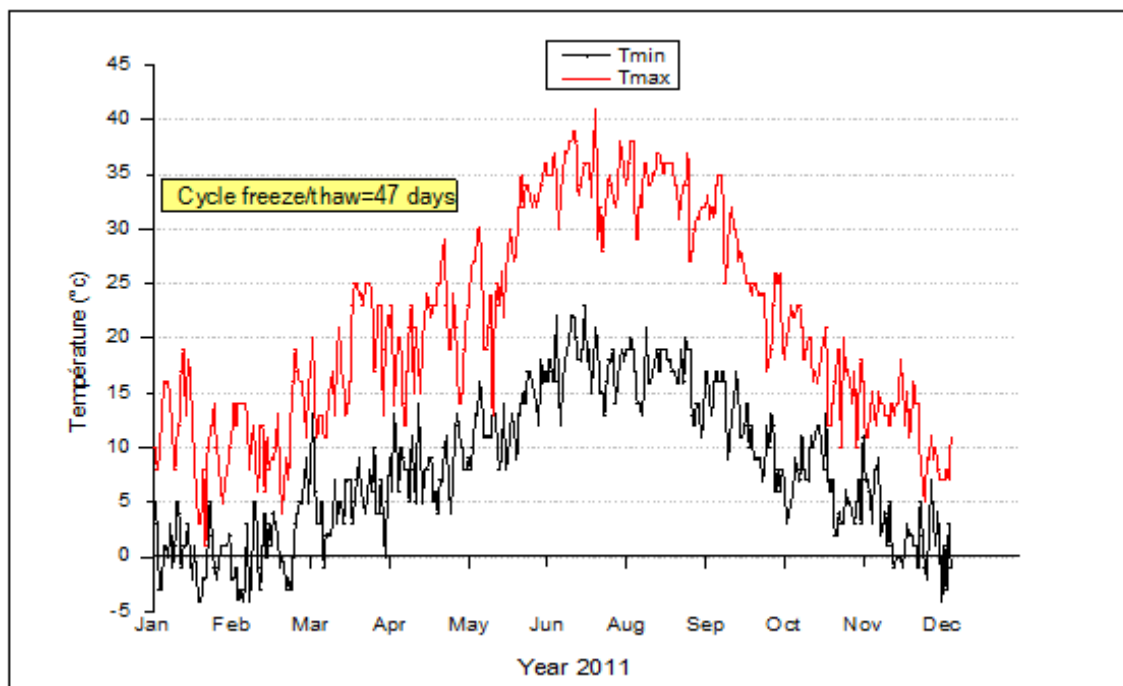


Figure II- 13: Fluctuation journalière de température : cas section 10 (Sétif)

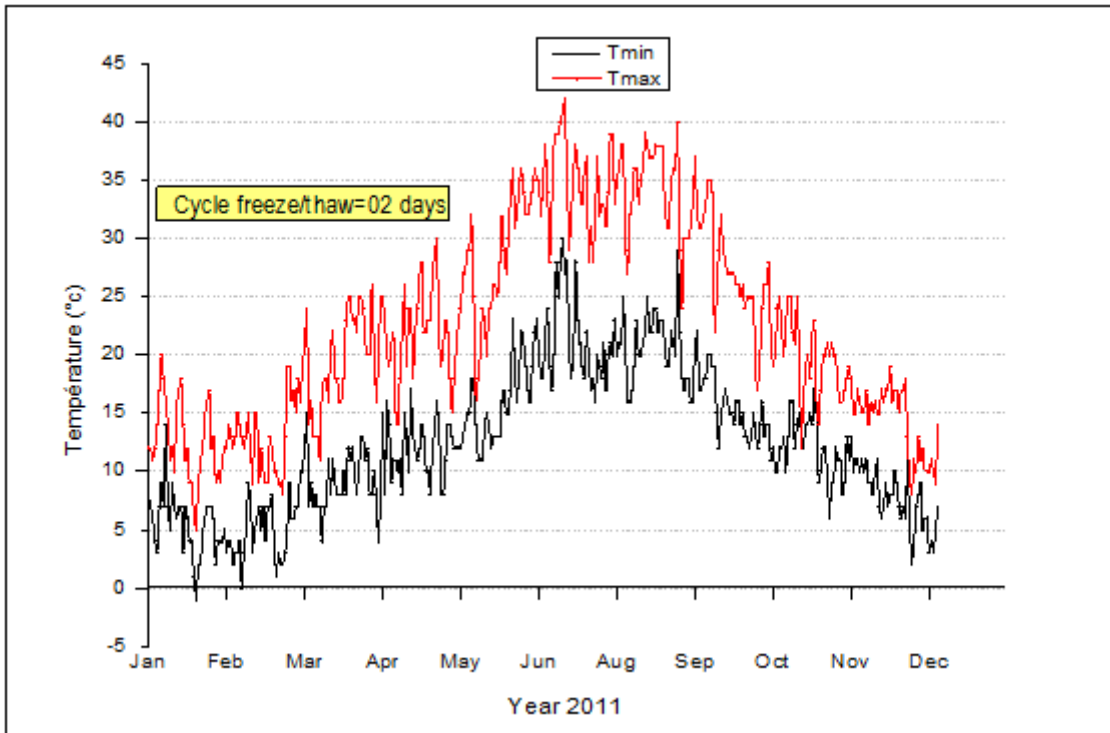


Figure II- 14: Fluctuation journalière de température : cas section 9 (Mila)

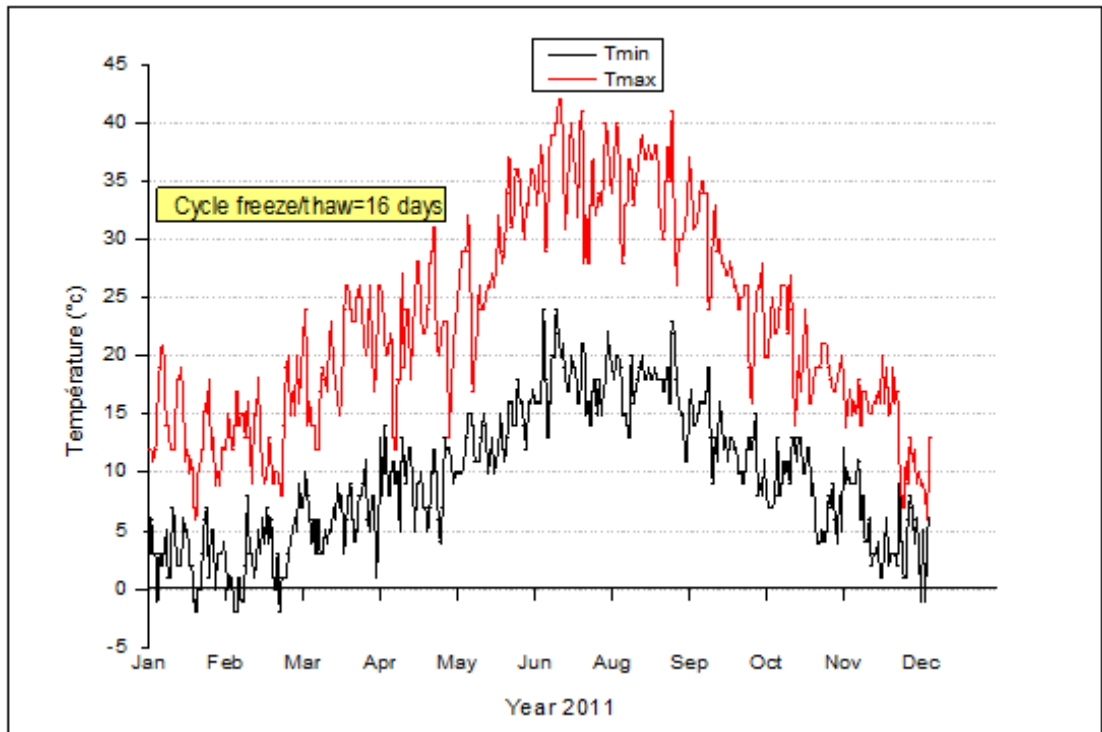


Figure II- 15: Fluctuation journalière de température : cas section 8 (Constantine)

II.2.3 Considérations géologiques

II.2.3.1 Aspect géologique

A l'instar de l'Algérie septentrionale, l'Est est constitué de reliefs jeunes, modelés au cours du tertiaire par les mouvements alpins. L'Algérie alpine est composée d'une variété bien documentés d'ensembles structuro-sédimentaires d'une zone à une autre (Figure II-16). Néanmoins, l'existence d'une base de donnée géologiques au niveau du projet (plus de 350 sondages), nous a permis d'investiguer minutieusement l'aspect géologique de la zone d'étude. L'analyse des résultats fait ressortir ce qui suit :

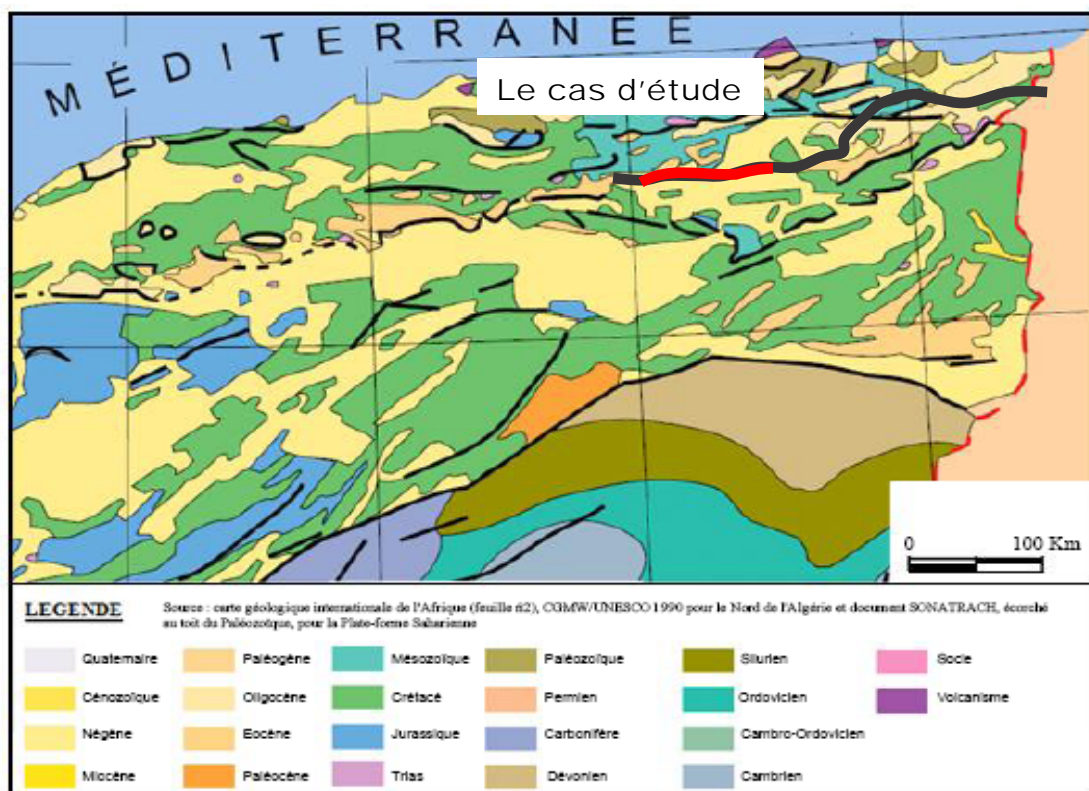


Figure II- 16: La carte géologique de l'est Algérien

- a) Les Sections 10.1 et 10.2 (partie de la wilaya de Sétif) traversent des terrains datés principalement du tertiaire représentés par des formations du Mio-Pliocène (mp) (Figure II-17a), des formations anciennes datées du crétacé (C_{6c}) et des terrains récents d'âge quaternaire (A), (Q_c) et (Q) constitués par plusieurs assises comme montré dans les Figures II-17b et c. La croute calcaire qui est plus ancienne affleure la surface dans quelques endroits surtout dans les ravins et participe à la formation d'alluvions argileux encroutés dont l'épaisseur est au-dessus des quelques décimètres et ne dépasse pas les quelques mètres.



Figure II- 17: Géologie section10

Légende : a) Les affleurements marno-calcaires du mio-pliocène (à gauche), b) Les croutes calcaires (au milieu), et c) les alluvions argileux encroutés (à droite)

- b) La Section 9 (Partie de la wilaya de Mila) est située dans une zone de terrains cultivés presque plats qui se compose principalement de sol compact et ferme avec des graviers calcaires (Figures II-17b).
- c) L'analyse géologique de la section 8 (Partie de la wilaya de Mila et autre de Constantine), fait ressortir deux sous-sections. La première allant du PK142+000 au PK159+980 et la deuxième du PK159+980 au PK170+000. Dans le cas du premier secteur on rencontre des formations pliocènes (Figure II-18a et b) constituées d'alternance argilo-marneuses et gypseuses sur de grandes épaisseurs (dépassant la centaine de mètres). Au-dessus de cette dernière affleure le Quaternaire (Villafranchien et Pléistocène), qui débute par des lentilles conglomératiques suivies d'alternances d'argiles à blocs plus ou moins rubéfiées, le tout coiffé par des croûtes calcaires blanchâtres (Figure II-18c). Dans le cas de la deuxième sous-section s'étalent des terrains Crétacés distingués par des formations marneuses très étendues en surface.



Figure II- 18: Géologie (Section 8)

Légende : a)Faciès argilo-marneux et (b) gypseux pliocène, (c) Lentille de conglomérat suivi par Argiles brunes oxydées à blocs au-dessous des niveaux à croûte calcaire

II.2.3.2 Récapitulatif de l'investigation géologique

Le tableau II-2 donne un récapitulatif sur les formations géologiques qui apparaissent le long du tracé étudié. Suite à l'analyse géologique précédente on peut ressortir les conclusions suivantes : a) Une partie de la section 10-2 (PK101+600 au PK112+467), la section 09 (entre PK112+763 au PK138+040) et une tranche de la section 8-1 (142+600 au PK149+840) sont caractérisées par un sol support compact et dur composé essentiellement d'encroulement calcaire ; b) Les sections 10-1 et 10-2 (entre PK65+600 au PK101+600) ainsi que la section 8-1 entre (PK149+840 au PK159+980) sont caractérisées en général par la prédominance des sols argileux ; c) Dans la section 8-1 (entre PK159+980 au PK170+000) on distingue la présence des sols de très faible portance et d'une grande sensibilité à l'eau.

Section	PK	Formation	Age	
10-1	65+600	66+920	Argile + Blocs	Quartenaire
	66+920	71+480	Argile + Grave	Quartenaire
	71+480	77+740	Argile avec Blocs + Marne et calcaire	Quartenaire
	77+740	78+800	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	78+800	84+300	Argile graveleuse	Quartenaire
	84+300	84+640	Encroulement calcaire	Mio pliocène
10-2	84+640	85+400	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	85+400	85+640	Argile + Grave	Quartenaire
	85+640	88+960	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	88+960	99+920	Argile et encroulement calcaire	Mio pliocène
	94+920	97+360	Marne altérée avec Calcaire marneuse	Crétacé
	97+360	101+600	Argile et encroulement calcaire	Mio pliocène
9	101+600	112+467	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	112+763	115+560	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	115+560	116+660	Argile, Graves et sables	Quartenaire
	116+660	120+240	Argile et encroulement calcaire	Quartenaire
	120+240	121+760	Argile et concrétion carbonatées	Quartenaire
	121+760	123+160	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	123+160	124+300	Marne et sable avec graves	Mio pliocène
	123+160	124+640	Calcaire marneuse	-
	124+300	124+640	Encroulement calcaire	Mio pliocène
	127+200	132+440	Marne, Graves, Blocs et encroulement	Mio pliocène
	132+440	133+340	Argile, Graves et sables	Quartenaire
133+340	138+040	Encroulement calcaire	Mio pliocène	
138+040	142+560	Argile	Quartenaire	
8-1	142+600	149+840	Argile + Grave + Bloc	Quartenaire
	149+840	151+080	Argile avec encroulement calcaire	Mio pliocène
	151+080	151+960	Argile + Sable + Blocs	Quartenaire
	151+960	153+600	Argile + Tuf	Quartenaire
	153+600	159+980	Argile + Grave + Blocs	Quartenaire
	159+980	170+000	Marne altérée + Marne Argileuse	Crétacé

Tableau II- 2: Récapitulatif de l'investigation géologique du tracé

II.3 Méthodologie de l'étape diagnostic

La Figure II-19 est destinée à conceptualiser les différentes étapes du diagnostic à produire sur site. Il est important de signaler qu'il est nécessaire de respecter chacune des étapes prévues pour assurer l'intégrité de l'analyse exécutée durant le diagnostic du tronçon. Cet organigramme schématise le cheminement des diverses étapes à réaliser avant de connaître les causes de la fissuration relevés sur le site. L'organigramme présente le diagnostic en 3 étapes importantes. Ces dernières sont scindées en plusieurs sous-parties pour souligner le changement dans l'approche à suivre lors de l'exécution des essais destinés à l'affirmation des causes.

Succinctement, il est possible de résumer l'organigramme comme suit : 1) une évaluation fonctionnelle qui consiste à faire des relevés des fissurations et à la mesure de l'indice confort « IRI », 2) Une évaluation structurale au moyen de tests non destructifs, des travaux de carottage et essais au laboratoire. L'objectif serait de reconnaître la capacité portante de la chaussée mise en circulation, et vérifier que les fissures ne sont pas associées à une mauvaise conception ou à des défauts de construction. Ces deux étapes préliminaires de diagnostic vont nous permettre certainement d'assigner des causes probables, ce qui contribuera à bien orienter et affiner 3) la troisième étape qui consiste à faire des observations à long terme pour valider les causes identifiées. Cette démarche simple, va nous permettre d'avoir une idée claire sur le mécanisme qui régit le phénomène de fissuration dans les structures mixtes.

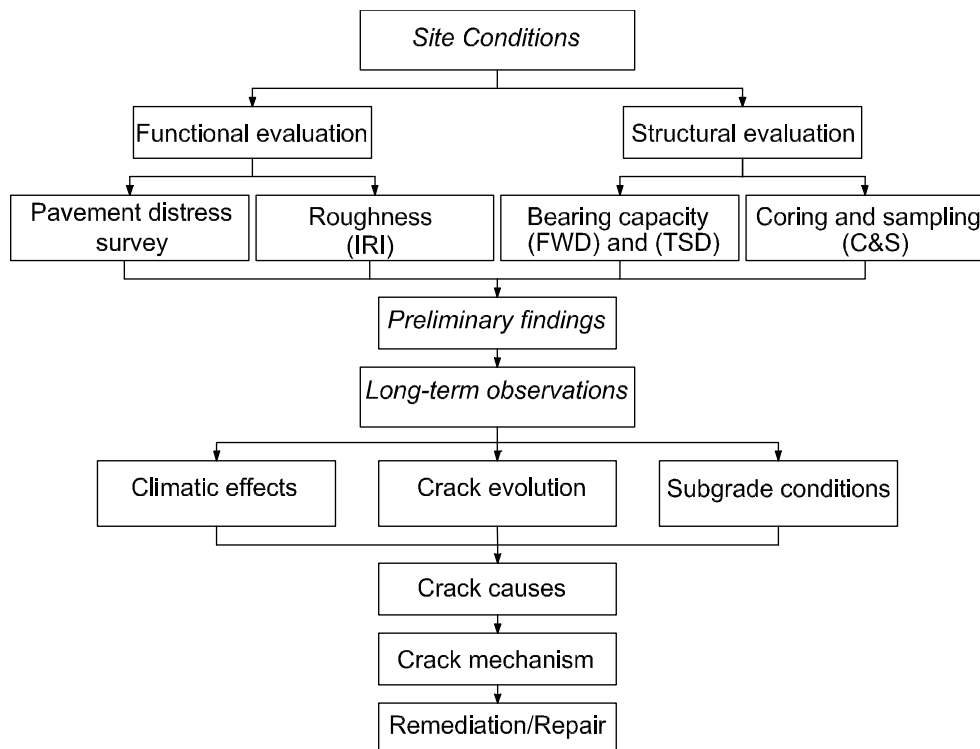


Figure II- 19: Méthodologie de l'étape diagnostic

II.4 Evaluation fonctionnelle du cas d'étude

II.4.1 Visite du terrain

Une visite préliminaire est réalisée dans le but d'avoir une idée globale sur les types des dégradations ayant été produites, et en particulier le phénomène de fissuration (Figure II-20).

Il apparaît que deux types de dégradation se sont produites en force et répétition. C'est l'apparition des fissures longitudinales à 90 % des endroits visités et à divers emplacement dans la chaussée incluant l'accotement, suivi par les fissures transversales perpendiculaires à l'axe de la route. Les autres types de dégradations, à l'exemple de l'orniérage ou du ressuage, se sont développés dans des endroits distincts qui n'ont pas une relation avec le mode de dégradations des structures mixtes. Ces constatations nous emmène à approfondir l'investigation par l'établissement d'un relevé physique détaillé des fissures, qui nous permettra d'avoir une visions précises sur l'ampleur de dégradation survenue dans le tronçon étudié, et qui s'étale sur plus de 100 km.

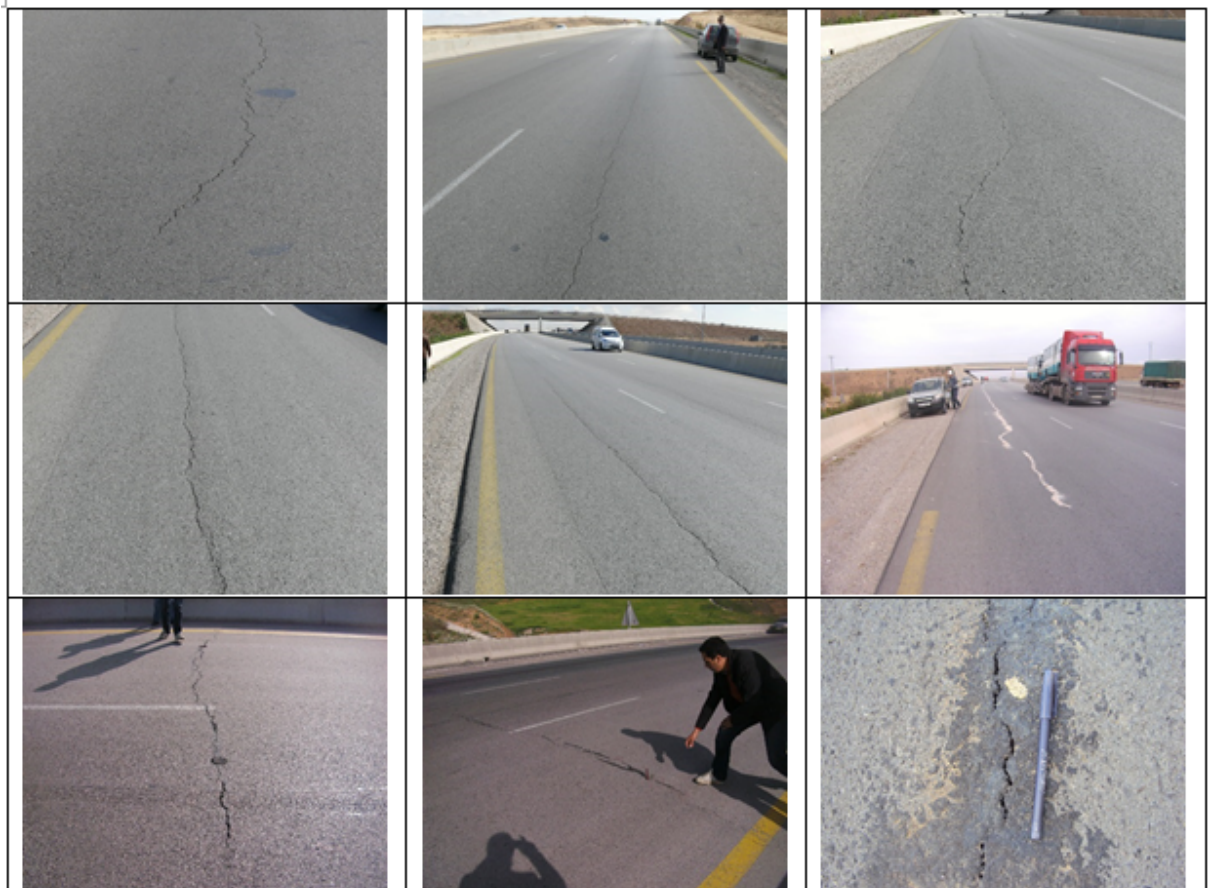


Figure II- 20: Les dégradations apparues dans le tronçon étudié

II.4.2 Relevé physique des fissures

Une prospection visuelle approfondie est exécutée le long du tronçon d'étude (107 km), en vue de relever les fissures apparues. Le relevé visuel est accompli suivant les prescriptions mentionnées dans la partie bibliographique, et en accordance avec le manuel américain : *The Distress Identification Manual for the long-term Pavement Performance Project* [MIL, 2014]. L'interprétation des fiches signalétiques [ANNEXE A] permet de dresser le Tableau II-3 qui récapitule les résultats du premier relevé, exécuté en 2011, une année après la date d'ouverture du tronçon.

Les résultats montrent que les fissures longitudinales sont la principale dégradation observée. Elles ont affecté les trois voies du tronçon et dans les deux sens. Ces constatations révèlent le caractère récurrent de cette dégradation surtout dans les voies « côté sud » (Figure II-4), et plus particulièrement dans des zones de remblai. En effet, aucune fissuration longitudinale n'est détectée dans les endroits de déblai. Également, comme précisé dans la Figure II-21, la présence de ce type de dégradation le long du tracé est variable. Aucune fissuration n'a pu être détectée, le long de 40 km, tandis que la sévérité se situe entre 200 et 1600 mètres / km dans les autres parties. Cette situation existe, en dépit que toutes les parties du tronçon ont été construites avec la même conception et des moyens similaires de construction.

Ces remarques peuvent indiquer un possible effet du sol support, ou celui des remblais. En plus, la récurrence de la fissuration côté sud est peut être expliquée par l'exposition prolongée des talus côté sud au soleil. Cette remarque est schématisée dans la Figure II-4, qui montre le mouvement du soleil dans le tronçon. Toutefois, à ce stade d'investigation, il a été difficile d'attribuer les dégradations à de telles causes, ou même d'expliquer convenablement le processus d'apparition. Pour cette raison, il est indispensable de procéder à des évaluations complémentaires pour disposer davantage d'éléments clés pour répondre à la problématique soulevée.

N°	Type de dégradation	Faible	Modéré	Haut
1	Fissures longitudinale (Meters)			
	côté sud	2082.00	2237.00	1330.50
2	côté nord	1084.00	791.00	334.00
	Fissures d'accotement (Meters)			
3	côté sud	3643.00	1028.50	146.00
	côté nord	543.00	292.00	18.00
3	Fissures transversale (Meters)			
	côté sud	23.50	118.00	89.50
	côté nord	28.00	61.00	35.00

Tableau II- 3: Classification des fissures

En ce qui concerne les fissures transversales, elles se répartissent dans les mêmes zones déjà citées (Figure II-22), mais avec un degré moindres en terme de nombre et de linéaire développé. Elles apparaissent plus particulièrement dans les zones de déblai.

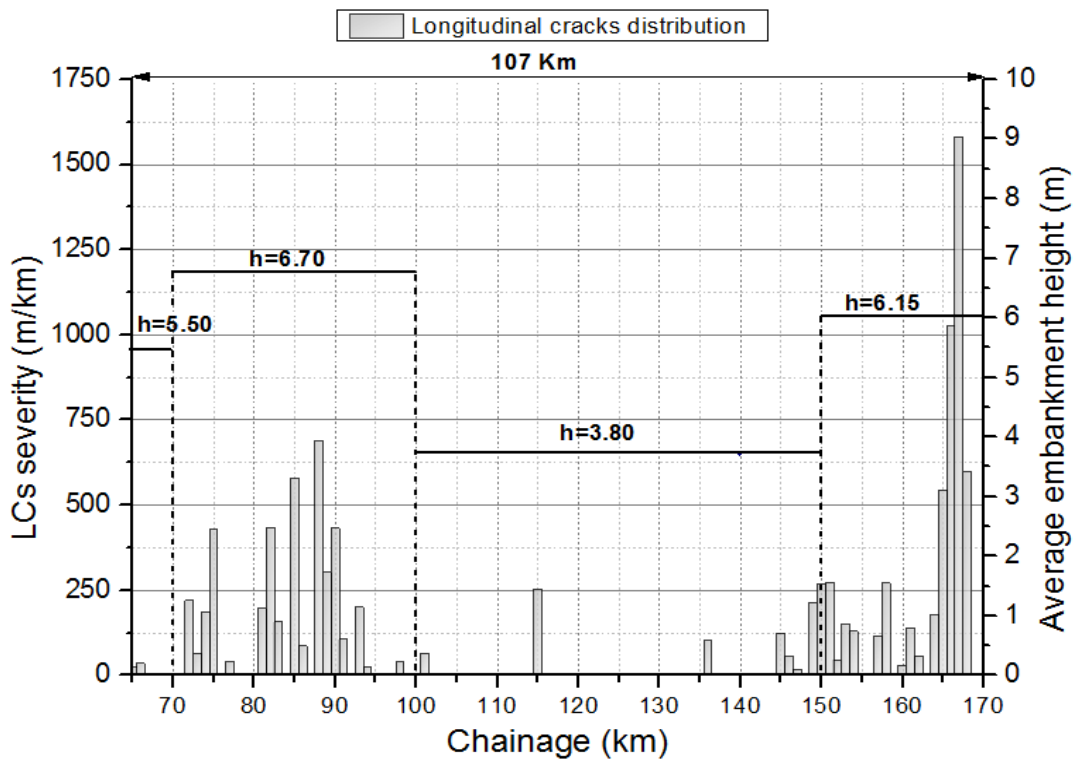


Figure II- 21: Répartition de la fissuration longitudinale (03 voies)

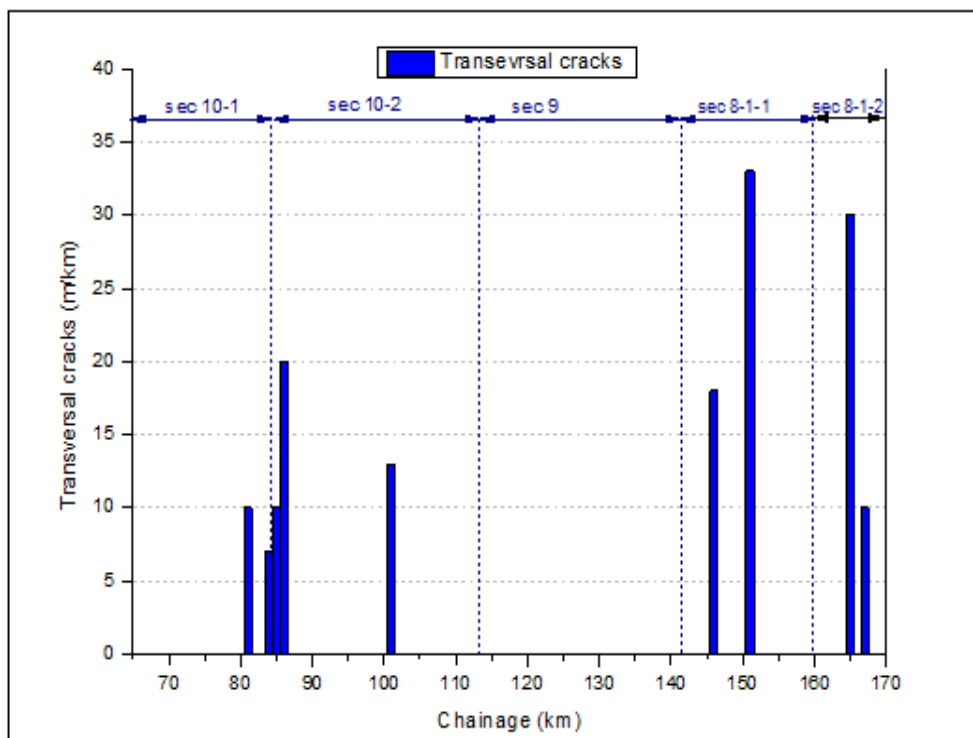


Figure II- 22: Répartition de la fissuration transversale (03 voies)

II.4.3 Qualité du roulement

La vérification de la qualité du roulement est une étape essentielle dans l'évaluation fonctionnelle de la chaussée. Pour l'apprécier, des mesures du profil longitudinal de la chaussée sont réalisées à l'aide du dispositif TSD « Traffic Speed Deflectometer » (détaillé en §3.5.1). L'indice de confort de circulation prend aussi le nom de l'indice international de rugosité « international Roughness Index » (IRI) qui est le plus reconnu pour évaluer l'uni de la chaussée et le confort de la conduite offerte par la chaussée, conformément à la norme ASTM- E1926.

Les résultats (Figure II-23) révèlent des valeurs d'indice élevées, ce qui caractérise généralement les chaussées à fondations traitées [POU, 2004]. La moyenne de l'indice du confort pour l'ensemble du tronçon étant tolérable (<1.5 m/km), ceci indique que la qualité du roulement dans l'ensemble est toujours tolérable. Néanmoins, on constate que cet indice présente quelques pics dans les zones fissurées, dépassant 2.5 m/km. Ceci indiquerait que ces zones nécessitent une certaine réparation. On constate aussi des pics dans d'autres zones malgré l'absence d'ornièrè ou de fissure dans leurs surfaces au moment de l'enregistrement. Quelques mois après l'essai, des fissures sont apparues dans ces mêmes zones (Figure II.23). Ceci indiquerait l'existence de déformations à l'intérieur de la chaussée au moment de l'essai qui ont incité à des soulèvements et/ou des déflexions, et ont qui influé sur l'uni de la route. Ces constatations confirment l'intérêt de l'indice IRI, non seulement pour l'évaluation du confort, mais aussi pour la détection des zones sensibles au phénomène de la fissuration.

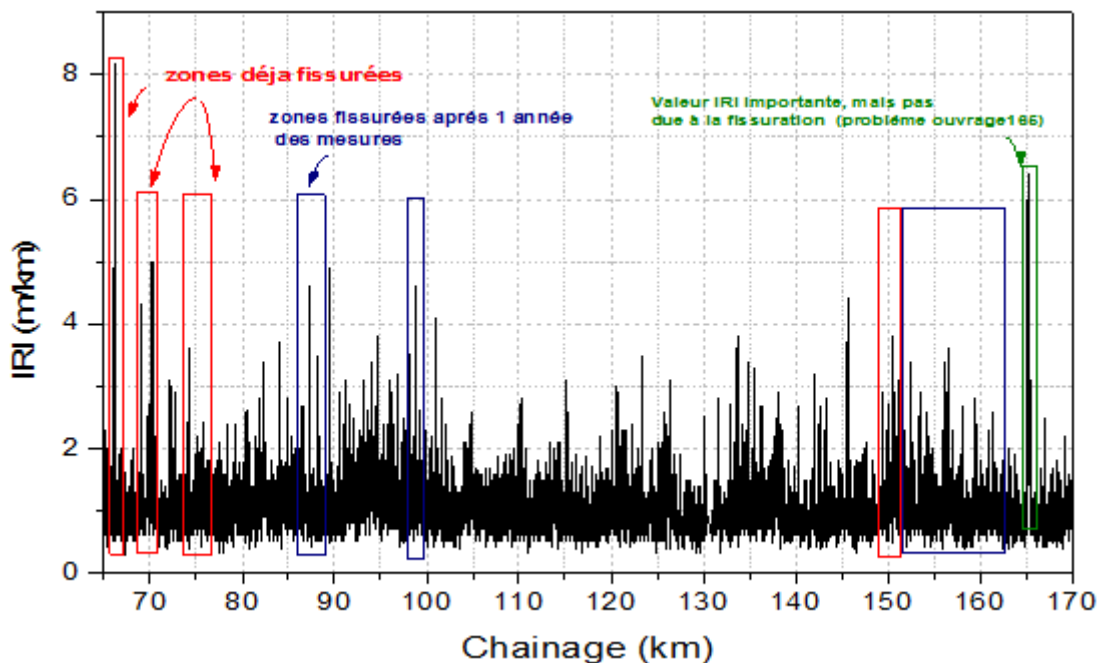


Figure II- 23: Variation de l'indice IRI de la chaussée diagnostiquée (voie de droite)

II.4.4 Influence du trafic

Une évaluation fonctionnelle de la chaussée impliquera de faire un comptage de trafic. Cela est important pour vérifier si les données actuelles sont similaires à ceux présentés en compte lors de l'étape de conception.

Les mesures de trafic en terme de « TMJ » et « % PL » ont été déjà présentées au paragraphe § II.2.1. Elles n'ont pas montrés des valeurs supérieures à ceux de conception.

D'autre part, le trafic intervient lors du dimensionnement du corps de chaussée par le paramètre : « classe de trafic », qui est déterminée à partir du trafic des poids lourds, compté en moyenne journalière annuelle (MJA) du nombre de poids lourds dans la voie la plus chargée. Car en matière de sollicitations, seules celles dues au passage des poids lourds sont comptabilisées, et l'agressivité induite par le trafic des véhicules légers est négligeable par rapport à celle créée par le passage de poids lourds [FLO, 2005].

Dans ce sens, la Figure II-24 retrace la corrélation entre l'indice MJA pour chaque zone de trafic et la sévérité des fissures longitudinale observée. Les résultats montrent une tendance presque linéaire. La sévérité de la fissuration est plus élevée dans les zones où le poids lourd est important.

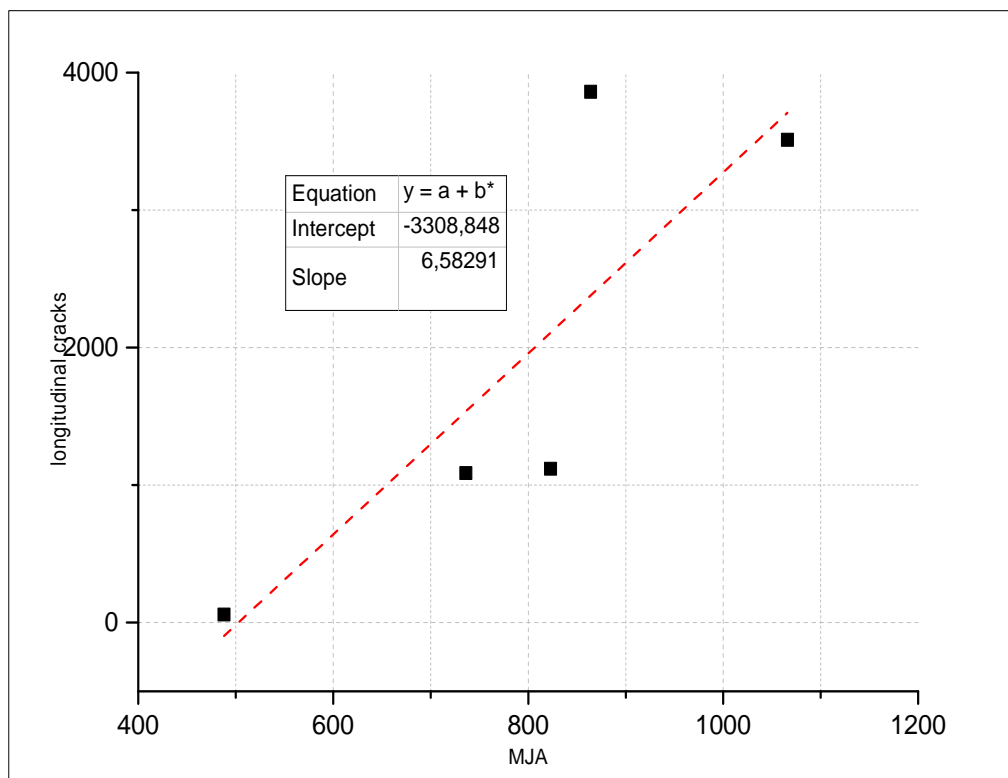


Figure II- 24: Relation entre trafic lourd (MJA) et fissuration longitudinale

II.4.5 Evolution de la fissuration

Le suivi régulier de l'état de la chaussée passe par l'appréciation périodique de ses qualités relevées au moyen d'indicateurs d'états tels que la portance, l'uni, la glissance et notamment son état de surface. En pratique, l'évaluation de ces indicateurs requiert des investigations contraignantes compte tenu du coût et de la disponibilité des appareillages nécessaires. Par contre, l'état de surface, nécessitant un simple relevé visuel périodique, laisse transparaître l'ensemble des qualités offertes par une chaussée. En d'autres termes, il peut nous renseigner sur le mode de dégradation de la chaussée diagnostiquée. Dans tous les cas, l'intérêt d'une telle procédure peut conduire à l'évaluation du niveau de service de la chaussée par l'intermédiaire de l'indice de service « IS ». Cet indicateur est une notion importante afin de mieux comprendre les systèmes de gestion des chaussées. Il nécessite plusieurs paramètres en plus de ceux en relation avec la fissuration transversale et longitudinale. C'est un nombre compris entre 0 et 100 qui caractérise l'état d'une chaussée à un instant donné (IS = 100 : pas de dégradation, IS = 10 : fermeture de la chaussée).

Le suivi d'évolution des fissures est réalisé entre 2011 et 2014 (Figure II-25, II-26), il consiste à des relevés topographiques effectués chaque 04 mois indiquant pour chaque fissure : son type, son emplacement, sa longueur, sa largeur, et l'historique des travaux de maintenance. Nous avons observé une apparition importante des fissures transversales dans les deux années qui ont suivi l'ouverture des sections au trafic et puis une certaine stabilisation à partir de la 3ème année, exception faite à la section 8-1-1, où ce genre de fissure ne cesse d'évoluer. Au niveau de la section 09 (30km), on a constaté une absence totale d'apparition de fissures. Dans le cas des fissures longitudinales, nous constatons un degré élevé en matière de linéaire et de sévérité, surtout au niveau des sections 8-1-2 et 10-1-1, où à partir de la 3ème année, ces fissures affectent déjà la 03ème voies de la chaussée. Pendant la période d'observation, nous avons constaté aussi, que l'évolution est significative dans le cas des sections 8-1-2, 10-1-1 et 10-1-2, surtout après la période hivernale au mois de Mars. Le reste de l'année, ces fissures présentent une augmentation de type linéaire. Ceci confirme l'effet des actions climatiques au niveau de ces zones, caractérisées déjà par un nombre important de cycles gel/dégel et de grandes amplitudes thermiques journalières.

Il y a lieu d'indiquer que les fissures observées ont bénéficié de travaux de colmatage superficiels, dans le but d'empêcher la pénétration des eaux. De ce fait, on ne peut pas attribuer ces évolutions de fissuration uniquement à l'affaiblissement du sol support vu l'étanchéité réalisée durant les travaux de maintenance bien que le colmatage effectué ne peut pas l'assurer à 100%.

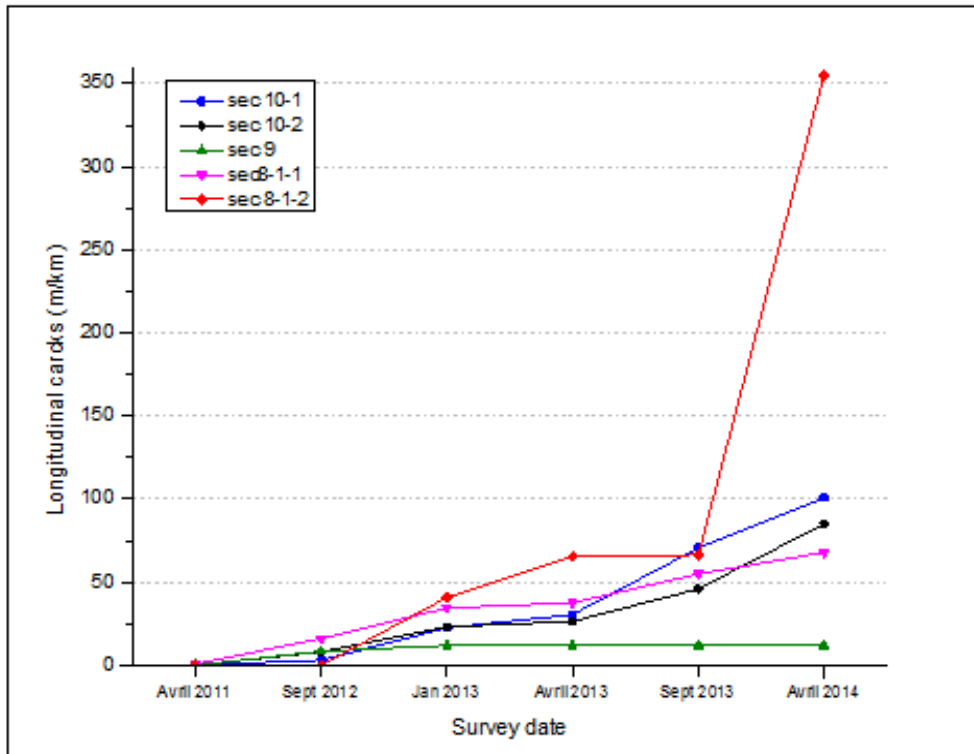


Figure II- 25: Evolution de la fissuration longitudinale

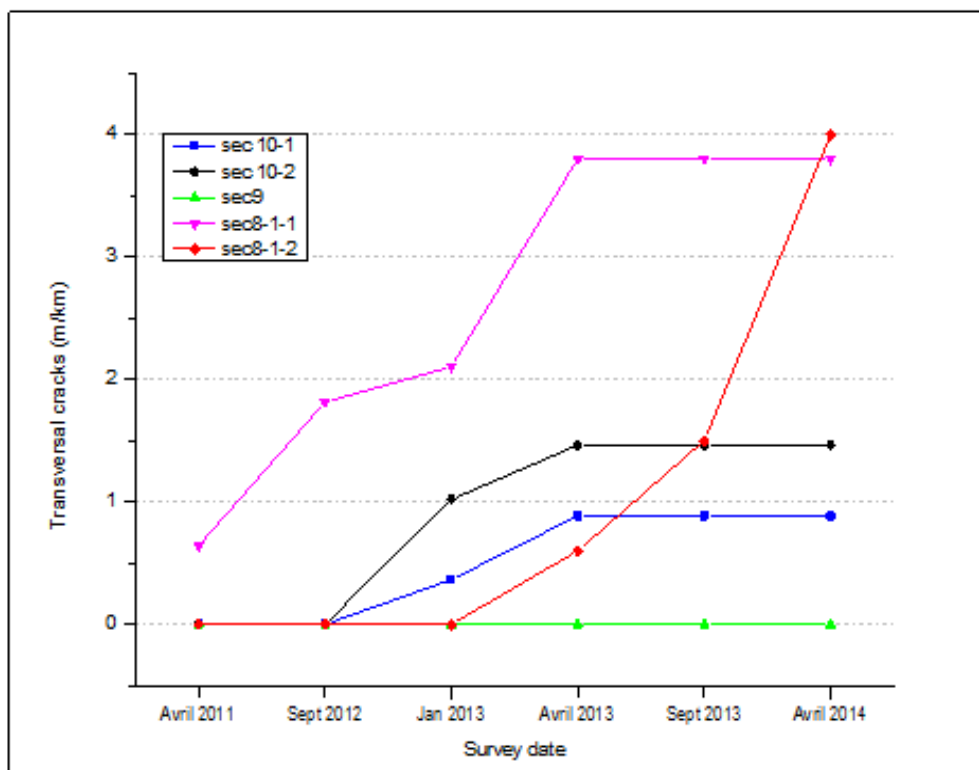


Figure II- 26: Evolution de la fissuration transversale

II.5 Evaluation structurelle du cas d'étude

L'évaluation structurelle a été menée pour apprécier la capacité portante de chaque couche de la chaussée. Ceci est indispensable, vu que la perte de portance ou les tassements du sol support peuvent inciter à la rupture dans la chaussée [RIL, 1997]. A travers la littérature, on peut constater que la capacité portante d'une chaussée peut être mesurée par plusieurs méthodes non destructives et d'autres destructives. Les méthodes non destructives sont basées sur la mesure de la déflexion de la chaussée induite par une charge standard appliquée à la surface de cette dernière. Dans cette gamme d'essais, on peut distinguer la poutre de Benkelman, le Dynaflect, le Deflectograph Lacroix, le Falling Weight Deflectometer (FWD), le FWD lourd, le Defloctomètre multi-profondeur et la dernière innovation technologique du TSD (Traffic Speed Defloctometer).

Il existe aussi d'autres types de tests à l'exemple du pénétrömètre radar ou du dynamique cône pénétrömètre, qui peuvent d'être utilisés pour une analyse détaillée à l'échelle d'un projet ponctuel et qui s'avèrent très coûteux et trop lents dans le cas des réseaux routiers [WEL, 2010]. Dans le cas des méthodes destructives, les essais comprennent essentiellement le carottage d'un ou plusieurs échantillons de la chaussée, qui vont être testés au niveau du laboratoire pour déterminer les indicateurs de portance de la chaussée en question, et pour vérifier en particulier l'épaisseur de la couche ainsi que les conditions de fissuration à l'intérieur de la chaussée.

II.5.1 Les techniques utilisées

Dans notre cas d'étude, les essais non destructifs suivants ont été utilisés : 1) le Traffic Speed Deflectometer (TSD) (Figures II-27.a, II-27.b), et 2) et le Falling Weight Deflectometer (FWD) (Figure II-27.c). Ces dispositifs de mesures onéreux appartiennent au bureau ANAS chargé des travaux du contrôle de l'autoroute.

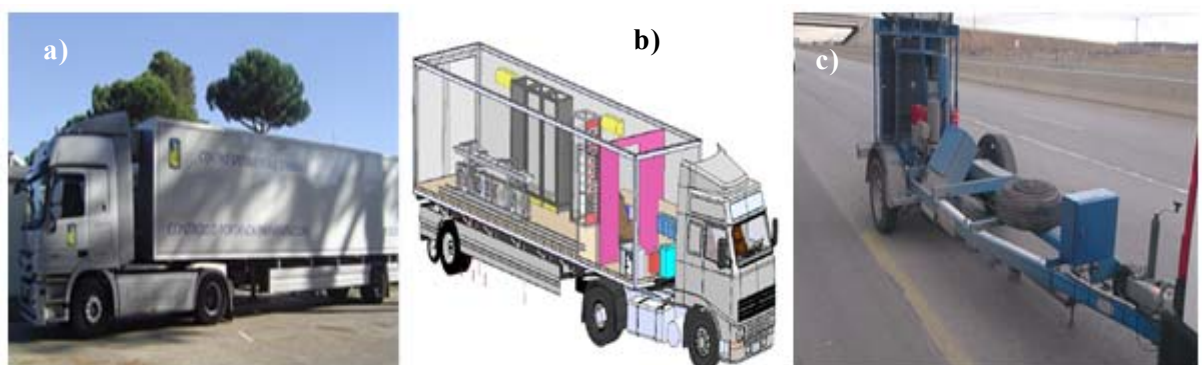


Figure II- 27: Mesure capacité portance avec : TSD (a, b) et FWD (photo c)

La technique TSD a été développée par la société danoise Greenwood Engineering A/S, sous la requête de la direction des routes du Danemark, qui devait à partir de 2005, scanner pour deux années consécutives tout le réseau routier danois et pour trois années consécutives leurs réseaux autoroutiers. Cette analyse, combinée avec les résultats du FWD, a permis de mettre en évidence tous les problèmes de la capacité portante des réseaux [HIL, 2014]. L'appareillage est constitué d'un véhicule semi-remorque, appareillé, lesté et dans lequel l'axe postérieur est chargé de 12 t (Figure II-27.a). Cette partie exerce sur la chaussée une contrainte qui entraîne une déformation dont l'amplitude est fonction de la capacité portante de la chaussée. La déformation est évaluée, d'une manière indirecte, en mesurant la vitesse de déformation de la chaussée lue grâce à une série de laser Doppler montée sur une barre indéformable située à l'intérieur de la remorque (Figures II-27.b), sans qu'il soit nécessaire d'avoir un contact avec la surface à mesurer. L'appareillage est également équipé d'un système de détection et d'enregistrement de la température superficielle de la chaussée et de l'air. [HIL, 2014]. A bord du véhicule est également installé un GPS (Global Position System), équipé de correction différentielle (DGPS), qui permet de capter constamment la position géographique pendant les opérations de relevés. Une caméra à haute définition, connectée au système, permet l'acquisition d'images qui, comme toutes les autres informations recueillies, sont géoréférences au moyen des coordonnées géographiques et de l'odométrie progressive. Il permet aussi la détermination de l'indice « IRI » de l'uni de surface conformément à la norme la norme ASTM E 1926. Enfin, un logiciel de gestion et de contrôle permet d'afficher toutes ces informations sur un écran de bord (Figure II-28) [CEL, 2009].



Figure II- 28: L'écran de bord

Dans le cas de l'équipement FWD (Figure II-27.c), il permet aussi la détermination de la portance des chaussées grâce à l'interprétation des mesures ponctuelles du bassin de déflexion produit par une charge appliquée de façon dynamique. Ce genre d'équipement est moins rapide que le TSD, et nécessite la déviation du trafic, mais est plus précis vu que les charges appliquées (1400Kpa) sont doubles que celles du TSD.

II.5.2 Estimation de la capacité portante

Pour les deux dispositifs, la capacité portante des couches de la chaussée est évaluée à l'aide de l'indicateur structurel SCI_{300} qui correspond à la différence de fléchissement sous le centre de la charge et à 300 mm du centre même : $SCI_{300} = d_0 - d_{300}$ (des valeurs IS_{300} élevées correspondent à des valeurs de capacité portante faible). D'autres part, les caractéristiques des couches profondes de la chaussée, telles que la fondation et le substrat sont évalués avec l'indice : $IS_{support}$ correspondant à la différence de déflexion à 900 mm et 1500 mm à partir du centre de la charge : $SCI_{sub} = D_{900} - D_{1500}$. Il existe aussi l'indicateur IS_{200} , qui est défini comme la différence de la déflexion lue sous l'axe de chargement et à 200mm du centre : $SCI_{200} = d_0 - d_{300}$. Il représente la capacité portante des couches superficielles de la chaussée tel que l'enrobé, mais il n'est pas utilisé pour l'estimation de la capacité portante des chaussées [CEL, 2009].

II.5.2.1 Résultats des mesures TSD

La synthèse générale des enregistrements des indices structurels est présentée dans le Tableau II-4. Elle est accompagnée des données du trafic. Pour la chaussée coté direction, les résultats sont schématisés dans la Figure II-29.

La moyenne des indices structurels montre que les sections diagnostiquées possèdent globalement une capacité portante importante. La moyenne de l'indice IS_{300} est 40.60 et est nettement inférieure à la valeur spécifique de calcul ($IS = 42$ micron). Ceci démontre que la couche de fondation de la chaussée possède de bonnes caractéristiques mécaniques. Même constat dans le cas de l'indice $IS_{support}$: la moyenne des résultats indique que le sol supportant la structure routière possède des qualités mécaniques convenables.

Les résultats détaillés des mesures effectuées chaque 10m donnent lieu à une fluctuation élevée des enregistrements. Ces derniers devront être vérifiés à chaque fois avec les événements du trajet (présence ouvrage d'art, dalot...etc.). L'analyse de ces données dans des endroits fissurés, surtout dans la zone de PK78 et PK85 (Figure II-29) montre une capacité portante réduite ($IS_{300} > 42$). Pour cette raison, il est essentiel de confirmer cette constatation

avec des mesures ponctuelles à l'aide du FWD. Bien qu'il est moins rapide, avec ses charges dynamiques doubles que celles du TSD, il peut contribuer à une vérification pointue de la capacité portante des parties fissurées.

Bound	PK		Longueur (km)	Trafic		Moyenne résultats TSD			
	Initial	Final		AADT	A (%)	Vitesse (km)	IRI (m/km)	SCI ₃₀₀ (micron)	SCI sub (micron)
Sud	65+000	70+178	5.2	12200	10	71	1.1	Rain	Rain
Sud	70+178	89+089	17.9	20500	13	72	1.1	43	23
Sud	89+089	126+359	37.3	18700	11	71	0.9	43	13
Sud	126+359	155+280	28.9	18400	10	72	1.0	43	19
Sud	155+288	170+000	14.7	21600	10	68	1.2	46	20
Nord	170+000	116+890	53.1	-	-	70	1.1	33	18
Nord	116+320	71+670	44.7	-	-	70	1.0	35	14
				Moyenne		71	1	40.60	18

Tableau II- 4: Synthèse des résultats TSD

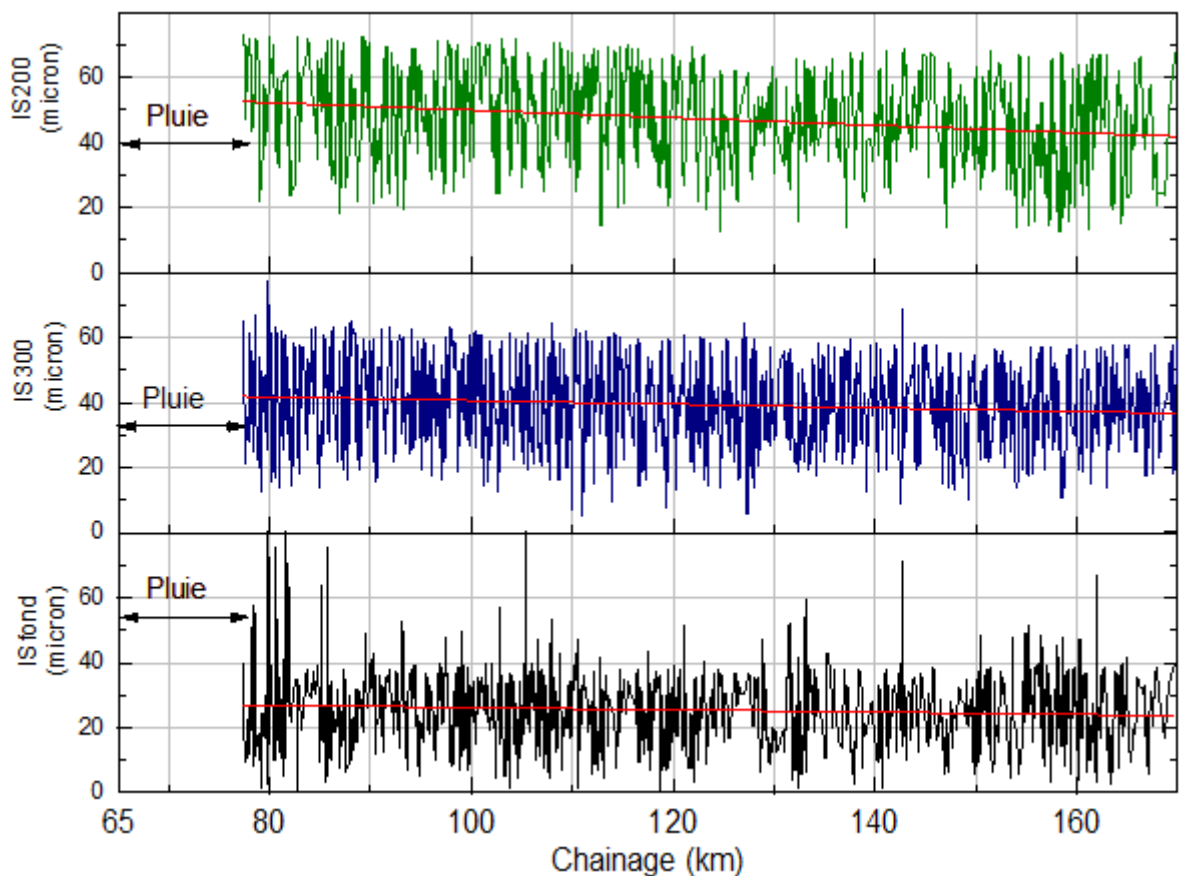


Figure II- 29: Résultats de mesures TSD

II.5.2.2 Résultats des mesures FWD

Étant donné qu'il est difficile de vérifier toutes les zones fissurées avec le FWD, nous avons choisi uniquement trois zones fissurées (Tableau II-5). Les mesures FWD, dans ces endroits, sont réalisées chaque 20 mètres, ce qui concourt à une meilleure analyse. A chaque fois, ces mesures sont réalisées au-dessus de la fissure, et puis dans la zone non fissurée juste à côté de la fissure.

Les résultats de l'indice SCI_{300} présentent des valeurs inférieures à la valeur nominale ($SCI_{300}=91$), pour l'ensemble des zones, ce qui confirme une faible déflexion au niveau de la couche de fondation traitée. Malgré cela, on remarque un écart avéré entre les zones fissurées et celles non fissurées, surtout dans le cas du site N°02 (du PK86+100 au PK86+180). Également, les mesures de l'indice SCI_{sub} montrent des valeurs élevées en zones fissurées. Cela indiquerait une importante déflexion au niveau du sol support et un affaiblissement confirmé de ses caractéristiques mécaniques. Malgré cela, on remarque que tous les résultats sont inférieurs à la valeur nominale ($SCI_{sub}=65$), et le sol support possède encore une portance convenable.

Afin de mieux visualiser ces constatations, il est nécessaire de faire un calcul itératif (Logiciel ELMOD Dynatest) pour avoir les valeurs des modules réversibles in situ. Les résultats sont présentés dans les Figures II-30 et II-31 (cas site n°01 côté sud, et n°03 côté nord). Ils montrent des valeurs de module réversible élevées dans les zones non fissurées, parfois même supérieures à celles du complexe bitumineux. Ceci indique que la couche de fondations traitée est trop rigide. Dans les zones fissurées on constate une chute importante du module réversible surtout au lieu même où la sévérité des fissures de surface est élevée. L'origine de cette chute localisée est inconnue. Il est possible qu'elle soit liée à la rigidité importante de la couche traitée qui a conduit à sa fracturation sous chargement extérieur, ou à la présence d'une fissuration sérieuse liés au retrait hydraulique du ciment. Dans le cas du sol support, il présente un affaiblissement en terme de module de rigidité dans les zones fissurées. Les valeurs sont en dessous des valeurs enregistrées lors de la phase production. Toutefois, la comparaison avec les zones non fissurées proches ne fait pas ressortir une variation brusque des valeurs. Ce qui fait supposer que peut être cet affaiblissement est dû à une infiltration de l'eau superficielle depuis les lèvres des fissures. Dans le cas du complexe bitumineux, le module réversible reste élevé, et présente des pics au droit des fissures, ce qui confirme l'hypothèse de l'existence d'un champ de contrainte important à ces endroits, dû à une insuffisance dans le transfert des charges vers la couche de fondation, conduisant ainsi à l'apparition des fissures de surface.

Direction	PK		Longueur (km)	Trafic AADT	A (%)	Zone fissurée		Zone non fissurée		
	Initial	Final				SCI ₃₀₀ (micron)	SCI _{sub} (micron)	SCI ₃₀₀ (micron)	SCI _{sub} (micron)	
South	74+798	74+885	85 m	12200	4.0	42	36	40	23	
South	86+100	86+180	80 m	20500	5.2	49	52	37	36	
North	88+100	87+880	780 m	18700	4.4	30	35	31	28	
						moyenne (micron)	40	41	36	29

Tableau II- 5: Synthèse des mesures FWD

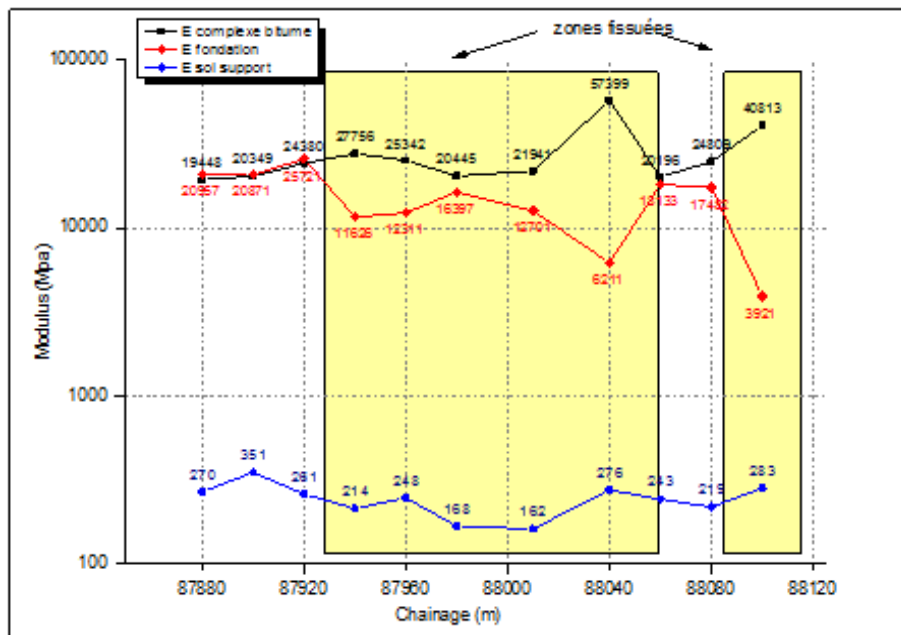


Figure II- 30: Valeurs des modules réversibles pour le site n°01

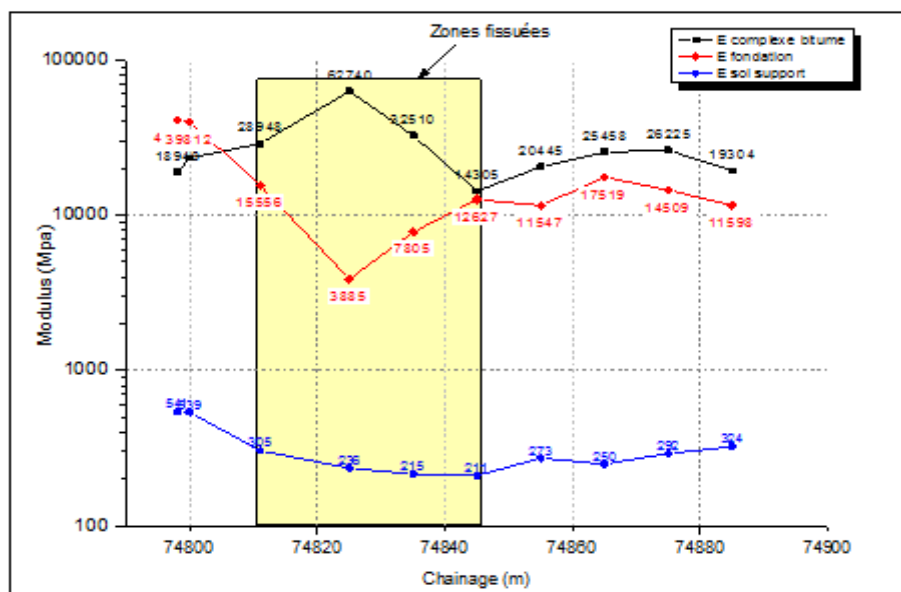


Figure II- 31: Valeurs des modules réversibles pour le site n°03

II.5.2.3 Les travaux de carottage

L'extraction d'un échantillon de la structure en place est une des opérations les plus couramment exécutées pour 1) l'analyse des matériaux in situ d'un tronçon routier, et surtout pour 2) avoir plus d'information sur le mode de dégradation des zones endommagées. Nous avons donc procédé à des prélèvements dans plusieurs endroits fissurés, y compris dans les zones testées auparavant avec le FWD (Tableau II-5 et Figures II-32a, II-32b). L'extraction a été réalisée avec l'emploi d'une carotteuse (Figures II-32c).

Les premières constatations indiquent que la majorité des carottes se brise, surtout dans leurs parties inférieures, ce qui implique la couche de fondation traitée (Figures II-32d), ou encore un mauvais collage entre la couche de fondation et la couche de base (Figures II-32e). Les autres carottes qui ont pu être extraites sans brisures concernent dans la majorité les zones non fissurées voisines de la fissure (Figure II-32f). Dans tous les cas, ces carottes seront acheminées vers le laboratoire, pour procéder à des essais complémentaires : 1) afin de vérifier leurs épaisseurs, et 2) pour avoir plus d'informations sur les propriétés mécaniques des différents matériaux utilisés. Ces essais seront discutés en détail dans la section suivante.

La phase d'examen visuel nous a permis aussi d'observer les conditions de la fissuration, et principalement de vérifier si la fissuration est de type « fissuration réfléctive » ou de type « Top-Down ». En effet, certaines carottes présentent une fissuration de surface, avec une profondeur variable entre 50 à 150mm, au lieu même où la couche de fondation est brisée (Figure II-32g). D'autres carottes (ou assemblage des parties d'une carotte) démontrent une fissuration remontante combinée avec une fissuration descendante (Figure II-32d).

Par ailleurs, la vérification des murets dans les trous de carottage nous a permis d'affiner les observations, et de confirmer l'existence d'une fissuration excessive remontante combinée avec une fissuration descendante (Figure II-32h). Enfin, on constate l'existence d'un vide important entre le haut du sol de remblai et la couche de fondation traitée (Figure II-32i). Ceci témoigne de l'existence d'un tassement avéré du sol support dû peut être à l'infiltration de l'eau.

Ces diverses observations précisent une fissuration de surface descendante progressive, et combinée avec une remontée de fissuration depuis la couche traitée. Ce type de dégradation semble connecté aux conditions et propriétés de la couche traitée ainsi que à l'état du sol support. L'évaluation de la sévérité de la fissuration au niveau de la couche traitée fait ressortir une couche détruite, probablement due à l'action du trafic lourd, à l'influence du sol support et peut être à la présence d'une certaine fissuration sévère du retrait hydraulique du ciment. En tous cas, cette situation contribue à l'affaiblissement du collage entre couches, et incite ainsi à un mauvais transfert et répartition du chargement extérieur, ce qui va induire l'apparition de la fissuration.



Figure II- 32: Travaux de carottage

II.6 Les essais au laboratoire

II.6.1 Essais sur carottes de la couche bitumineuse

Des essais ont été réalisés sur la partie bitumineuse des carottes. Ils consistent à vérifier : 1) l'épaisseur des couches, 2) l'indice des vides et 3) la masse volumique apparente. De plus, afin de vérifier la conformité aux spécifications, il est nécessaire d'effectuer d'autres tests, par exemple : 4) la teneur en bitume et 5) la granulométrie du mélange. Ces dernières mesures nécessitent l'enlèvement du liant bitumineux à l'aide d'un extracteur type Kumagawa [EN 12697-1, 2006].

Également, ces indicateurs permettront aussi la détection d'une éventuelle ségrégation ou un déchaussement du revêtement, qui peuvent inciter à l'apparition des fissures. Selon la revue bibliographique, la ségrégation est repérée si la variation du pourcentage passant le tamis N°04 est plus de 10% comparée avec la moyenne du fuseau de spécification, et/ou quand la teneur de liant est inférieure aux spécifications [CRO, 1993]. Enfin, il est important de signaler que la partie bitumineuse des carottes comprennent deux couches : la couche de surface en BB (6 cm) et la couche de base en GB (14 cm). Les résultats présentés ci-dessous dans le Tableau II-6 ne concernent que la couche de surface, car aucune indication importante n'a été trouvée lors de l'analyse de la couche de base.

Location	Condition	Core thickness (cm)	Void content (%)	Density (g/cm ³)	Bitumen content (%)	Passing N.8 (%)	Passing N.4 (%)	Passing 8 mm (%)
74+840 South	Cracked	5.73	6.51	2.296	5.19	34.53	54.34	77.79
86+145 South	Cracked	6.21	5.76	2.320	4.78	38.48	55.46	77.38
88+000 North	Cracked	6.10	6.87	2.298	5.03	36.39	57.79	74.15
167+817 South	Cracked	7.20	4.74	2.350	4.91	34.30	52.04	73.78
80+340 South	Cracked	6.64	5.53	2.331	4.84	36.62	52.38	71.11
68+112 South	Uncracked	6.69	6.22	2.314	5.00	34.22	51.88	76.82
125+193 North	Uncracked	6.45	6.18	2.373	4.99	35.70	54.87	69.05
144+945 South	Uncracked	6.15	4.88	2.347	5.14	34.71	52.03	74.18
Requirements		6.00	4% ~ 9%	2.310	≥5%	24.2 ~ 36,2	42.60~ 57,60	62.6~ 76.6

Tableau II- 6: Résultats d'essai de laboratoire sur carotte (couche bitumineuse de surface)

Comme illustré dans le Tableau II-6, la majorité des propriétés satisfont les spécifications requises. Les résultats des carottes des zones fissurées ne sont pas différents des zones non fissurées. Les densités dans les zones dégradées sont légèrement inférieures mais restent acceptables. En effet, il ne semble pas y avoir un lien direct entre ces densités et l'ampleur des dégradations survenues. La granulométrie et la teneur en bitume montrent des signes mineurs de ségrégation en zones fissurées. En effet les pourcentages du tamisât de plusieurs tamis sont en dehors de la plage définie par le fuseau de spécification.

Néanmoins, la ségrégation ne doit pas être considérée comme un facteur causatif à la fissuration de surface, mais seulement comme facteur contribuant à leur apparition prématurée. La fissuration descendante apparue ne se limite pas à la surface, elle descend en profondeur importante, en plus, il existe plusieurs zones fissurées bien que la couche de surface ne présente pas de signe de ségrégation.

II.6.2 Essais sur carottes de la couche de fondation traitée

Neuf carottes ont été prise de la couche de fondation traitée (Figure II-33.a), et dans les mêmes sites fissurés (Tableau II-5). Les prélèvements consistent à prendre trois carottes uniquement par site d'une zone non fissurée, mais proche de la fissure, car une carotte brisée ne permet pas d'évaluer les performances mécaniques. En plus, on peut admettre cette approche d'échantillonnage (trois carottes par site) pour les raisons suivantes : 1) la difficulté de réaliser un carottage dans une chaussée sous trafic, 2) selon l'historique de réalisation, la couche de fondation traitée dans ces trois endroits est construite avec la même formulation, mais à des âges différents (quelques semaines de différence), et 3) les essais actuels en laboratoire sont réalisés après presque trois années depuis l'exécution.

La méthodologie d'essai au laboratoire consiste à : 1) mesurer les épaisseurs des carottes, 2) tailler les carottes en coupant leurs extrémités supérieure et inférieure à la longueur de 150 mm (rapport $h/d=1,0$) (Figure II-33.b), 3) de mesurer la densité apparente et la teneur en eau pour chaque éprouvette, et enfin 4) de mesurer le module de résistance (Figure II-33.c) et la résistance en traction (Figure II-32.d). Les résultats de ces mesures sont présentés dans le Tableau II.7, qui comprend également les exigences de conception de la couche de fondation traitée.

Les résultats montrent que les épaisseurs des carottes varieront entre 200 à 225 mm, ce qui satisfait aux exigences du cahier de charge. Les densités des carottes sont très élevées en comparaison avec les spécifications, et ceci est peut-être lié à un compactage important durant la construction. Le module de résistance varie entre 3,19 à 3,84 GPa, ce qui

est supérieur de 40% à la valeur prévue par la formulation de base. Les mêmes observations ont été constatées pour les résistances en traction, qui sont 78% supérieures à la résistance de conception.

De ce qui précède, il a été conclu que la qualité de la couche de fondation traitée était conforme aux spécifications. Toutefois, il semble que cette couche soit trop rigide, ce qui confirme les précédents résultats du FWD. Cette rigidité élevée pourrait rendre la couche plus raide et donc plus fragile vis-à-vis des fortes vibrations induites par le trafic lourd. Ces constatations sont en accord avec celles de Chen [CHE, 2007], qui a mené des diagnostics dans le cas de chaussées fissurées au Texas.

No.	Thickness (mm)	Humid density (g/cm ³)	Moisture content (%)	Dry density (g/cm ³)	Resilient modulus (MPa)	Tensile strength (Mpa)
101	200	2.568	3.2	2.488	31986	-
102	225	2.539	3.5	2.453	37023	-
103	225	2.459	4.3	2.358	38441	-
104	220	2.583	3.2	2.503	-	2.33
105	215	2.549	3.4	2.465	-	2.41
106	225	2.474	3.7	2.386	-	1,41
107	225	-	-	-	-	-
108	215	-	-	-	-	-
109	220	-	-	-	-	-
Average	219	2.529	3.55	2.442	35816	2.05
Requirements	200	-	5.50	2.372	23000	1.15

Tableau II- 7: Résultats d’essai de laboratoire sur carotte (couche de fondation traitée)



Figure II- 33: Essais au laboratoire sur carotte (couche de fondation)

II.7 Conclusion

Ce premier chapitre de la partie expérimentale est présenté afin d'analyser toute les informations pertinentes en relation avec le cas d'étude, de mettre en place une méthodologie rationnelle pour répondre aux questions principales et secondaires, et de synthétiser l'aboutissement de la mission du diagnostic préliminaire.

Les résultats montrent que le suivi des étapes prescrites par l'organigramme de diagnostic pour l'analyse d'une structure mixte permettront de vérifier la présence des causes qui engendrent les défauts de fissuration observés. En effet, ce bilan initial issu de l'exécution des essais des étapes de l'évaluation fonctionnelle et structurelle permet d'affirmer la présence des causes susceptibles au déclenchement du mécanisme de détérioration.

En ce sens, nous avons constaté que l'apparition des fissures en surface est reliée à deux facteurs importants : 1) les propriétés de la couche de fondation traitée, et 2) l'action du sol de remblai et est inscrite dans le contexte climatique et/ou géologique des régions concernées. En effet, la fissuration de surface est étroitement liée à la détérioration de la couche traitée qui est due vraisemblablement à la sévérité de la fissuration générée par le retrait de la matrice cimentaire, et/ou par sa rigidité élevée, ce qui a provoqué sa rupture sous les effets dynamiques du trafic lourd. D'autre part, certains types de sol instables comme les argiles utilisées dans les travaux de remblai peuvent éventuellement créer l'affouillement du support d'une partie de la chaussée. Il en résulte un affaissement marqué du secteur affecté et l'apparition des fissures. En plus, la nature des particules qui composent l'argile tend à la désolidariser en présence d'eau, et la nouvelle réorganisation des particules engendrées par l'évacuation de cette eau, due à des expositions prolongées au soleil contribue à une diminution du volume global du matériau, et cause un tassement local qui peut être à l'origine de la fissuration de surface.

De ce fait, il est indispensable de s'assurer dans les prochains chapitres de la validation de ces deux causes responsables de l'état de la chaussée, en procédant à un diagnostic approfondi comportant des observations à long terme, ce qui constitue la troisième étape prescrite par l'organigramme de diagnostic.

Chapitre III

L'influence de la couche traitée

Le diagnostic du cas d'étude nous a permis de mettre en évidence un possible lien entre les performances de la couche traitée et l'apparition des fissures en surface. De ce fait, on s'intéresse dans cette partie à étudier l'influence des constituants (ciments et granulats) sur les propriétés des mélanges granulaires traités et surtout sensibilité à la fissuration. Tout d'abord, nous caractériserons les constituants et les mélanges granulaires formulés (MGTLH), sous un contexte réglementaire. Ensuite, nous présentons les résultats de l'étude Proctor et les essais de compression, et mesure du module d'élasticité en compression. Le programme sera complété par des essais de traction indirecte. Ces essais ont été réalisés notamment pour évaluer la capacité de déformation maximale avant la localisation des macro-fissures et la résistance résiduelle post-fissuration. Nous avons pu relever les schémas de fissuration de la couche traitée en phase de construction avant de réaliser la couche de roulement, ce qui nous permettra de vérifier l'incidence des constituants sur la fissuration.

SOMMAIRE

III.1 Démarche adoptée	78
III.2 Identification des matériaux utilisés	79
III.2.1 Les ciments.....	79
III.2.2 Critères d'acceptation des granulats	80
III.2.3 Les granulats.....	81
III.2.4 L'eau	82
III.3 Etude de formulation des MGTLH	83
III.4 Cadre normatif du plan expérimental.....	84
III.5 L'étude Proctor.....	85
III.6 Les essais mécaniques.....	87
III.6.1 Type d'éprouvettes utilisées	87
III.6.2 Déroulement des essais de compression simple.....	88
III.6.3 La résistance en compression	89
III.6.4 Le Module d'élasticité en compression.....	90
III.6.5 Les Essais de traction indirecte	91
III.6.6 La résistance en traction.....	92
III.6.7 La capacité de déformation avant la macro-fissuration.....	93
III.7 Mesure du retrait total des MGTLH.....	95
III.7.1 Dispositif de mesure	96
III.7.2 Résultats des mesures.....	96
III.8 Mesure in situ de la fissuration des MGTLH.....	98
III.8.1 Tentatives pour mesurer la fissuration en laboratoire	98
III.8.2 Conditions d'emploi des MGTLH en techniques routières	98
III.8.3 Mesures de la fissuration in situ	100
III.8.4 Plan d'observation et contrôle	101
III.8.5 Interprétation des résultats d'observations	102
III.9 Conclusion Partielle.....	108

III.1 Démarche adoptée

L'objectif de ce chapitre est d'essayer d'identifier l'influence de la couche de fondation traitée dans le mécanisme de détérioration de la structure mixte étudiée. Pour arriver à cette finalité, il y a lieu de respecter l'approche schématisée dans la Figure III-1. Succinctement, il est possible de résumer cette démarche dans les étapes suivantes :

- 1) Identification des constituants des mélanges granulaires traitée aux liants hydrauliques (MGTLH), qui ont été employés dans la construction de la chaussée diagnostiquée ;
- 2) La formulation de mélanges expérimentaux, selon la norme EN14227 ;
- 3) L'étude Proctor, pour déterminer la teneur en eau optimale et la densité maximale ;
- 4) Confections des éprouvettes et essais mécaniques ;
- 5) Observation du phénomène de fissuration des MGTLH du au retrait total, dans des planches de référence réalisées sur site à grandeur réelle dans les mêmes conditions environnementale ;
- 6) Mise en relation entre les caractéristiques des constituants (granulats, ciment), les paramètres de formulation, la sévérité de la fissuration observée, et la fissuration de surface résultante après la mise en œuvre des enrobée bitumineux.

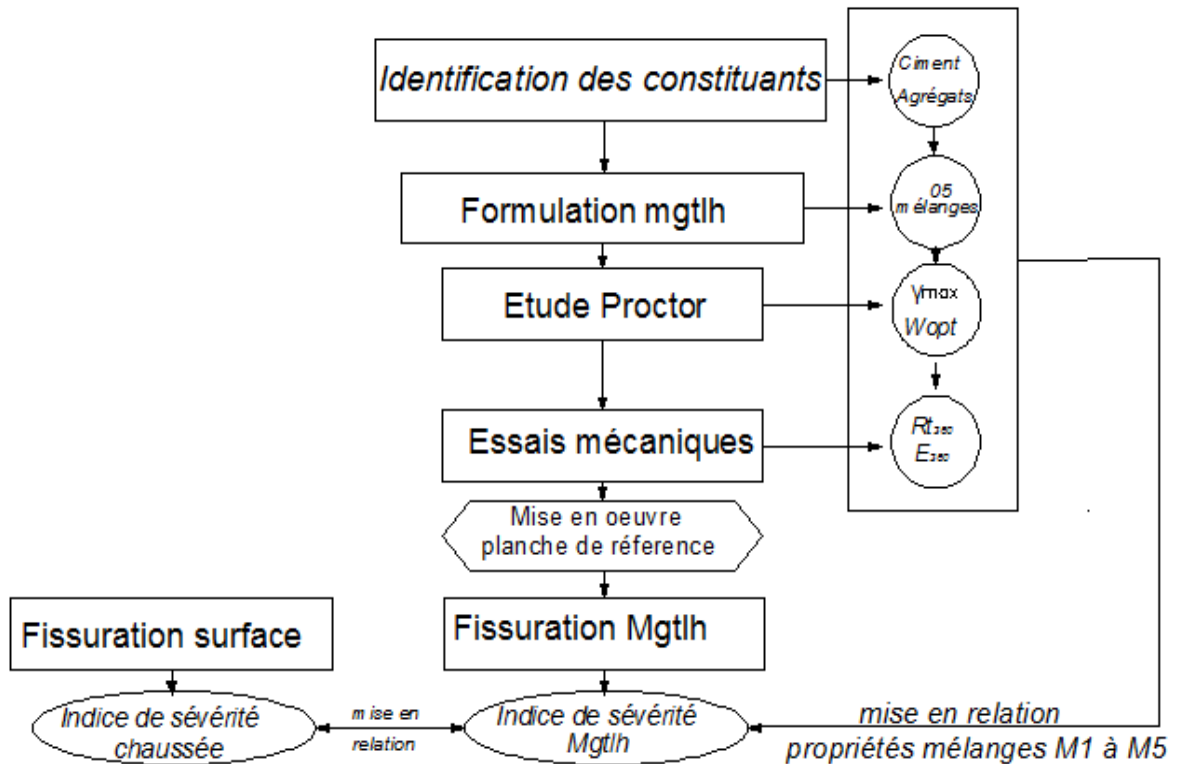


Figure III- 1: Démarche adoptée

III.2 Identification des matériaux utilisés

III.2.1 Les ciments

Il existe deux types de ciment qui sont employés massivement dans la construction du tronçon étudié. Ce sont des ciments type CEMII-42.5A, obtenus depuis deux cimenteries différentes. Ils sont composés de mélanges finement broyés de clinker et d'ajouts. La nature d'ajout et le pourcentage varient d'un ciment à un autre. Dans le cas du ciment Ain Kebira (ciment n°01) la nature de l'ajout principal est un mélange de pouzzolane et calcaire, tandis dans le cas du ciment de Hamma Bouziane (ciment n°02), l'ajout principal est un laitier de haut fourneau qui provient d'El Hadjar (Annaba). La composition des ciments ainsi que leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques sont présentés dans les tableaux III-1 et III-2. Ces propriétés vérifient toutes les exigences de la norme NF EN 197-1 « Ciment ».

N°	Origine cimenterie	Dosage clinker	Nature d'ajouts		Autres ajouts	
			Nature	(%)	Nature	(%)
1	Ain Kebira	80% à 94%	Pouzzolane+ calcaire	13 à 17%	gypse	3%
2	Hamma	80% à 94%	Principalement Laitier	13 à 17%	gypse	3%

Tableau III- 1: Type d'ajouts des ciments employés

Propriétés physiques	Ciment	Ciment	Propriétés chimiques	chi-	Ciment	Ciment
	1	2			1	2
Poids spécifique (g/cm ³)	3.16	3.03	SiO ₂ (%)		21.66	28.21
Surface Blaine (cm ² /g)	4454	3973	Al ₂ O ₃ (%)		04.75	06.11
Consistance normale (%)	26,52	26	Fe ₂ O ₃ (%)		04.93	02.55
Temps de début de prise	2h58	1h30	CaO (%)		59.87	56.18
Temps de fin de prise	4h09	2h54	MgO (%)		01.70	01.42
Expansion à chaud (mm)	0,52	01.00	K ₂ O (%)		00.36	00.95
Résistance compression			Na ₂ O (%)		00.11	00.49
02 jours	15,90	17,00	SO ₃ (%)		01.62	0.175
07 jours	35,80	35,9	CL- (%)		0.02	0.011
28 jours	50,00	45,10	PAF (%)		05.06	01.97
Résistance traction (Mpa)			Cao libre (%)		00.70	0.816
02 jours	03,1	04,10	Résidus (%)		-	-
07 jours	5,40	06,40	Retrait à 28j		520,83	869,0
28 jours	06,90	07,60	Refus tamis (%)		4.73	-

Tableau III- 2: Différentes propriétés des ciments utilisés

III.2.2 Critères d'acceptation des granulats

Les valeurs et les caractéristiques des granulats utilisés comme MGTLH doivent être conformes aux critères mentionnés par le guide « ASSISES DE CHAUSSEES », LCPC-SETRA, décembre 1994. Les valeurs et les normes des granulats utilisés sont indiquées respectivement dans le Tableau III-3 et III-4. Les essais cadrés en rouge sont indispensables pour la caractérisation des granulats, les autres essais sont facultatifs (en cas de nécessité).

Caractéristiques	Classes de Trafic (T_1 ou $\geq T_0$)
Résistance mécanique des gravillons	D (y compris compensation)
Caractéristiques de fabrication des gravillons	III
Caractéristiques de fabrication des sables	b
Angularité des gravillons et des sables	$I_c \geq 30$

Tableau III- 3 Caractéristiques des granulats (GTLH)

AFNOR	Nature des essais	Signe	Valeur exigée
EN1097-6 *1	Granulats – Mesure des masses volumiques, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau.	–	–
EN1097-6 *2	Sable – Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables.	–	–
EN933-1	Granulats – Analyse granulométrique par tamisage.	–	–
EN1097-2	Granulats – Essai Los Angeles (une compensation de 5, avec MDE est tolérée)	LA	≤ 30
EN 1097-1	Granulats – Essai micro-Deval	MDE	≤ 25
EN 933-3	Granulats – Coefficient d'aplatissement.	FL	$\leq 35\%$
EN 933-8	Granulats – Equivalent de sable.	SE	$\geq 50\%$
EN 933-9	Granulats – Partie 9 : Bleu de méthylène.	MB	≤ 2.5
P 18-622-4 EN 933-4	Angularité (I_c)	I_c	≥ 30
P 18-586	Granulats –matières organiques par colorimétrie		$< 0,2\%$
P 98-234-2	Granulats – Sensibilité au gel	Non - gélif	

Tableau III- 4 Exigences normatives pour les granulats (XP P18 545)

III.2.3 Les granulats

Dans ce tronçon, quatre (04) granulats du type GNT 0/31.5 ont été employés. Ils proviennent de diverses carrières de l'est Algérien. Ils possèdent des natures pétrographiques différentes (Tableau III-5). Ces granulats ne sont pas reconstitués, ils sont produits directement à partir des stations de concassage. On constate uniquement dans le cas de la GNT de la carrière n°02 Kef Lahmar que la roche mère est d'origine dolomitique, tandis que pour les autres agrégats, l'origine de la roche est calcaire.

Les analyses granulométriques de ces GNT sont présentées dans la Figure III-2. Elles doivent être conformes à la norme EN 13242, pour un éventuel emploi en technique routière en tant que MGTLH. On remarque que pour les GNT employés, leurs fuseaux granulométriques sont compris dans le fuseau de spécification normatif.

Par ailleurs, le Tableau III-6 et la Figure III-3, montrent les propriétés intrinsèques de ces granulats à l'égard du coefficient Los Angles, Micro-Deval, la catégorie (XP18-545) et d'autres paramètres physiques. On peut constater qu'ils sont tous de catégories incluses entre D et E. Il apparaît aussi qu'ils sont tous globalement acceptables surtout les granulats de la Carrière 04 qui ont les meilleures caractéristiques. Toutefois, les granulats de la Carrière n°02 ont une valeur LA hors tolérance. Malgré cela, ces derniers sont utilisés du fait de leur abondance et de leur proximité avec le site de construction.

N°	Carrière	Pétrographie	Calcite (%)	Dolomite (%)	Quartz (%)	Autres (%)
01	Kesseira	Calcaire	94%	05%	-	01%
02	Kef Lahmar	Dolomite	05%	94%	-	01%
03	Taga	Calcaire	98.5%	-	1.5%	-
04	Grouz	Calcaire	98%	-	2%	-

Tableau III- 5: Nature pétrographique des GNT utilisées

Carrière	LA (%)	MDE (%)	Catégorie	MB (%)	S.E (%)	FL (%)	Abs (%)
01	30.90	11.00	E	0.50	57.10	6.00	0.62
02	41.80	16.00	E	0.44	73.62	9.42	0.64
03	30.20	16.00	E	0.40	36.10	10.00	0.68
04	26.50	12.80	D	0.73	65.20	9.40	0.86

Tableau III- 6: Diverses propriétés des GNT utilisées

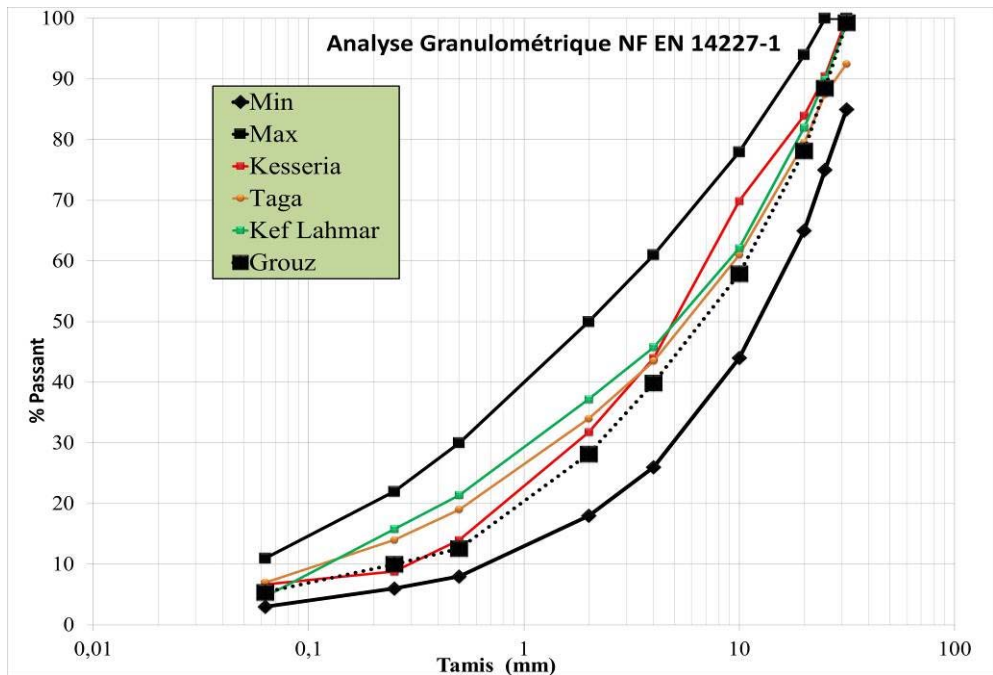


Figure III- 2: L'analyse granulométrique des GNT utilisées

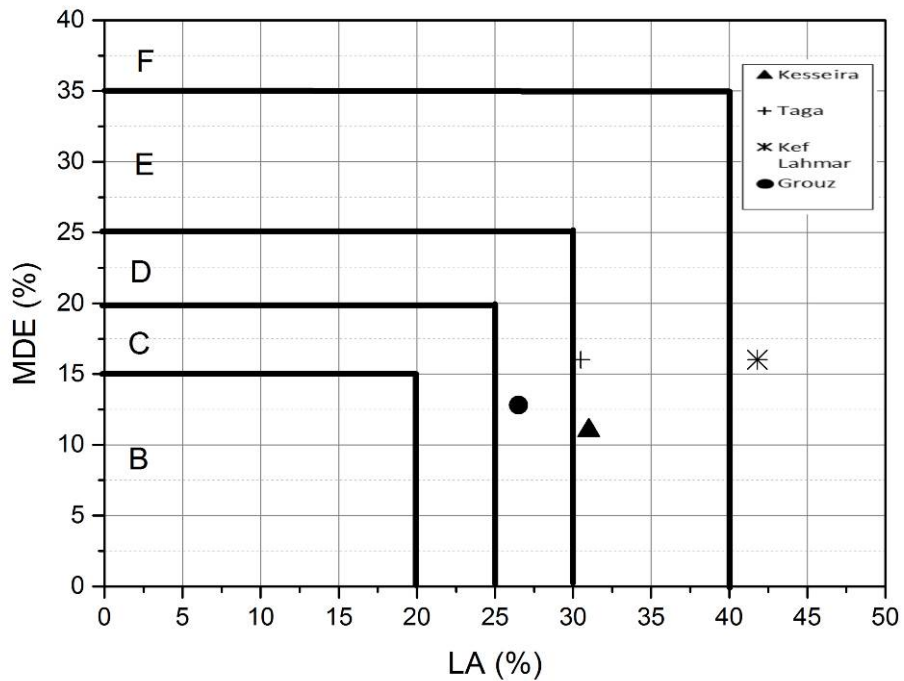


Figure III- 3: Code ou catégorie des GNT utilisées (XP18-545)

III.2.4L'eau

L'eau utilisée est une eau potable qui provient de forages proches des centrales de malaxage. Les tests effectués sont concluant et en accord avec la norme EN 1008.

III.3 Etude de formulation des MGTLH

L'étude de formulation a pour but de définir un mélange dont les performances répondent aux exigences de dimensionnement de la chaussée. Le choix d'une méthode appropriée permet d'avoir des résultats homogènes et prévisibles. Nous avons choisi de suivre les prescriptions adoptées par les normes EN 14-247 et NFP 98-114-2. La méthodologie est basée sur le respect de diverses spécifications (densité du mélange, définition du fuseau granulométrique et des dosages en eau, liant, granulats). Ces dernières déterminent les conditions d'obtention des performances mécaniques dudit matériau visées et prises en compte dans le dimensionnement et qui doivent être scrupuleusement respectées.

Plusieurs mélanges sont formulés (Tableau III-7) dont les variables sont : 1) la nature des granulats, 2) la nature du ciment, et 3) le pourcentage de ciment. Ce dernier est calculé par la formule III.1 suivante :

$$Ciment (\%) = \frac{masse\ ciment}{masse\ granulat + masse\ ciment} \quad (III.1)$$

Cette méthodologie est nécessaire non seulement pour vérifier l'influence du pourcentage de ciment, mais beaucoup plus pour déterminer le dosage optimal qui vérifie le seuil acceptable des performances physiques et mécaniques stipulées par les normes suscitées, et les critères de conception exigés par le cahier des charges de la chaussée étudiée.

Dans une première série (M1, M2, M3, M4), la variable est aussi l'origine des granulats pour un seul type de ciment (avec trois dosages différents). L'objectif sera de vérifier également l'effet de la nature des granulats sur les performances physiques, mécaniques et sur l'aptitude à la fissuration. Pour la deuxième série, la nature de ciment deviendra une variable, pour un seul type de granulat. Les mélanges concernés sont le M3 et M5. Ceci pour vérifier l'effet de la nature de l'ajout (constituant du ciment) sur la fissuration, car le pourcentage du clinker est presque similaire pour les deux ciments choisis.

Code du mélange	Type du ciment (2.5% ,3.5%,4.5%)		Origine de la carrière			
	1	2	1	2	3	4
M1	⊗		⊗			
M2	⊗			⊗		
M3	⊗				⊗	
M4	⊗					⊗
M5		⊗			⊗	

Tableau III- 7: Formulations des MGTLH

III.4 Cadre normatif du plan expérimental

1. Un prélèvement conforme des granulats sur stocks en carrières (granulats XP P 18-540) ;
2. L'identification des échantillons prélevés. Dans cette étape, des essais sont pratiqués pour déterminer les propriétés intrinsèques (LA, MDE), et celles de fabrication (granulométrie, aplatissement, propreté). Le référentiel de la classification sera la norme : granulats XP P 18-540, article 7 ;
3. La formulation de mélanges expérimentaux, selon la norme EN14227. La granularité du mélange solide (liant compris) doit se situer dans le fuseau de cette norme (plus forte compacité) ;
4. Une étude Proctor, qui permet de déterminer la teneur en eau optimale. Les résultats servent aussi à fixer l'objectif de compactage des corps d'épreuves, à travers la densité maximale (EN 13286-2) ;
5. La réalisation des corps d'épreuves (éprouvettes cylindriques), confectionnées conformément aux normes EN 13286-50 et EN 13286-53. Les mélanges sont gâchés dans un malaxeur approprié. Les éprouvettes sont moulées par vibro-compression (EN13286-52) ;
6. La mise en cure des éprouvettes qui seront conservées jusqu'à l'échéance des essais à : $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$, en moule en atmosphère avec 90 à 100 % d'humidité ;
7. La compacité du mélange à la masse volumique sèche maximale du Proctor modifié est au minimum de 0,80 ;
10. La résistance en compression R_c est déterminée conformément à EN 13286-41 ;
11. La détermination du module de déformation (E), à partir du même essai de compression (NF EN 13286-41) ;
12. La résistance en traction R_t est déterminée par l'essai de traction indirecte (NF EN 13286-42) en utilisant la relation $R_t = 0,8 R_{it}$;

III.5 L'étude Proctor

Une campagne d'essais Proctor est réalisée sur les mélanges formulés (tableau III-5). Les courbes de compactage sont reportées sur les Figures III-4, III-5 et III-6. La variable pour ces figures est le pourcentage de ciment (2.5%, 3.5%,4.5%). Les caractéristiques à l'optimum Proctor (la teneur en eau optimale W_{opt} et la masse volumique sèche maximale), sont résumées dans des tableaux à l'intérieur des graphes.

Pour les mélanges de type M4, la teneur eau optimale est plus faible que celles enregistrées pour les autres mélanges. Par contre les mélanges de type M5 requièrent une quantité supérieure en eau pour atteindre la densité sèche maximale. Ceci va vraisemblablement influencer les performances mécaniques de ce mélange. La variabilité des densités sèches maximales des différents mélanges est liée directement à leurs natures pétrographiques et à leur squelette granulaire. Ceci va influencer sûrement sur les modules de déformation et résistances obtenues [Neville, 2000]. Par ailleurs on observe pour l'ensemble des formulations une légère amélioration de la masse volumique sèche en fonction de l'augmentation du pourcentage de ciment, ce qui contribuera à une meilleure compacité.

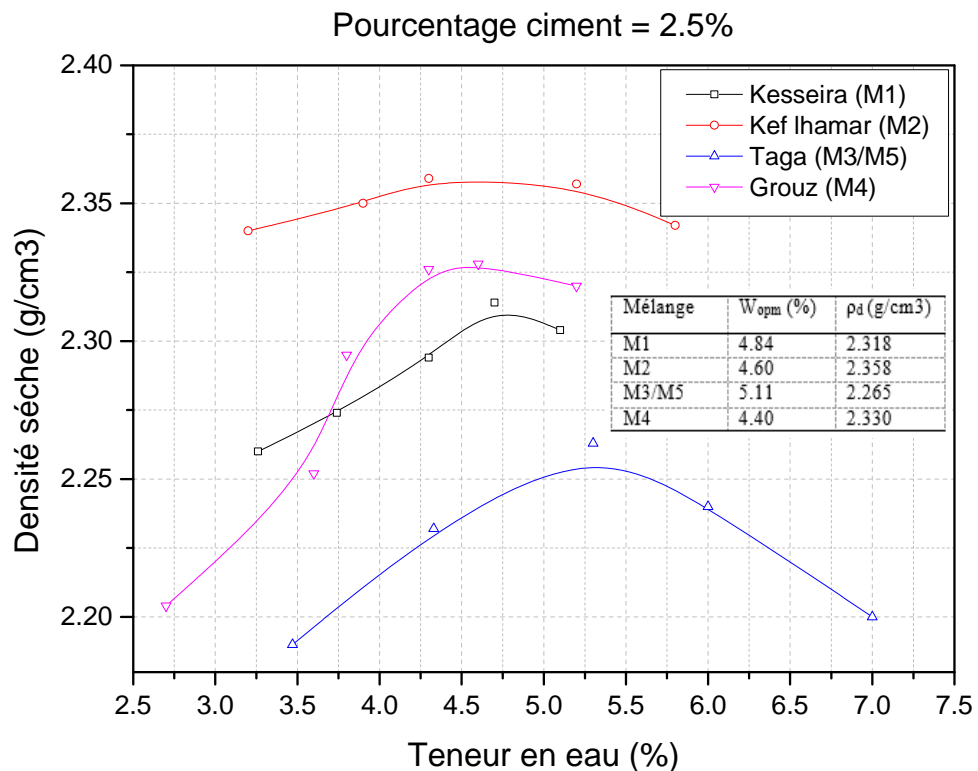


Figure III- 4: Etude de compactage (pourcentage ciment =2.5%)

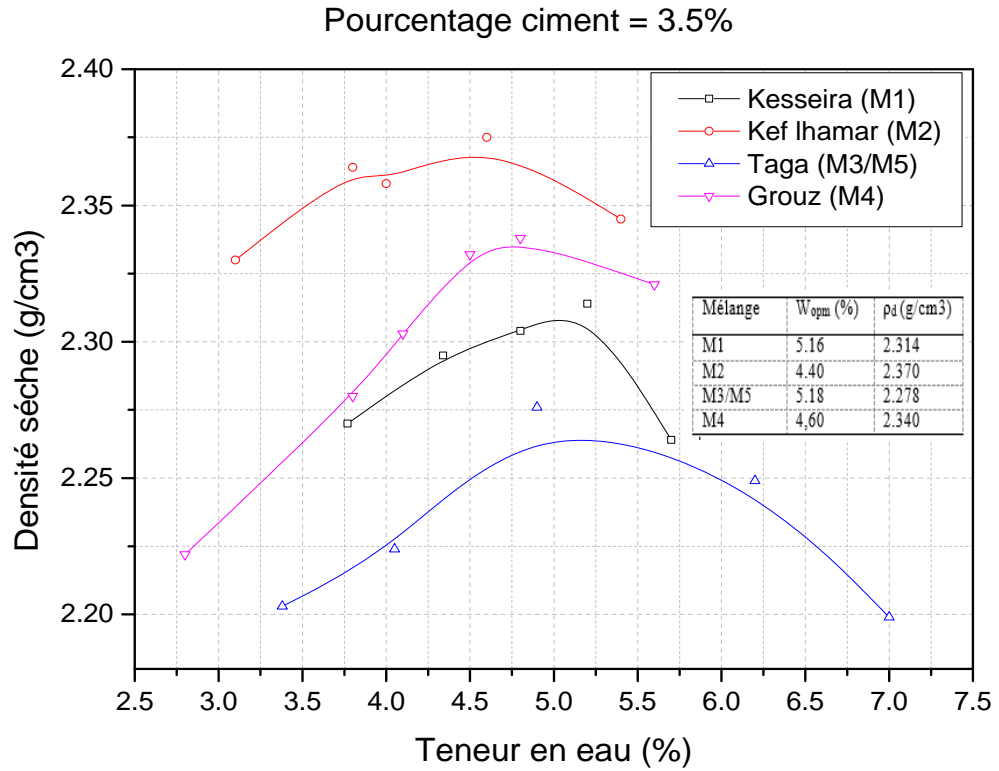


Figure III- 5: Etude de compactage (pourcentage ciment =3.5%)

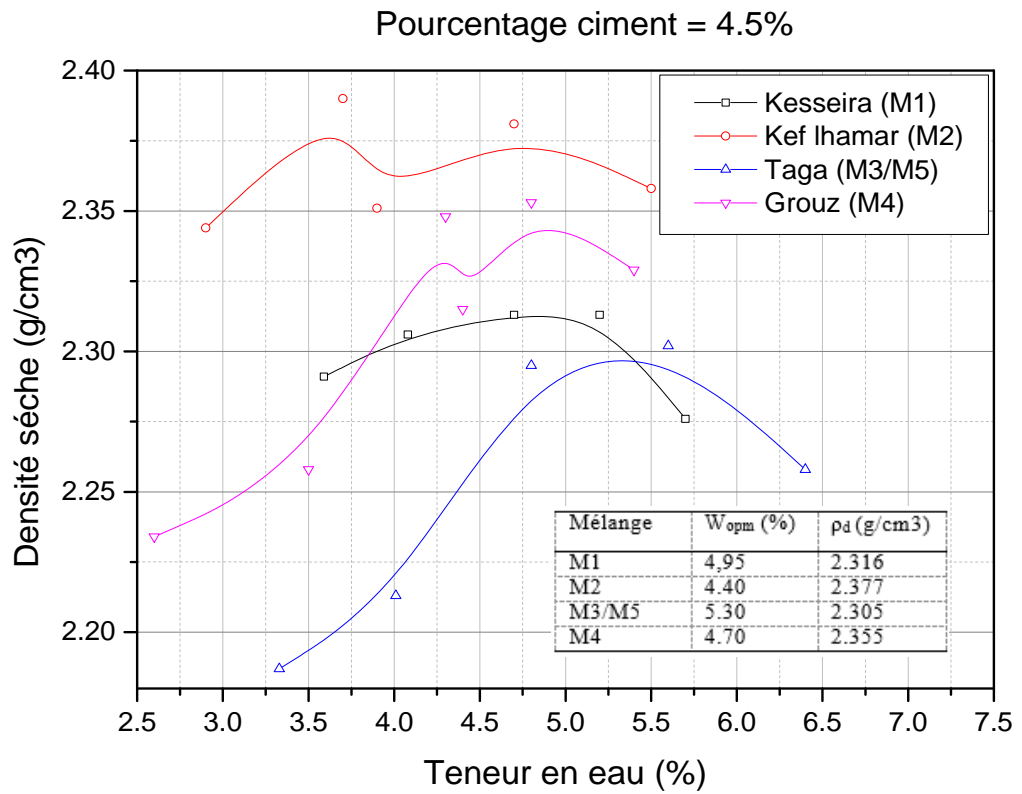


Figure III- 6: Etude de compactage (pourcentage ciment =4.5%)

III.6 Les essais mécaniques

III.6.1 Type d'éprouvettes utilisées

L'étude de compactage nous a permis de définir les caractéristiques de l'optimum Proctor. Pour procéder aux essais mécaniques, il est nécessaire de réaliser d'autres éprouvettes avec ces données. La quantité de matériau humide doit être déterminée d'après l'équation III.2. L'eau sera ajoutée aux granulats seuls dans un malaxeur, jusqu'à l'obtention de la teneur en eau optimale. Ensuite, le pourcentage de ciment sera ajouté graduellement afin d'obtenir un mélange homogène. Le temps de malaxage est de 5 à 10 minutes.

Des moules CBR ($d=152$ mm, $h=125$ mm et $h/d=0.82$) seront utilisés pour la confection des éprouvettes moyennant un compactage en vibro-compression (Figure III-7). Les éprouvettes sont alors enveloppées dans un film en polyane coté haut et bas, et puis elles sont posées dans une chambre à 20°C , pendant une journée. Après démoulage, elles seront mises en cure dans des bacs de conservation à une humidité de plus de 90% et à la température de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$.

$$M = \frac{V \times \rho_d \times (100 + w)}{100} \quad (\text{III.2})$$

Ou:

M : la masse du matériau théorique (g)

ρ_d : masse volumique sèche maximale (g/cm^3)

V : volume du moule CBR

W : teneur en eau optimale (%)



Figure III- 7: Confection des éprouvettes et méthode de cure

III.6.2 Déroulement des essais de compression simple

Pour obtenir le module de déformation (E_c) et la résistance à la compression (R_c), les éprouvettes sont soumises à une contrainte de compression unie axiale conformément à l'EN 12286-41. Les essais de compression sont effectués après 28 jours à l'aide du dispositif présentés dans la Figure III-8. En conséquence, le module de déformation est la pente de la droite reliant l'origine au point d'ordonnée $0,3 \sigma_c$ (σ_c est la contrainte de rupture). Il est calculé à l'aide de l'équation III.3 (EN 12286-43).

$$\begin{aligned} E_c &= \frac{1,2F_r}{\pi D^2 \varepsilon_3} \\ &= \frac{0,3F_r}{\frac{1}{4}\pi D^2 \varepsilon_3} \end{aligned} \quad (\text{III.3})$$

- E_c (MPa): Le module de déformation.
- F_r (N): La force maximale de compression.
- D (mm): le diamètre de l'éprouvette.
- ε_3 : la déformation du spécimen quand $F = 0.3 F_r$.

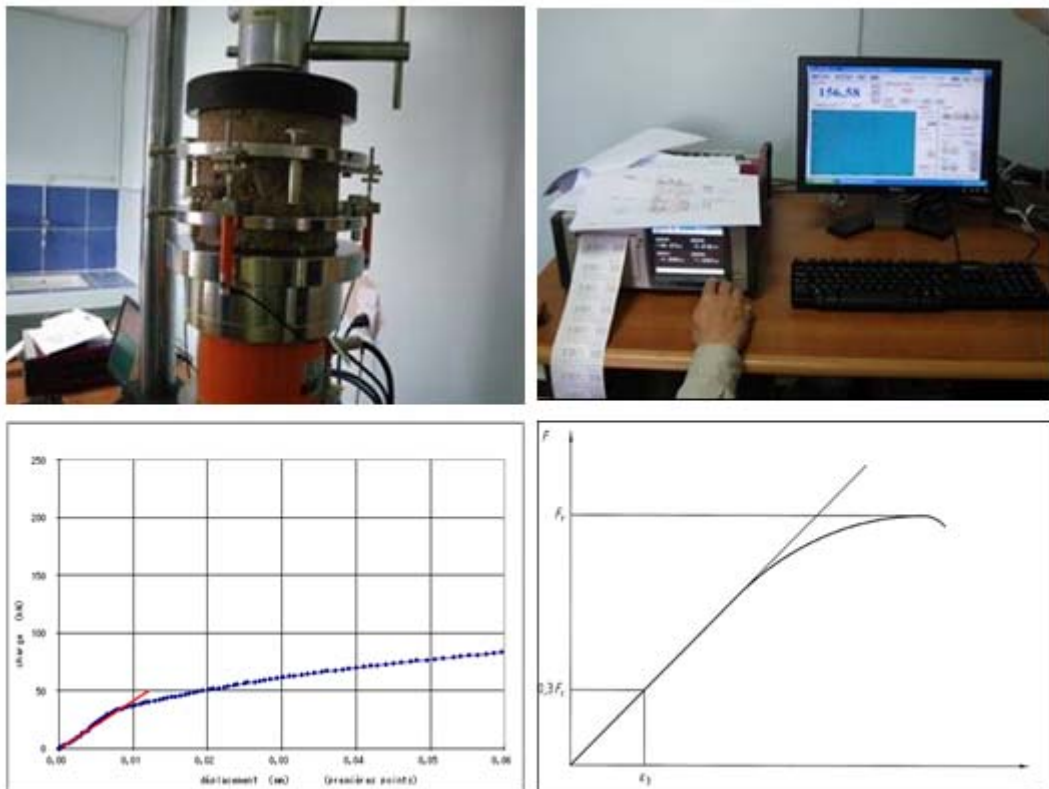


Figure III- 8: Détermination du module de déformation

III.6.3 La résistance en compression

Les résistances en compression (R_c) des mélanges étudiés sont données dans le tableau III-7 et la Figure III-9 en fonction de la variation du dosage en ciment.

On peut constater que les GNT d'origine calcaire (M4) et celles d'origine dolomite (M2) sont les plus performantes en compression. Ceci est en étroite relation avec les caractéristiques intrinsèques des granulats comme déjà expliqué lors de l'étude Proctor. D'autres part, l'ajout du ciment augmentera la résistance en compression pour l'ensemble des mélanges. Enfin, notons l'effet négligeable de la nature du ciment sur la variation des résistances (cas du mélange M3 et M5), bien que ces ciments sont de même classe de résistance.

Mélange	Résistance en compression R_c (Mpa)					
	2.5 (%)	D (%)	3.5 (%)	D (%)	4.5 (%)	D (%)
M1	8.27	5.72	10.53	6.67	12.33	11.04
M2	11.56	5.56	13.93	12.04	19.2	0.90
M3	6.40	-	9.30	12.17	12.10	-
M4	14.85	0.48	15.93	15.36	21.80	12.97
M5	6.90	6.32	10	14.53	11.40	5.75

Tableau III- 8: Résistance en compression des mélanges étudiés

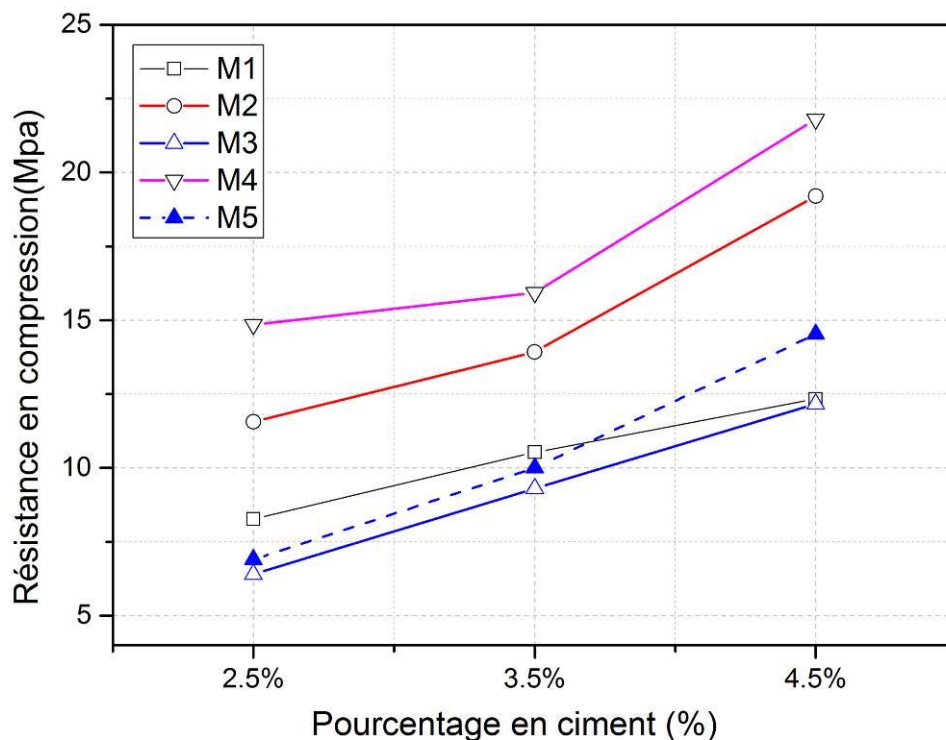


Figure III- 9: Résistance en compression des mélanges

III.6.4 Le Module d'élasticité en compression

Les résultats du module d'élasticité en compression (E_c) sont répertoriés dans le Tableau III-9 et Figure III-10. Les résultats sont traités statistiquement (test de Student) avant calcul de la moyenne.

Les modules de déformation suivent la même tendance que la résistance en compression. Les granulats d'origine calcaire (M4, M1) et du type dolomitique (M2) présentent des valeurs de module plus importants que l'autre type de granulats. La catégorie des granulats de type « Taga » et la densité des mélanges (M3) ont probablement contribué à ces résultats. Selon Neville [NEV, 2000] le module de déformation des matrices cimentaires est lié au module de rigidité des granulats et à la fraction volumique qu'ils occupent dans le mélange.

Mélange	Module de déformation E_c (Mpa)					
	2.5 (%)	D (%)	3.5 (%)	D (%)	4.5 (%)	D (%)
M1	11906	23.57	22134	13.84	28898	15.90
M2	11538	7.27	24264	-	26273	11.31
M3	10115	-	17496	19.85	21754	-
M4	14357	5.38	24717	13.71	29134	18.90
M5	11676	18.91	18485	-	20402	16.30

Tableau III- 9: Module de déformation des mélanges étudiés

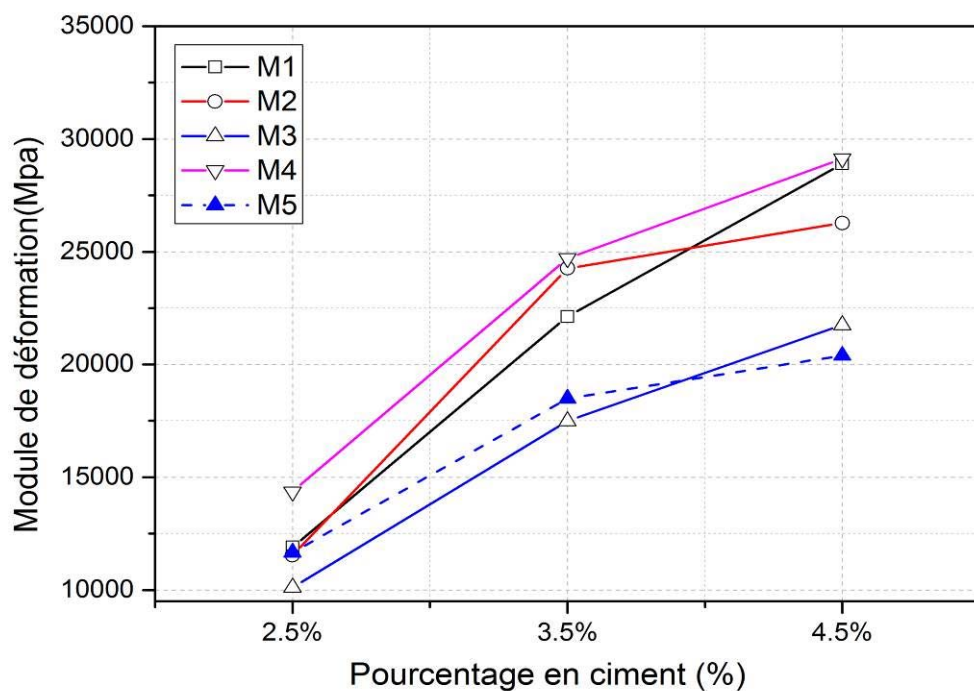


Figure III- 10: Module de déformation des mélanges

III.6.5 Les Essais de traction indirecte

Du fait que l'essai en traction directe est difficile à réaliser, la normalisation européenne permet d'estimer la résistance à la traction à partir de l'essai de traction indirecte (EN 13286-43). Ce dernier est effectué à l'aide du dispositif représenté dans la Figure III-11. La force maximale en « compression diamétrale » est utilisée pour calculer la résistance à la traction, moyennant l'équation III.4. L'essai de traction indirecte est réalisé sur trois éprouvettes à l'âge de 28 jours pour chaque composition.

$$R_t = 0.8 R_{it} = 0.8 \times \frac{2F}{\pi \times H \times D} \quad (\text{III.4})$$

R_t : Résistance en traction directe (MPa).

R_{it} : Résistance en traction indirecte (MPa).

F : Charge maximale de compression diamétrale (N).

H : Longueur (mm).

D : Diamètre (mm)

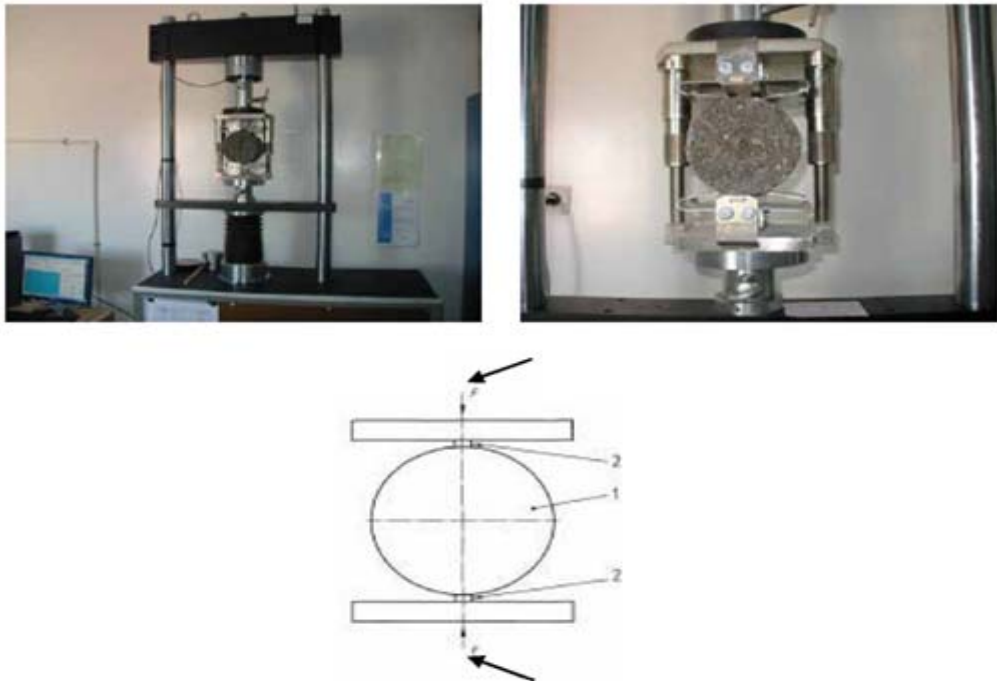


Figure III- 11: Détermination du module de déformation.

Légende : 1 Eprouvette. 2 Bandes de chargement. 3 Charge

III.6.6 La résistance en traction

Les résultats de la résistance en traction (R_t) des mélanges étudiés sont répertoriés dans le Tableau III-10 et Figure III-12.

L'évolution des résistances en fonction de l'ajout de ciment est identique pour l'ensemble des MGTLH. D'autres part, on note aussi que le mélange M4 présente des résistances en traction meilleure que les autres types de granulats. Ceci confirme la qualité du gisement M4 et est cohérent avec les performances obtenues en compression. On constate aussi que le changement de type de ciment n'a pas d'effet important sur l'amélioration des résistances en traction.

Mélange	Résistance en traction R_t (Mpa)					
	2.5 (%)	D (%)	3.5 (%)	D (%)	4.5 (%)	D (%)
M1	0.52	11.20	0.94	5.88	1.45	10.16
M2	0.68	4.41	0.96	16.55	1.35	9.97
M3	0.46	9.73	0.81	3.79	1.19	-
M4	0.86	11.83	1.53	10.59	1.91	9.70
M5	0.49	7.29	0.82	3.45	1.31	11.57

Tableau III- 10: résistance en traction

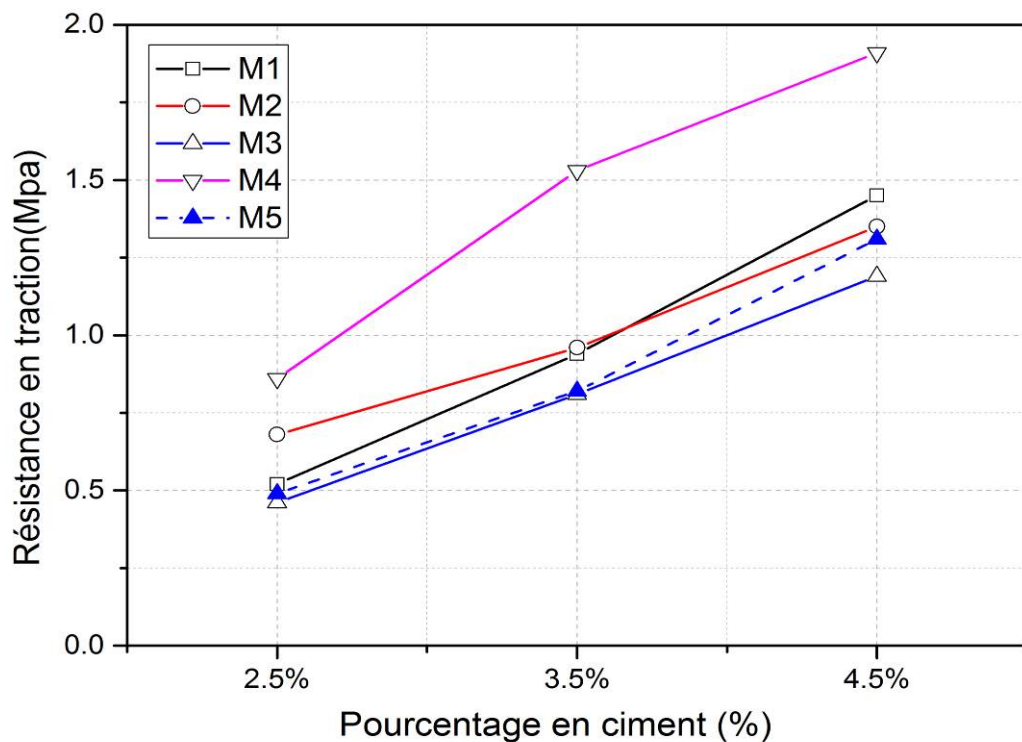


Figure III- 12: Résistance en traction des mélanges

III.6.7 La capacité de déformation avant la macro-fissuration

La résistance à la fissuration d'un matériau est liée directement à sa capacité de déformation due aux chargements imposés [BON, 2004] ; [HO, 2010] [NGU, 2012]. D'après Turatsinze et al. [TUR, 2005], cette capacité de déformation se distingue lorsque les premières microfissures apparaissent dans la zone de transition entre granulat et pâte de ciment, une zone dont la résistance est beaucoup plus faible que celle des autres phases solides du composite. De la coalescence de ces microfissures, il résulte une macrofissure qui cause la rupture du béton. Quand les granulats sont moins rigides, ils se comportent comme des trous lorsqu'une fissure débouche à leur interface avec la matrice cimentaire. Dans ce cas il en résulterait une relaxation des contraintes, retardant la coalescence des microfissures et leur localisation en macrofissure [TUR, 2005].

En plus un matériau se distingue par une capacité importante de déformation que lorsque le pic de charge-déformation atteint un niveau élevé de déformation (Bonnet, 2004). Ce pic-là (Figure III-13) correspond à localisation de la macro-fissuration [NGU, 2012].

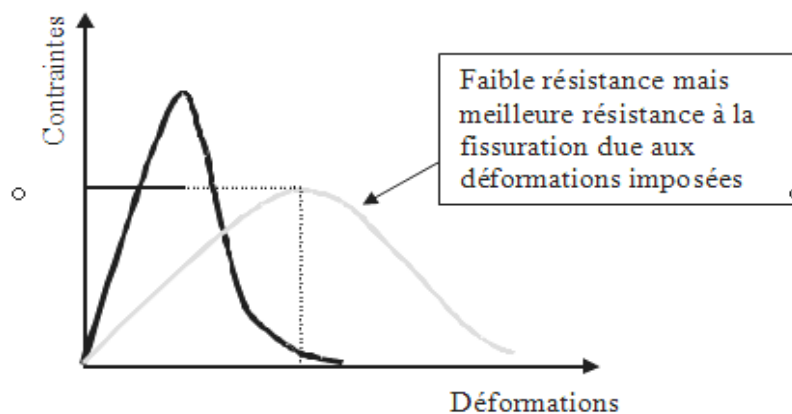


Figure III- 13: Résistance à la fissuration et capacité de déformation [BON, 2004]

De ce fait, nous avons procédé à la vérification de la capacité de déformation pour apprécier la résistance à la fissuration des mélanges contenant les granulats étudiés. Les Figures III-14 et III-15 regroupent les courbes de comportement des mélanges en compression, et puis en traction. Le Tableau III-11 présente le calcul de la capacité maximale de déformation, qui est quantifiée par l'allongement au pic de charge-déformation (ΔL_{pic}) pour les deux cas (compression et traction). Il à signaler que la capacité de déformation se distingue uniquement dans les courbes des modules en traction, néanmoins nous avons ajoutés les courbes du module en compression car ils donnent aussi la même allure.

L'examen des résultats permet d'en déduire que les mélanges M3 et M5 présentent une capacité de déformation importante en comparaison avec les autres mélanges. Cela signifie que des performances mécaniques meilleures ne donnent pas obligatoirement une capacité de déformation meilleure. En effet, elles peuvent conduire à une capacité de déformation moindre et donc à une susceptibilité élevée à la fissuration.

Ceci est peut-être la confirmation des résultats obtenus lors de la phase diagnostic, où il semble que la couche traitée est trop rigide dans les zones fissurées. Cette rigidité élevée a pu contribuer à la fissuration de cette la couche et donc la rendre plus fragile vis-à-vis des fortes vibrations induites par le trafic lourd, ce qui a contribué sûrement à l'apparition de la fissuration de surface.

	Mélanges				
	M1	M2	M3	M4	M5
L'allongement au Pic	0.3	0.35	1.6	0.1	1.2
ΔL_{pic} (mm)	4.2	5.0	6.3	5.2	6.3

Tableau III- 11: Capacité de déformation des mélanges étudiés

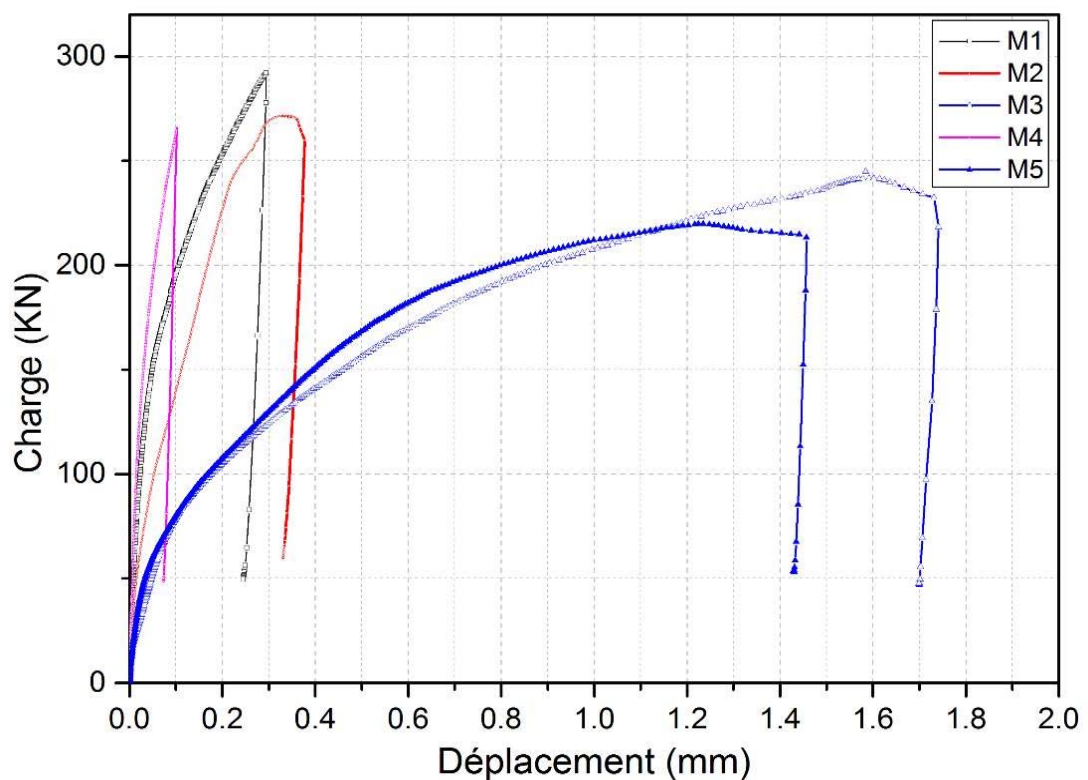


Figure III- 14: Courbes charge-déplacement en compression des mélanges étudiés

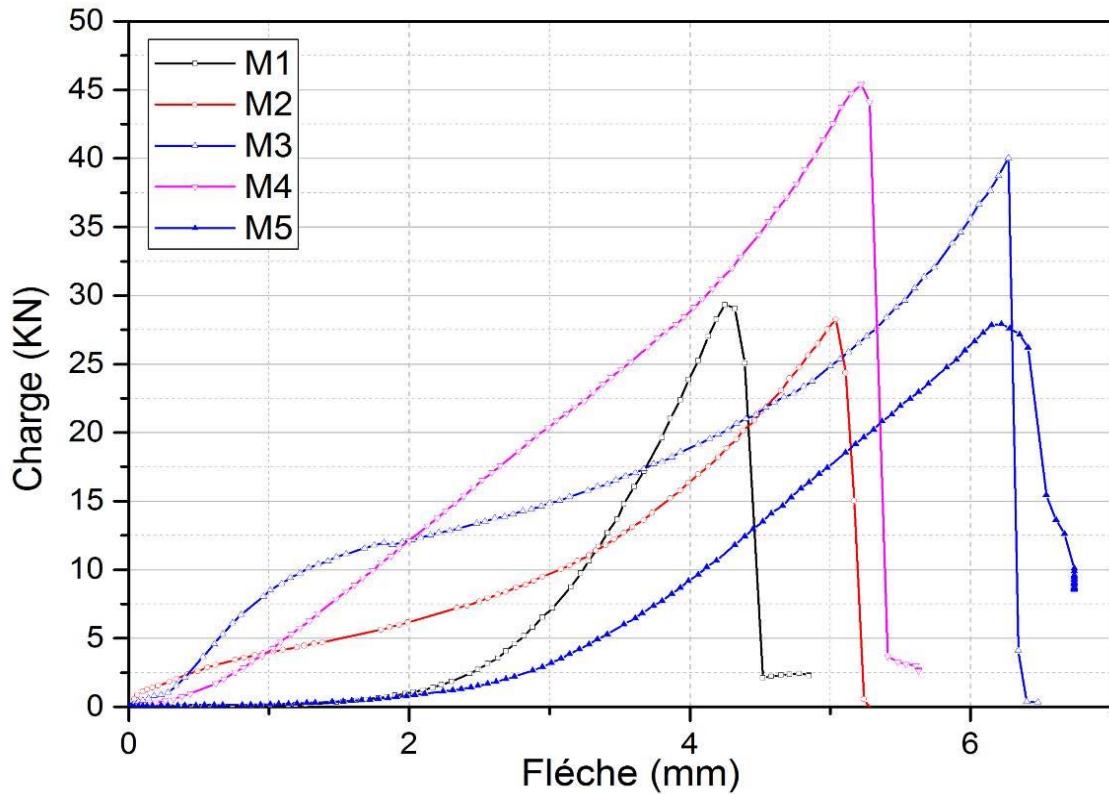


Figure III- 15: Courbes charge-déplacement en traction des mélanges étudiés

III.7 Mesure du retrait total des MGTLH

Le phénomène de retrait est un paramètre très utile dans le domaine de la construction. Il correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu plusieurs facteurs avant, pendant et après la prise des matrices cimentaires. Lorsqu'elles ne sont pas maîtrisées, ces variations dimensionnelles entraînent souvent l'apparition de fissures précoces, et d'ouverture importante ce qui peut nuire à la durabilité des constructions.

Les variations dimensionnelles de retrait dépendent essentiellement de la nature et dosage des constituants [Neville 00]. A cet effet, Il est nécessaire d'évaluer ces variations et repérer ainsi l'incidence des paramètres de formulation sur leurs évolutions.

Nous proposons donc dans cette partie, d'évaluer le retrait total des mélanges déjà formulés, mais nous n'allons pas nous étendre sur ce phénomène qui est largement documenté, mais plutôt sur l'incidence des faibles pourcentages en ciment et nature des granulats sur son amplitude et les conséquences qui en résultent.

III.7.1 Dispositif de mesure

Des essais de retrait libre conformément à la norme NF P 15-433 ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques (70x70x280) mm. Les éprouvettes sont démoulées 48 heures après le coulage, vu leur fragilité due aux faibles dosages de ciment utilisés. Les éprouvettes sont conservées sans aucune protection, les échanges hydriques avec le milieu ambiant étant autorisés. Les échantillons ont été conservés dans une chambre (HR=50±5 %, T=20±2°).

L'appareil de mesure de retrait utilisée est un rétractomètre muni d'un comparateur digital (Figure III-16) mesurant les déformations suivant l'axe longitudinal des éprouvettes. Les mesures de retrait sont faites sur des prismes âgés d'au moins 02 jours avec une fréquence de mesure qui augmente avec le temps.

Bien que les déformations de retrait soient suivies généralement sur une période de 90 jours et même plus, certains travaux dans le cas des MGTLH proposent une période de 21 jours uniquement pour comparer les performances du retrait total [CAL, 1992] [GUT, 2002]. Dans notre cas nous proposons d'apprécier les performances du retrait total à 28 jours, car généralement après cette période de cure, si ce n'est pas avant, les couches de base et de surface en bitume seront mises en œuvre sur la couche de fondation traitée. On aura alors après cette période, la présence d'un retrait qui deviendra empêché, entravé par d'autres sollicitations concomitantes de la structure de chaussée.



Figure III- 16: Epreuves et dispositif de mesure

III.7.2 Résultats des mesures

Les mesures de retrait sont présentées dans le Tableau III-12, et elles permettent de mettre en lumière l'influence du dosage, de la nature du ciment et des granulats sur le retrait total.

Les premières constatations indiquent que le potentiel de retrait total n'augmente pas d'autant avec l'accroissement du pourcentage de ciment. Cette constatation se trouve déjà confortée par plusieurs travaux antérieurs [NAK, 1965] [GEO, 1969] [ADA, 2004]. En effet, Nakayama and Handy [NAK, 1965] n'ont trouvé aucune relation entre le retrait total et le pourcentage de ciment qui varie entre 8% à 14%. George [GEO, 1969] a fait varier le taux de ciment entre 0% et 20%, et a constaté l'existence d'un pourcentage en ciment optimal qui donne une quantité minimale de retrait. Une fois dépassée ce pourcentage, le retrait commence à augmenter mais très légèrement avec l'augmentation de la teneur en ciment.

L'explication est peut-être liée au processus d'hydratation du ciment qui contribue moins à l'apparition du retrait. En effet, pour les sols qui présentent un changement de volume important sans ciment, le fait d'ajouter un pourcentage minime de ciment fait diminuer l'apparition du retrait. Toutefois, des quantités importantes de ciment peuvent augmenter le retrait par deux manières : d'abord, l'augmentation des teneurs en ciment provoquent une plus grande consommation d'eau lors de l'hydratation, augmentant ainsi le retrait de séchage. Ensuite, les niveaux de ciment plus élevés entraînent une plus grande rigidité et une force excessive (à la fois en traction et en compression). Une résistance à la traction plus élevée se traduit par des fissures plus espacées mais très larges [ADA, 2004].

D'autre part les résultats des mélanges M3 et M5 mettent en évidence l'influence du choix du ciment : l'emploi du ciment 2 qui contient du laitier a relativement réduit l'ampleur du retrait. En plus, le potentiel du retrait est élevé dans les mélanges M3 et M5 en comparaison avec les autres mélanges ce qui va inciter sûrement à la fissuration de retrait. Ceci est peut être expliqué par la faiblesse du module de déformation, et qui dépend lui-aussi de la rigidité des granulats utilisés. En effet, comme démontré par Troxell et al. [TRO, 1958] le retrait du béton diminue avec l'augmentation de la rigidité des granulats, car au cours du retrait, la matrice cimentaire étant mise à des efforts de traction, les granulats s'opposent automatiquement à ces déformations par leur module de déformation.

Pourcentage ciment (%)	Valeurs de mesures du retrait total à 28 jours ($\mu\text{m}/\text{m}$)				
	M1	M2	M3	M4	M5
2.5 %	243	257	272	193	261
3.5 %	240	259	279	205	269
4.5 %	263	292	333	257	303

Tableau III- 12: Valeur du retrait total à 28 jours

III.8 Mesure in situ de la fissuration des MGTLH

III.8.1 Tentatives pour mesurer la fissuration en laboratoire

Il existe de nombreuses procédures en laboratoire pour mesurer la fissuration des MGTLH. On peut citer à titre d'exemple le dispositif élaboré par Turcry [TUR 2004]. Il est composé d'un moule prismatique de longueur 40 cm, de largeur 20 cm et de hauteur de 7 cm (Figure III-17). Trois surélévations sont placées au fond du moule pour initier la fissuration. L'essai se déroule dans une enceinte fermée où la température et l'humidité sont contrôlées. Au cours de l'essai l'âge d'apparition et géométrie des fissures sont mesurés à l'aide de lentille graduée.

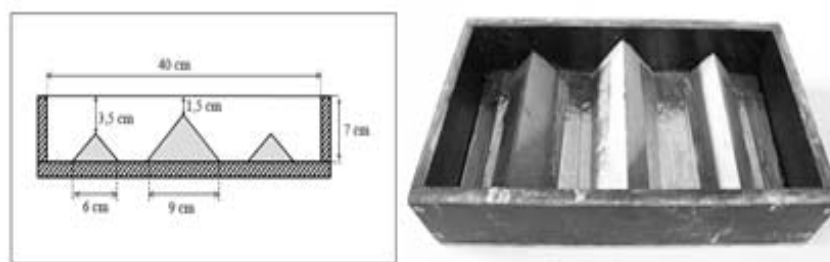


Figure III- 17: Dispositif de fissuration pour béton (d'après [TUR, 2004])

Subséquentement, nous avons reproduit cet essai pour évaluer la fissurabilité des mélanges, malheureusement nous avons noté une variabilité importante des résultats. Nous avons pu conclure à l'issue de cette tentative que ce genre d'essais sur éprouvettes miniatures au laboratoire ne donne pas une appréciation convenable de la fissuration des MGTLH. De ce fait, nous nous sommes réorientés vers l'observation du phénomène en grandeur réelle dans des planches d'essai réalisées in situ avec la largeur d'une chaussée autoroutière.

III.8.2 Conditions d'emploi des MGTLH en techniques routières

Selon la norme NF EN 14227-1, l'emploi des MGTLH en technique routière, notamment en couche de fondation traitée, est conditionné par la classe mécanique de la formulation. Cette dernière qui s'obtient en positionnant les données de performances mécaniques à 360 jours sur l'abaque de la norme, doit avoir une classe T3 et/ou T4. Étant donné que la période d'étude lors de la phase conception ne permet pas d'effectuer les mesures après 360 jours, la même norme stipule la possibilité de déterminer le module d'élasticité et résistance en traction à 28 jours ou à 90 jours, ensuite de reporter les résultats à 360 jours par l'intermédiaire de coefficients empiriques donnés par l'équation III.5.

$$\frac{R_{t28 \text{ jours}}}{R_{t360 \text{ jours}}} = 0.60; \quad \frac{E_{t28 \text{ jours}}}{E_{t360 \text{ jours}}} = 0.65 \quad (\text{III.5})$$

Suivant cette méthodologie, nous avons reporté les résultats du calcul des performances à 360 jours dans les Figures III-18, III-19 et III-20, en fonction du pourcentage de ciment ajouté.

Les résultats indiquent que le pourcentage de ciment doit être impérativement supérieur à 3.5%, pour un éventuel emploi en couche de fondations traitées. Donc, les mélanges avec un pourcentage de ciment à 2.5%, ne peuvent pas être mise en œuvre comme grave- ciment, car les spécifications réglementaires ne sont pas vérifiées.

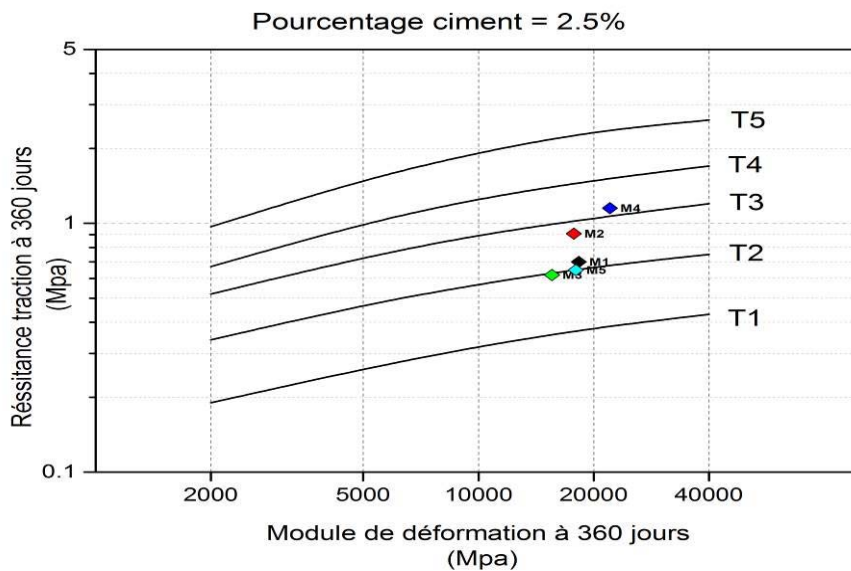


Figure III- 18: Classification des mélanges MGTLH avec 2.5% de ciment

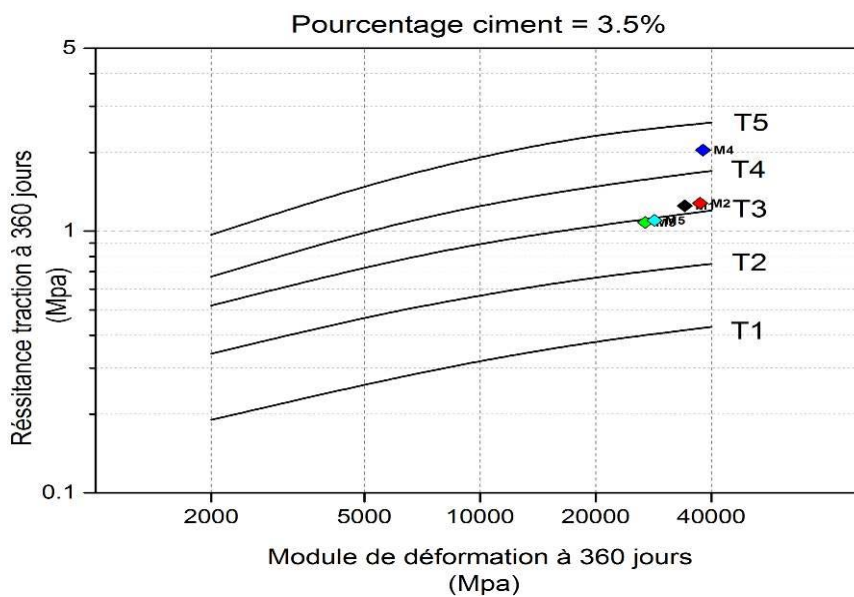


Figure III- 19: Classification des mélanges MGTLH avec 3.5% de ciment

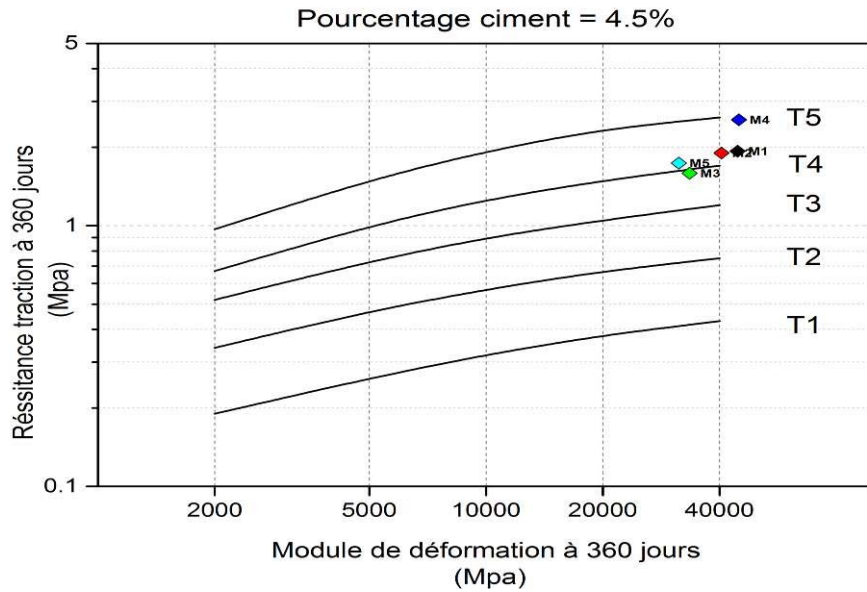


Figure III- 20: Classification des mélanges MGTLH avec 4.5% de ciment

D'autre part les paramètres de dimensionnement du cahier de charge du tronçon étudiés stipulent que la couche de fondation traitée mise en œuvre devra avoir les paramètres suivants à 360 jours : $E_{c360j} = 25555 \text{ Mpa}$, $R_{t360j} = 1.26 \text{ Mpa}$. Ces paramètres reportés à 28 jours par le biais des équations V.4 donnera les valeurs suivantes : $E_{c28j} = 16661 \text{ Mpa}$, $R_{t28j} = 0.95 \text{ Mpa}$. En reproduisant ces valeurs dans les courbes Figure III- 10 et Figure III-12, on peut constater que le pourcentage de ciment devra être impérativement supérieur à 3.5 %, pour les mélanges M1, M2, M4, et à 3.8% pour les mélanges M3, M5.

III.8.3 Mesures de la fissuration in situ

Conformément aux conditions stipulées ci-dessus, plusieurs planches de référence (au totale 11) ont été réalisées, chacune d'une longueur de 160 m et de largeur 12 m (Figure III-21 et Figure III-22).

Les objectifs principaux de leur réalisation ont été : 1) de vérifier au préalable la mise en œuvre définitive et l'association du matériel permettant l'obtention des densités maximales, et 2) de servir comme un support d'observation de l'évolution de la fissuration.

Ces planches ont été réalisées entre 2009-2010, lors de la construction du tronçon diagnostiqué, dans lesquelles les six mélanges de base ont été utilisés, mais avec des pourcentages de ciment réglementaire supérieur à 3.5 %.

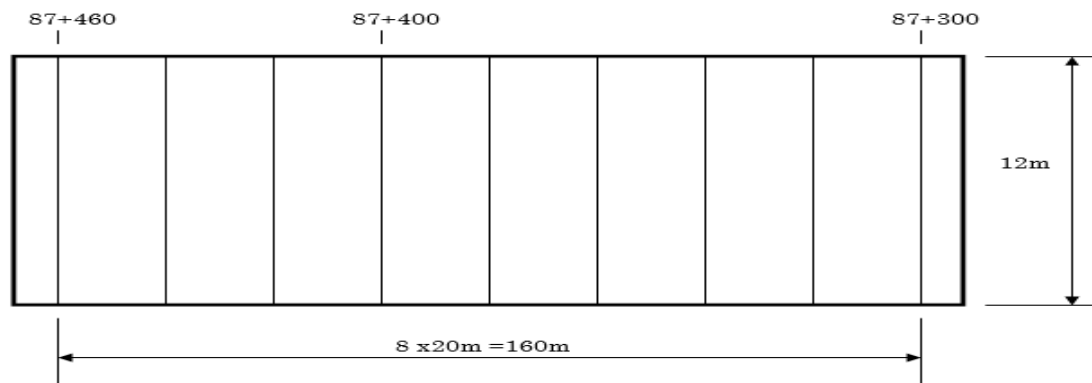


Figure III- 21: Géométrie d'une planche de référence



Figure III- 22: Mise en œuvre des planches de références

III.8.4 Plan d'observation et contrôle

Le contrôle de mise en œuvre des planches de référence comprend la vérification des paramètres suivants (Figure III.23) : 1) la teneur en eau réelle par séchage artificiel, 2) la densité in situ par un gamma-densimètre, qui devra être conforme à 98% avec celle stipulée par l'étude de formulation, et 3) des carottages éventuels pour confirmer les performances mécaniques.

La mesure de la fissuration est caractérisée par l'indice de fissuration. Ce dernier est le rapport entre la surface fissurée, égale à la longueur des fissures (métrée avec un odomètre) multipliée par un mètre, et la surface totale de la planche de référence (Figure III-24, ou voir [ANNEXE B]). Cette méthode d'observation est indispensable du fait qu'il est difficile de quantifier l'évolution de la fissuration par l'ouverture de fissures seule. Ce paramètre exprimé en millimètre est difficile à mesurer dans le cas d'un site à grandeur réelle. En plus, la surface des fissures mesurée exprime tout simplement la surface conventionnelle de maintenance à réaliser qui doit être au moins de 50 cm de part et d'autre de la fissure.

Les mesures de fissuration sont effectuées pendant une période allant jusqu'à 90 jours depuis la date de mise en œuvre. Les 11 planches de référence étudiées (1800 m) ne sont pas ouvertes à la circulation, elles sont juste protégées par une émulsion superficielle. Tous les résultats de contrôle au préalable indiquent un respect envers l'étude de formulation.



Figure III- 23: Travaux de contrôle supplémentaires

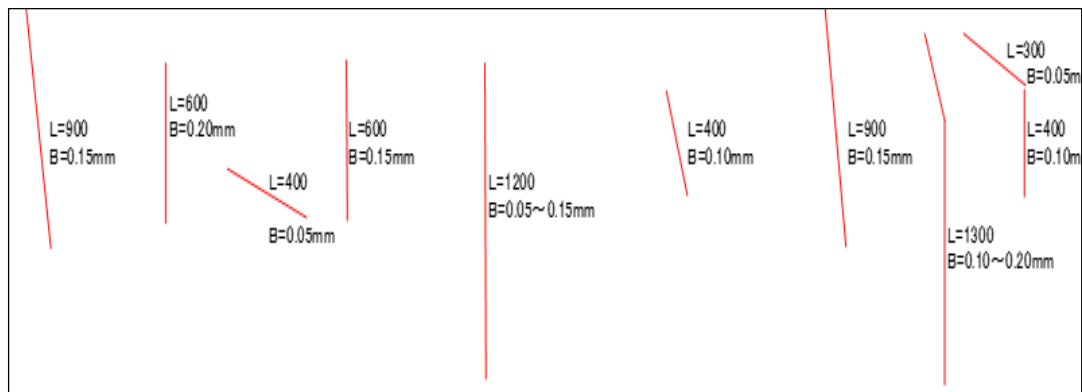


Figure III- 24: Mesure de la fissuration dans une planche de référence

III.8.5 Interprétation des résultats d'observations

III.8.5.1 *Influence du pourcentage de ciment*

Afin d'appréhender au mieux l'influence du pourcentage de ciment, nous avons analysé les résultats d'observations dans le cas des planches construites avec le mélange M1. Le pourcentage de ciment est exprimé par le rapport « C/G+C », et il est égal respectivement à 3.80%, 4.00% et 4.20% dans les trois planches étudiées.

Les variations de l'indice de fissuration sont représentées dans la figure III-25, et sont accompagnées par les fluctuations de la température enregistrée durant la période de mesures, étant donné que le milieu de conservation est l'air ambiant.

Les résultats montrent que l'évolution de l'indice de fissuration est presque identique pour les mélanges de 3.80% et 4.00 %. La variation de l'indice de fissuration dans l'ensemble est plus accentuée pendant la période initiale de durcissement (jusqu'à 45 jours), après l'indice commence à avoir une évolution réduite mais continue. Ceci est peut être dû à la diminution de la température ambiante dans cette période. Une faible variation du pourcentage de ciment, de l'ordre de 0.2% (ça représente 20 kg de ciment pour un mètre cube), fait augmenter l'indice de fissuration de presque 2%, ce qui représente approximativement l'apparition de 40ml de fissures en plus dans une surface de 2000m².

Ces observations confirment les résultats déjà discutés dans la section retrait total. Il apparait que la fissuration est aggravée par l'ajout de quantités supplémentaires de ciment au-delà d'un pourcentage optimal qui se trouve inférieur ou égale à 3.8%. Cette situation favorise la consommation d'eau nécessaire pour l'hydratation, ce qui fait augmenter systématiquement le retrait de séchage. Dans cette situation, la couche de fondation dés-hydratée tente de rétrécir d'avantage, bien qu'elle soit empêchée par la friction générée au contact avec le sol support, ce qui donnera des contraintes de traction additionnelles favorisant la fissuration.

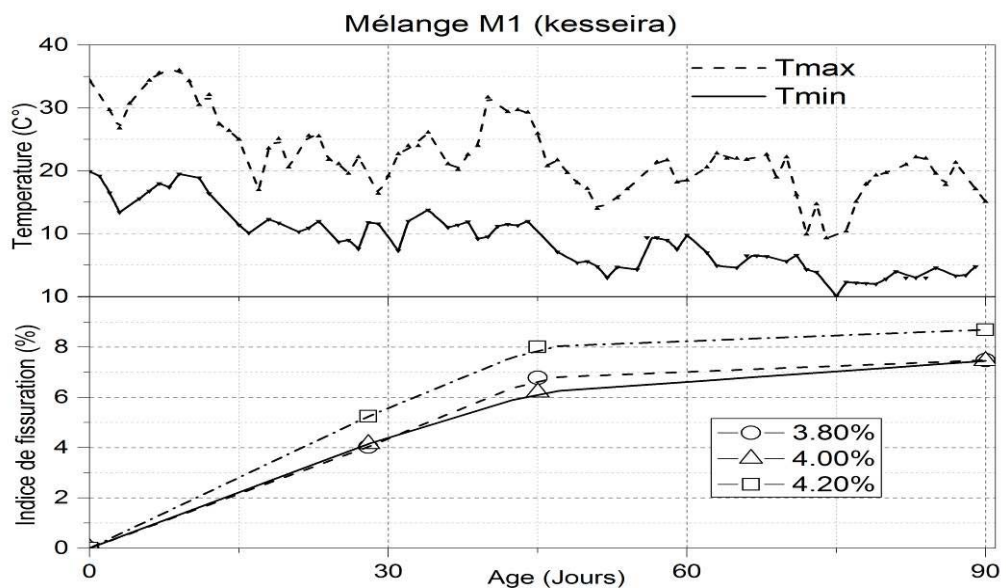


Figure III- 25: Effet du pourcentage de ciment sur la fissuration des MGTLH

III.8.5.2 Influence de la nature de ciment

Afin d'apprécier l'effet de la nature de ciment sur la fissuration, nous avons représenté dans la Figure III-26 l'évolution de l'indice de fissuration des mélanges M3 et M5. Ces derniers ont le même type de granulat « Taga » avec deux ciments différents (Ciment « type 1 » et « type 2 »), mais de même classe de résistance.

On constate une évolution de la fissuration identique pour les deux mélanges pendant la période de mesure qui s'étale sur 90 jours. Néanmoins, la fissuration dans le cas du ciment « type 02 » est inférieure à celle enregistrée avec le ciment « type 01 ». La différence dans l'indice de fissuration est presque de 1 % après 28 jours ce qui représente aussi 20 mètres linéaires (20 ml) de fissures en moins et presque 2 % après 90 jours (40 m de fissures en moins).

Cette diminution est peut être expliquée par la nature de l'ajout dans le cas des ciments utilisés. Dans le cas du ciment « type 01 », les ajouts sont des Pouzzolanes et des fines calcaires, tandis que dans le cas du ciment « type 02 », l'ajout est principalement du laitier de haut fourneau. Ce dernier a vraisemblablement contribué à une moindre fissuration grâce à une hydratation lente et un dégagement de chaleur relativement faible dans la période de prise.

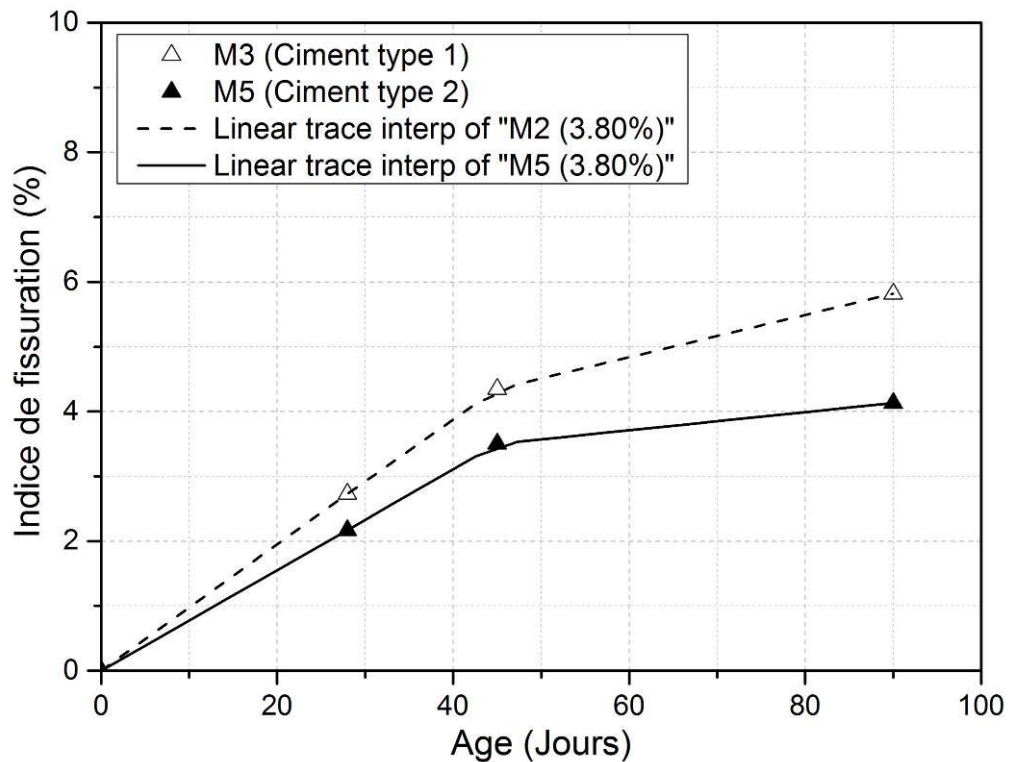


Figure III- 26: Effet de la nature du ciment sur la fissuration (pourcentage =3.80%)

III.8.5.3 Influence du type de granulat sur la fissuration des MGLH

L'évolution de l'indice de fissuration en fonction du type de granulat est représentée dans la figure III.27. Le pourcentage de ciment pour l'ensemble des formulations est de 3.80%. Les résultats montrent une évolution identique de l'indice de fissuration pour l'ensemble des planches de référence. Cette évolution est toujours accentuée dans une 1ère période de durcissement jusqu'à 45 jours et puis elle commence à se réduire pour le restant de la période d'observation. Ceci est dû essentiellement aux conditions de cure, comme déjà précisé précédemment.

Par contre, on constate que la fissuration du mélange M3 se distingue par des valeurs d'indice relativement faible, malgré l'existence d'un retrait total élevé. Ces observations doivent être mises en face de deux phénomènes en compétition et dont les effets sont en opposition vis-à-vis de la fissuration de retrait : d'une part des granulats dont la nature fait augmenter la capacité de déformation avant localisation de la fissuration, et d'autre part de faibles performances mécaniques qui entraînent une augmentation des variations dimensionnelles de retrait, ce qui induit la fissuration de retrait. Ceci confirme que la capacité de déformation avant localisation de la macrofissuration est prépondérante vis-à-vis de l'amplitude des variations dimensionnelles de retrait, et aussi que les performances mécaniques élevées n'engendrent pas une résistance à la fissuration.

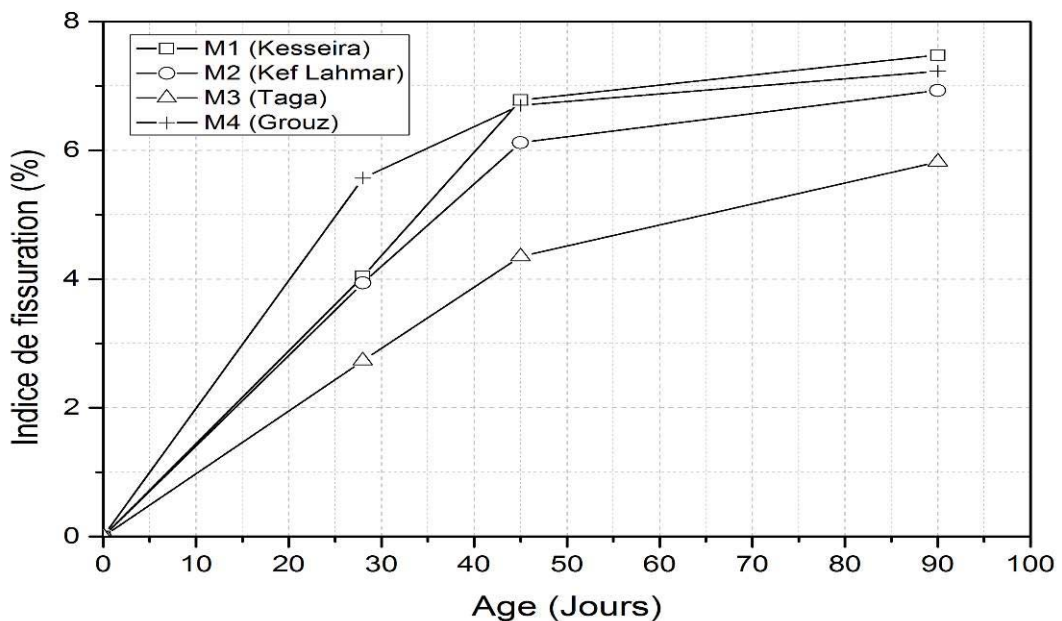


Figure III- 27: Evolution de la fissuration des mélanges étudiés

III.8.5.4 Variation de l'indice de fissuration avec le rapport « E/C »

Dans la Figure III-28 on a représenté la variation de l'indice de fissuration à 14 et 28 jours en fonction du rapport « Eau/Ciment » du mélange. Les observations ont été faites sur cinq planches différentes réalisées avec la formulation « M4 ». Le changement de ce rapport est dû principalement à une augmentation du volume d'eau lors de la formulation, et le rapport « C/G+C » se trouve inchangé.

Les résultats démontrent une relation exponentielle entre les fissures recensées et la variation du rapport « E/C ». L'évolution est identique que ce soit à 14 jours ou à 28 jours. Dans les techniques routières la quantité d'eau à ajouter est généralement la même en poids avec celle du ciment, ceci est dû à la teneur en eau idéale requise pour un compactage optimal. Sachant que le ciment nécessite 20 à 40% en poids d'eau pour le processus chimique et physique de l'hydratation, le reste de l'eau remplit les cavités capillaires tout en faisant augmenter la distance entre les grains de ciment. Au cours de son évaporation dans son milieu de conservation (l'air Ambiant), l'eau sera responsable de plusieurs phénomènes à l'exemple du tassement dans le béton frais ou la dessiccation durant le durcissement, ce qui conduira à l'augmentation de la fissuration.

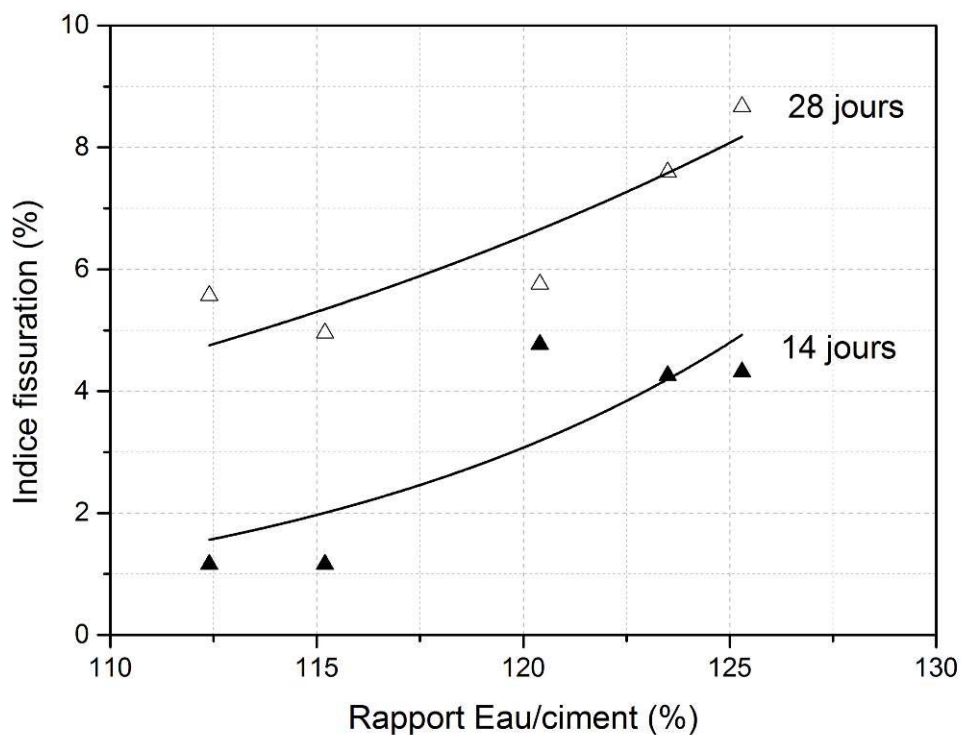


Figure III- 28: Influence du rapport Eau/ciment (cas du Mélange M4)

III.8.5.5 Corrélation entre fissuration des MGTLH et fissuration de surface

Les observations réalisées sur les planches de référence ont été élargies à plusieurs zones, pendant la construction du cas d'étude (en 2009) afin d'observer l'aptitude à la fissuration des MGTLH. Ces observations nous ont permis de faire une mise en relation et une superposition avec les dégradations de surface recueillies en 2011. Ceci est justifié par le fait que la fissuration de surface n'a pas encore resurgi au niveau des planches de références une année après la mise en service du cas d'étude.

Suivant cette méthodologie, la Figure III-29 représente cette corrélation entre l'indice de fissuration à 28 jours de la couche traitée et l'indice de fissuration de surface après une année de la mise en service. Le calcul de ce dernier a été déjà réalisé dans le cadre du chapitre diagnostic (chapitre II).

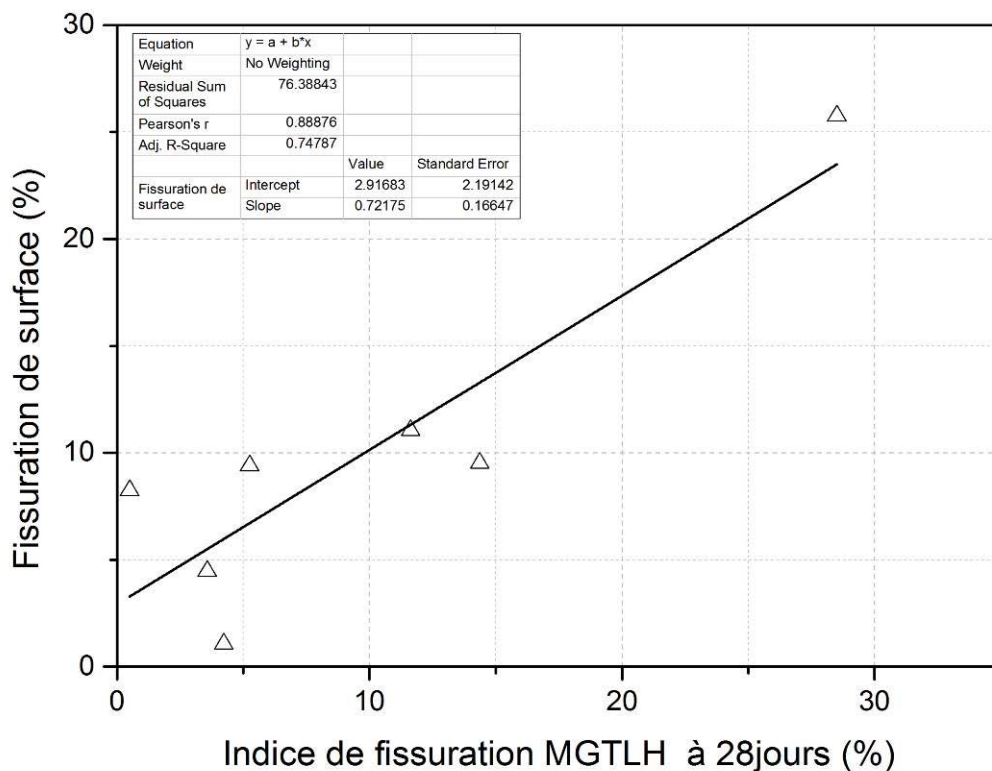


Figure III- 29: Relation entre l'indice de fissuration MGTLH et la fissuration de surface

L'analyse des résultats fait ressortir une relation linéaire entre le volume des fissures développées auparavant dans la couche traitée avec la sévérité des fissures recensées en surface. Cette corrélation confirme l'influence de la couche de fondation traitée sur la fissuration de surface et subséquentement l'effet de ses paramètres de formulation.

Toutefois, on signale que la couche de fondation traitée exhibe principalement une fissuration de type transversale (**Annexe II**), tandis que les dégradations observées en surface de chaussée sont pour la majorité une fissuration de type longitudinale. Cette observation confirme peut être l'intérêt de choisir une structure mixte en même temps que celui d'augmenter l'épaisseur du complexe bitumineux pour retarder le processus de remontée des fissures.

Malgré cela, ces mêmes observations font penser que la couche de fondation avec ces paramètres de formulation n'est pas l'unique cause de la fissuration de surface. Effectivement, il existe plusieurs zones avec un indice de fissuration important parmi les planches de référence étudiées, mais les observations à la surface de chaussée ne montrent pas d'apparition de fissuration.

Ceci indique que la fissuration des MGTLH n'est pas le seul paramètre à prendre en compte, mais il y a lieu de se pencher sur les autres paramètres tels que l'action du sol.

III.9 Conclusion Partielle

Les résultats présentés dans ce chapitre montrent que le choix des paramètres de formulation est très primordial vis-à-vis de l'aptitude des mélanges à se fissurer. En effet, la recherche des résistances en traction et modules de déformation requis par la réglementation, fait ignorer cet aspect-là. Ce qui mène à l'inférence d'une fissuration de surface importante et par conséquent l'accélération de la dégradation des chaussées.

La fissuration des mélanges traités aux liants hydrauliques est inévitable. Par contre, il est possible de la maîtriser partiellement et de minimiser son effet sur la fissuration de surface, il suffit alors :

- De définir les granulats que constitue le mélange en fonction de leur capacité de déformation et résistance en post-fissuration.
- De veiller sur la nature du ciment à employer, non seulement sur le volet classe de résistance mais surtout sur la nature des constituants autres que le clinker. On a observé que cette différence entre ciments de même classe de résistance s'accroît avec le temps

sur l'aspect fissuration, pour atteindre des valeurs jusqu'à 2% de variation d'indice de fissuration.

- De déterminer un rapport « E/C » adéquat. On a vu que la fissuration est d'autant plus accentuée que ce rapport est plus élevé. Ceci est dû au fait qu'une plus grande quantité de pâte de ciment hydratée est responsable du retrait. D'autre part ce rapport indique simplement la quantité de l'eau non liée dans le mélange. Celle-ci augmentera le potentiel du tassement du béton frais et la dessiccation durant le durcissement, du fait d'une évaporation accélérée.

On peut conclure aussi, que la fissuration des MGTLH influence la fissuration de surface, mais pas d'une façon prépondérante.

Enfin, l'emploi d'un indice de fissuration à 28 jours issu des observations réelles est très intéressant pour prédire et comprendre la fissuration de surface dans les chaussées traitées aux liants hydrauliques.

Chapitre IV

L'action du sol

Dans le cadre de l'étude de l'influence de la couche traitée sur l'apparition des fissures, le diagnostic du cas d'étude nous a permis de détecter une possible action du sol support. On cherchera donc dans cette partie à analyser sur l'évolution de la fissuration de surface les effets du sol support, qu'il soit celui du corps de remblai, ou celui du terrain naturel. En premier lieu nous devons définir le contexte géologique des zones affectées par la fissuration. Ensuite nous procédons à l'identification géotechnique des sols en place et des matériaux utilisés dans les travaux de remblai. Nous essaierons ensuite de mettre en place des corrélations entre la fissuration de surface et les caractéristiques géotechniques de ces sols, en prenant en considération la hauteur des remblais. Une partie de ce chapitre sera une étude expérimentale réalisée in situ sur l'observation pendant une année de l'évolution des fissures et déformations d'une partie de chaussée fissurée appartenant à un remblai argileux. L'objectif est d'avoir une confirmation sur l'existence d'un lien direct entre l'évolution de la fissuration et les changements volumétriques que subi le sol. Ceci en tenant compte des spécificités du climat semi-aride de la région. A la lumière de l'analyse présentée précédemment dans les trois derniers chapitres, un schéma général pour le mécanisme de fissuration sera proposé. Il reflétera plus particulièrement le mode de dégradation de la chaussée traitée aux liants hydrauliques et diagnostiquée.

SOMMAIRE

IV.1	Influence de la géologie sur la fissuration.....	111
IV.2	Paramètres géotechniques affectant la fissuration	113
IV.2.1	Le programme d'essais d'identification	113
IV.2.2	Résultats d'essais d'identification	113
IV.2.3	Susceptibilité au gonflement des sols étudiés.....	115
IV.2.4	Détermination du potentiel de gonflement des sols étudiés	116
IV.2.5	Tentative d'estimation Indirecte des paramètres de gonflement.....	117
IV.2.6	Corrélation entre l'indice de plasticité et la fissuration de surface.....	121
IV.2.7	Effet de la hauteur des remblais sur la fissuration	122
IV.3	Observation de la cinétique des mouvements sol-fissuration	123
IV.3.1	Présentation du remblai expérimental	123
IV.3.2	Instrumentation de mesure	124
IV.3.3	Identification préliminaire des matériaux du remblai et sol support.....	125
IV.3.4	Résultats des mesures d'observation in situ	131
IV.3.5	Le dessèchement du bord de la chaussée.....	133
IV.3.6	Variation dimensionnelle du profil en long.....	134
IV.4	Conclusion Partielle.....	135
IV.5	Conclusion de partie B	136

IV.1 Influence de la géologie sur la fissuration

L'absence de fissure le long de quarante kilomètres (40 km) dans le cas d'étude, comme déjà indiqué dans le chapitre diagnostic, nous amène à prendre en compte l'influence des paramètres géologiques et géotechniques de la région. Cela est lié à deux raisons, d'une part la chaussée doit traverser une multitude de zones dont les paramètres déjà cités devront être examinés lors de la conception, et d'autre part, les zones traversées sont considérées comme la plus grande source des matériaux de remblayage du corps de chaussée.

Une analyse profonde de la base de donnée géologique du cas d'étude, ainsi que la carte géologique de l'Est Algérien dressée par Vila [VIL, 1977] permet d'établir la carte de la Figure IV-1. Nous constatons que les parties endommagées de l'autoroute sont principalement situées dans des zones datées de l'ère « Tertiaire ». Ces zones sont représentées par des formations Mio- Pliocène et autres formations anciennes de l'âge « Crétacé ». Dans ces dernières, le sol est caractérisé par une intercalation d'argile, de limon et de conglomérats sur des grandes épaisseurs, et la présence de formations superficielles d'origine marneuse sur des zones très étendues. D'autres part, la partie non fissurée est principalement couverte par des formations de la période « Quaternaire récente » correspondante à des encroutements calcaires, limons et de gravier. Ces observations sont aussi très claires surtout dans la zone entre PK 162 et PK 170 où la sévérité des fissures est très élevée, ou encore dans la zone entre PK 120 et PK142 dans laquelle la sévérité des fissures est nulle.

Par conséquent, nous pouvons en déduire que la géologie de la région est associée à l'apparition de la fissuration, étant donné que les sols argileux utilisés ou traversés sont susceptibles de changements volumétriques de retrait et de gonflement, par rapport aux fluctuations du climat.

Cependant la variation enregistrée dans la fissuration dans une même zone ayant des paramètres géologiques homogènes indiquerait l'existence d'autres facteurs, tels que l'emploi des sols qui ne proviennent pas de cette zone, ou la morphologie du corps de remblai. En effet, dans le cas de la zone entre PK162 et PK170, on constate que la hauteur de remblai varie entre 1 mètre jusqu'à 20 mètres. Le volume employé de sols argileux peut exercer donc des contractions importantes qui peuvent influencer l'apparition de la fissuration. De ce fait, trois types de considération sont à prendre en compte : 1) Le contexte géologique du terrain naturel ; 2) La nature des matériaux utilisés dans les travaux de remblai ; 3) La hauteur des remblais.

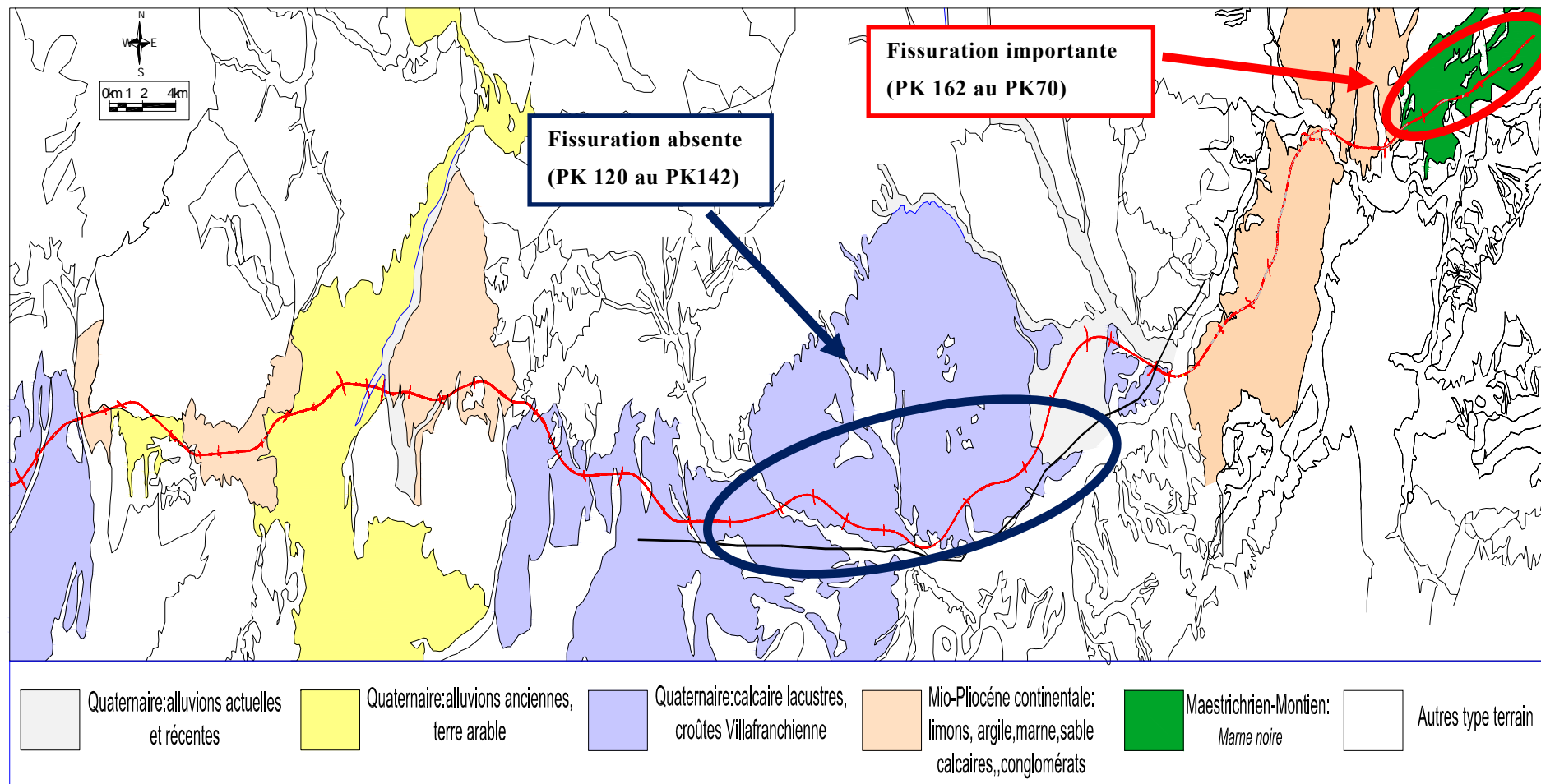


Figure IV- 1: Cartographie géologique des parties traversées par le cas d'étude

IV.2 Paramètres géotechniques affectant la fissuration

IV.2.1 Le programme d'essais d'identification

Un certain nombre d'essais d'identification a été réalisé pour les sols qui ont servi comme matériau de remblayage des zones fissurées. Des prélèvements de sol ont été réalisés à partir de dix-sept zones fissurées dont le remblai est constitué d'un seul matériau, et les essais réalisés pour chaque type de sol sont :

- La teneur en eau naturelle (w), selon la norme NF P94-050 ;
- Le passant à $80\mu\text{m}$, par l'analyse granulométrique, selon la norme NF P94-056
- La masse volumique sèche (γ_d), et humide (γ_h) ;
- Les limites d'Atterberg (NF P94-051) (limite de liquidité W_L , limite de plasticité W_p , et indice de plasticité I_p) ;
- La valeur du bleu de méthylène VBS, selon la norme NF P18-592 ;
- Le calcul de l'indice d'activité Skempton (A_c).

L'indice d'activité Skempton définit le rapport de l'indice de plasticité I_p à la teneur en particules argileuse « C2 » (particule de dimension inférieures à $2\mu\text{m}$). Cet indice est largement utilisé pour donner des indications sur la tendance au gonflement des argiles.

IV.2.2 Résultats d'essais d'identification

Les résultats d'essais d'identification sont présentés dans le Tableau IV-1. Ces derniers peuvent nous renseigner sur l'état et consistance des sols étudiés, en plus de leur plasticité qui est schématisée par l'abaque de Casagrande, (Figure IV-2). En effet, le couple (I_p , W_L) permet d'apprécier la faculté d'un matériau à devenir très déformable en absorbant l'eau, c'est-à-dire sa plasticité. Cet indice est à la base de la classification des sols fins.

Les données recueillies montrent que sols analysés sont des argiles peu plastiques, et sont dans la majorité moyennement humides et moyennement denses. Ces sols sont localisés dans l'abaque de Casagrande dans la zone supérieure de la ligne typique A. Ceci indiquerait que ces sols contiennent des minéraux actifs tels que la montmorillonite qui est très sensible au dessèchement, comme cela été indiqué dans la revue bibliographique. En effet, si ces sols étaient situés au bas de la ligne A, cela montrerait qu'ils contiennent de la kaolinite, qui est considéré comme un minéral inactif.

Teneur en Eau (%)	8.7 ~ 20.2	
La densité sèche (g/cm ³)	2.36~2.70	Sol moyennement humide
La densité humide (g/cm ³)	-	Moyennement dense
Limite de liquidité (%)	21.1~ 52.7	Moyennement argileux
Limite de plasticité (%)	18.28 ~ 27.2	Inactif à normalement actif
Valeur du bleu de méthylène (%)	1.60 ~2.45	
Le passant à 80µm (%)	6.70 ~61	
L'indice d'activité Skempton (%)	0.35~ 1.13	

Tableau IV- 1: Résultats d'essais d'identification des sols dans les sites fissurés

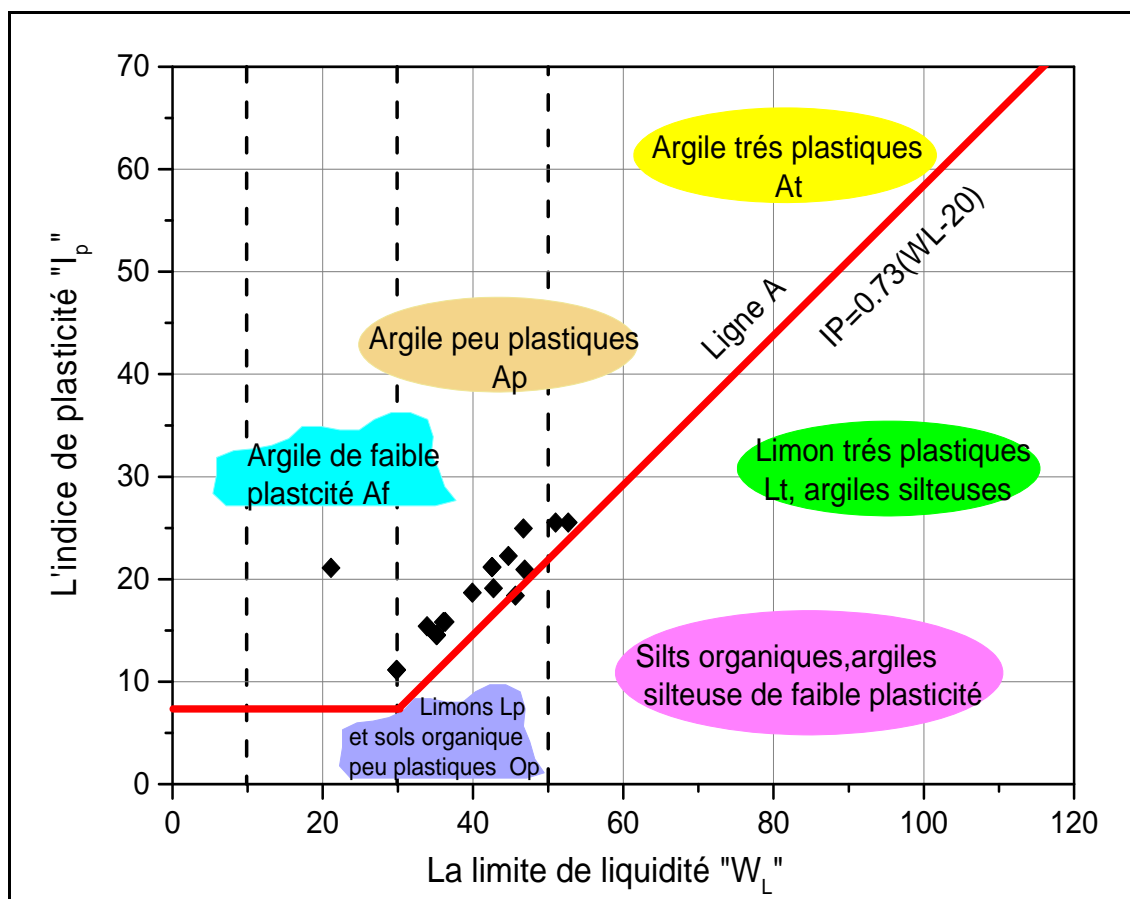


Figure IV- 2: Abaque de plasticité de Casagrande pour les sols des zones fissurées

IV.2.3 Susceptibilité au gonflement des sols étudiés

Nous avons déjà évoqué que l'activité des minéraux argileux permet de nous renseigner sur le potentiel de gonflement. Cette activité est définie par l'indice d'activité Skempton (Tableau IV-1), et par la classification établie par le même auteur, qui est divisée en cinq groupes s'étalant des sols inactifs ($A_c < 0.75$) aux sols très actif ($A_c > 2$).

Cependant nous avons constaté une faible dépendance entre la minéralogie des argiles et la valeur d'activité Skempton. Car selon cette classification, les sols argileux de notre étude sont classés dans leur majorité comme inactifs à activité normale, malgré l'existence d'une fraction de Montmorillonite. Ce minéral possède des propriétés colloïdales très marquées, et par conséquent un pouvoir d'adsorption d'eau, d'où il en résulte une certaine tendance au gonflement. De ce fait, il est impossible de prétendre que les sols inactifs ou normaux ont une tendance de gonflement nulle. Les faibles valeurs sont peut être liées à la détermination de « I_p » qui se fait sur une fraction inférieure à $400\mu\text{m}$, dépassant largement le domaine des argiles, et qui fait introduire l'effet modérateur des limons [LAU, 1989]. Par ailleurs, lier l'activité des sols argileux ou la tendance au gonflement à la fraction argileuse inférieure à $2\mu\text{m}$ n'est pas fonctionnel en technique routière. En effet l'emploi des sols dans les routes obéit généralement à la classification GTR [GTR, 2000], qui repose sur des paramètres standards de nature (granularité, I_p , VBS), d'état (W_n) et de comportement mécanique (LA, MDE). La granularité requiert la détermination par tamisage à sec du D_{max} , le tamisât à 2mm et celui à $80\mu\text{m}$, ce qui prend généralement cinq minutes par essai. Par contre l'analyse par sédimentation (voie humide) pour déterminer le tamisât à $2\mu\text{m}$, prendra jusqu'à 6 heures par essai. Ce qui est incompatible avec les critères de productivité des entreprises de travaux publics.

Donc, on présume que l'indice d'activité Skempton n'apporte que peu d'éléments nouveaux, et Il serait alors très intéressant de caractériser l'activité de cette fraction argileuse et son aptitude au gonflement (le paragraphe suivant) par l'indice de plasticité (I_p) et/ou l'essai de bleu de méthylène (VBS). Ce dernier (VBS) permet de qualifier exclusivement la fraction argileuse, sans qu'il soit nécessaire de la séparer du reste du sol. D'ailleurs son principe et celui de sédimentation sont relativement proches, et donc il nous permettra d'avoir une évaluation globale de la quantité et l'activité de cette fraction inférieure à $2\mu\text{m}$. Ceci est expliqué aussi par le fait que les éléments non argileux ne participent pas au phénomène d'adsorption du colorant. La quantité adsorbée est celle nécessaire pour recouvrir la surface totale développée par la fraction argileuse. Cette surface est le produit de la masse d'argile

par la surface spécifique, ou cette dernière indique déjà la nature de l'argile, et sera d'autant plus élevée que l'argile est plus active [LAN, 1977].

Au terme de cette analyse, et pour identifier l'action directe du sol sur la fissuration, il serait donc avantageux d'estimer la susceptibilité des sols au gonflement et/ou déterminer le potentiel de gonflement par des méthodes adaptées, basées sur l'emploi d'essais simples, à l'exemple de l'indice de plasticité (I_p) et de l'essai de bleu de méthylène (VBS).

IV.2.4 Détermination du potentiel de gonflement des sols étudiés

Le potentiel de gonflement des sols argileux est identifié à travers trois approches distinctes. On distinguera l'estimation à travers : 1) les méthodes de classification, 2) les méthodes empiriques, et 3) l'estimation directe par les essais mécaniques. Les deux premières approches sont largement utilisées surtout pour l'évaluation globale des vastes sites, étant donné que l'évaluation directe par essais mécaniques est très onéreuse, et lente.

Dans le cas de l'évaluation par méthodes de classification, elle est aussi divisée en trois catégories, mais toutes basées sur les mêmes paramètres géotechniques définissant la nature de ces sols [DJE, 2001].

Dans la première catégorie, le gonflement est caractérisé par un paramètre unique : 1) l'indice « I_p » pour la classification de Seed, et al. (1962), et celle de Snethen (1980) ; 2) l'indice de retrait « I_r » pour la classification de Ranganatham et Satyanarayana (1955) ; et 3) la teneur limite de retrait « W_R » selon Altmeyer (1955).

Dans la deuxième catégorie, le potentiel de gonflement est basé sur la combinaison de deux paramètres. Les plus utilisés sont ceux de : 1) Vijayvergia et Ghazzali (1973), et Dakshanamurthy et Raman (1973) qui utilisent l'abaque de plasticité de Casagrande, et le principe de la ligne. A. Dak. et Raman (1973) ont introduit des bornes en fonction de la limite de liquidité, et qui définissent le potentiel de gonflement en plusieurs degrés, faibles, moyens, forts et très forts ou extra forts ; 2) la classification de Chen (1988) qui est basée sur la limite de liquidité « W_L » et le tamisats inférieur à $74\mu\text{m}$. Le même auteur parvient à estimer aussi le potentiel de gonflement directement à partir de l'indice de plasticité « I_p ».

Dans la dernière catégorie, la classification est basée sur trois paramètres à l'exemple de celle de Holtz et Gibbs (1956) avec l'emploi du tamisât de la fraction argileuse inférieure à $2\mu\text{m}$, combiné avec l'indice de plasticité I_p et la teneur limite de retrait W_R .

Dans notre cas, nous avons choisi d'estimer le potentiel de gonflement par un abaque combinant la classification élaborée par Dak. Et Raman (1973) et celle de Chen (1988). Ceci est recommandé par Hachichi et al. [HAC, 1999]. Les résultats sont présentés dans la Figure IV-3, qui montrent que la majorité des sols argileux ont un potentiel de gonflement moyen selon la classification de Dak. Et Raman (1973) et celle de Chen (1988). Par ailleurs on constate que les deux zones qui ont un fort potentiel de gonflement selon la classification de Dak. Et Raman (1973) sont effectivement les zones les plus fissurées sur site. De ce fait, on peut considérer que cette classification est très pratique pour l'estimation du potentiel de gonflement.

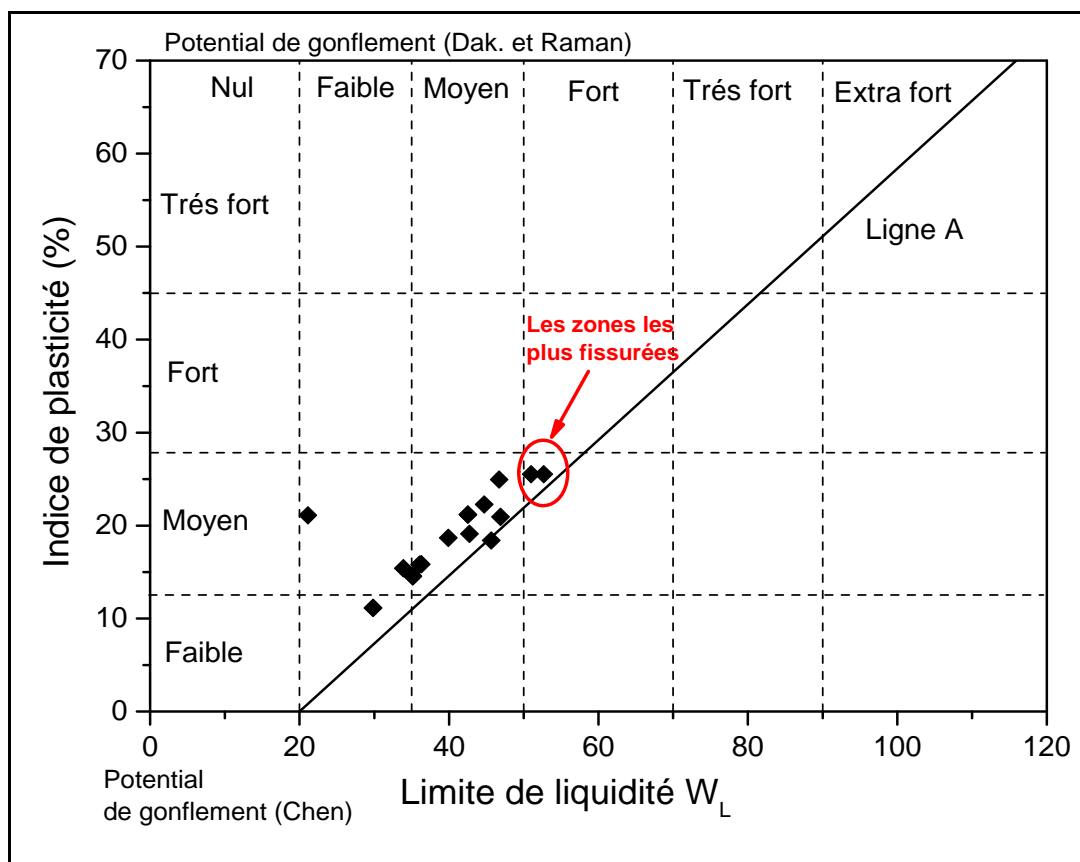


Figure IV- 3: Identification du potentiel de gonflement des sols dans les zones fissurées

IV.2.5 Tentative d'estimation Indirecte des paramètres de gonflement

Il n'est pas aisé de faire des mesures directes des paramètres de gonflement pour tous les sols destinés aux travaux de remblai. Il est alors nécessaire de faire des estimations indirectes à l'aide des modèles empiriques basés sur les paramètres géotechniques du sol. Parmi lesquelles, citons la méthode présentée dans la partie théorique (§ 1.5.3), dont le principe été

initié par Lytton [LYT, 1977]. Cette méthode est largement utilisée, car elle donne des résultats convergents avec ceux réellement mesurés. Cependant elle repose sur les résultats de mesures de succion initiales et finales du sol, qui ne sont pas toujours disponibles. A cet égard, il serait essentiel de faire l'estimation à travers d'autres méthodes qui utilisent des données géotechniques disponibles.

Il existe une multitude de méthodes empiriques pour l'estimation de la pression de gonflement « p_s » et l'amplitude de gonflement « ϵ_s ». Le recensement à partir de la bibliographie [HAC, 1999] [DJE, 2001] [BEK, 2003] [KHE, 2008] [BEL, 2010] [RAO, 2011] [MED, 2014] fait ressortir les modèles présentés dans le Tableau IV-2.

Ces modèles, malgré les écarts constatés avec les valeurs mesurées réellement, permettent de relier les paramètres de gonflement avec l'indice de plasticité, la limite de liquidité et la teneur en eau naturelle, ou initiale. D'autre part, pour pallier les écarts constatés, Bekkouche et al. [BEK, 2001] ont réalisé des ajustements dans le cas des argiles algériennes, ceci sur la base d'analyses statistiques. Les modèles ajustés par ses auteurs sont présentés aussi dans le Tableau IV-2.

Dans notre cas, nous avons utilisé ces modèles (Tableau IV.2) pour calculer les paramètres de gonflement des sols argileux dans les zones fissurées (18 zones). Les résultats sont exprimés dans le tableau IV-3.

La comparaison des résultats calculés avec ceux réellement mesurés (03 mesures) montrent des écarts importants d'un modèle à un autre. La majorité des modèles donne une estimation très variable du taux de gonflement réel. Les modèles de Vijayvergiya et Ghazzally non ajusté, et ceux de Johnson et Snethen, donnent des valeurs surestimées dans certaines zones fissurées. A l'inverse, le modèle de Chen donne des valeurs sous-estimées du taux de gonflement par rapport aux autres modèles. Même chose constatée dans le cas du calcul de la pression de gonflement :-les modèles montrent des écarts importants avec les valeurs mesurées réellement.

On peut juger alors qu'il est difficile de faire des corrélations entre la fissuration de surface et des paramètres de gonflement calculés d'une façon indirecte sur la base de ces modèles.

Modèle	Expression	Paramètres
Seed et al. (1962)	$\varepsilon_s = 2.16 \times 10^{-3} (I_p)^{2.44}$	I_p (%)
Seed et al. (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\varepsilon_s = 0.1823723 I_p + 0.4559623$	I_p (%)
Ranganatham et Satynarayana (1965)	$\varepsilon_s = 41.13 \cdot 10^{-5} (I_R)^{2.67}$	I_R (%)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_s = 6.7 + 2.4 I_p$ (marnes) $\varepsilon_s = 0.9 + 2.1 I_p$ (argile) $\lg P_s = -2.132 + 0.0208 W_L + 6.66 \cdot 10^{-4} \gamma_{d0} - 0.0269 W_{nat}$ (marnes) $\lg P_s = 0.0208 W_L + 0.000665 \gamma_d - 0.0269 W_{nat} - 2.132$ (argiles)	I_p (-) W_L (%) γ_d, γ_{d0} (kg/m ³) W_{nat} (%)
Komornik et David (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\log P_s = 0.0079182 W_L + 0.6342451 \gamma_d - 0.00161536 w_{nat} + 1.1328183$	W_L (%) γ_d (kg/m ³) W_{nat} (%)
Vijayvergiya et Ghazzally (1973)	$\text{Log } \varepsilon_s = (1/19.5)(6.242 \gamma_d + 0.65 W_L - 130.50)$, ou $\text{Log } \varepsilon_s = (1/12)(0.4 W_L - W_{nat} + 5.50)$. $\text{Log } P_s = (1/19.5)(0.65 W_L + \gamma_d - 139.5)$, ou $\text{Log } P_s = (1/12)(0.4 W_L - W_{nat} - 23.60)$	W_L (%) W_{nat} (%) γ_d (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzally (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\text{Log } \varepsilon_s = (1/19.5)(28.742805 \gamma_d + 0.22238775 W_L - 484704675)$ $\text{Log } \varepsilon_s = (1/12)(0.0964896 W_L - 0.08028 W_n + 3.0697752)$. Et $\log P_s = 1/12(0.0651096 W_L - 0.1512264 W_n + 26.8704696)$	W_L (%) W_{nat} (%) γ_d (kg/m ³)
O'Neil et Ghazzaly (1977)	$\varepsilon_s = 2.77 + 0.131 W_L - 0.27 W_{nat}$	W_L, W_{nat} (%)
Johnson et Snethen. (1978)	$\log \varepsilon_s = 0.036 W_L - 0.0833 W_{nat} + 0.458$ Pour $I_p < 40$: $P_s = -9.18 + 1.5546 I_p + 0.08424 Z + 0.1 W_{nat} - 0.0432 I_p W_{nat} - 0.01215 I_p Z$	W_L, W_{nat} (%) I_p (%) Z (m) W_{nat} (%)
Chen (1988)	$\varepsilon_s = 0.2558 e^{0.0838 I_p}$	I_p (%)
Erzin et Erol (2004)	$\log P_s = -4.812 + 0.01405 I_p + 2.394 \gamma_d - 0.0163 W_i$	I_p (%) W_i (%) γ_d (g/cm ³)
Turkoz et Tosun (2011)	$P_s = 290.015 \gamma_d - 5.178 VBS - 457.817$ $\varepsilon_s = 37.076 \gamma_d + 0.524 VBS - 57.967$	γ_d (kg/m ³) VBS (-)

Tableau IV- 2 Modèles pour l'estimation indirecte des paramètres de gonflement

ε_s (%) : amplitude de gonflement ; P_s (Kpa) : pression de gonflement ; I_p (%) : indice de plasticité ; I_R (%) : indice de retrait ; W_L (%) : limite de liquidité ; W_n (%) : teneur en eau naturel ; W_i (%) : teneur en eau initiale ; Z (m) : hauteur de la couche ; γ_d : densité sèche.

Zone	mesures réelles		Valeur de l'amplitude de gonflement ϵ_s (%)							Valeur de la pression de gonflement P_s (Kpa)			
	ϵ_s (%)	P_s (Kpa)	Modèle Seed	Modèle Seed ajusté	Modèle Vijay-Ghaz	Modèle Vijay-Ghaz ajusté	Modèle O'Neil-Ghazzaly	Modèle Johnson Snethen	Modèle Chen (1988)	Modèle Komornik David	Modèle Komonik David ajusté	Modèle Vijay-Ghaz	Modèle Vijay-Ghaz ajusté
PK168			3,68	4,30	3,79	2,39	3,64	4,31	1,50	59,13	81,83	30,92	156,46
PK167			5,86	5,11	3,39	3,50	4,22	4,69	2,17	98,65	101,00	43,81	186,39
PK166			5,86	5,11	2,99	3,39	4,00	4,09	2,17	91,06	97,97	41,81	182,54
PK165			3,72	4,32	5,74	3,22	4,72	7,46	1,51	95,32	83,61	44,92	200,01
PK164			1,49	3,11	4,44	2,88	4,19	5,51	0,87	75,12	72,48	39,29	191,10
PK162			0,77	2,49	7,40	2,81	4,79	8,88	0,65	78,31	66,94	42,09	205,49
PK161			2,63	3,81	12,96	3,57	5,94	17,15	1,20	135,28	88,18	56,20	226,84
PK160			0,77	2,49	7,40	2,81	4,79	8,88	0,65	78,31	66,94	42,09	205,49
PK158			3,72	4,32	5,74	3,22	4,72	7,46	1,51	92,44	86,09	44,92	200,01
PK157			1,71	3,26	7,28	2,95	4,86	8,97	0,93	90,98	67,55	43,65	205,75
PK152	3.9	70	1,49	3,11	4,44	2,88	4,19	5,51	0,87	75,12	72,48	39,29	191,10
PK91			2,73	3,86	12,49	3,32	5,76	15,96	1,22	120,73	77,75	52,66	224,44
PK89			1,82	3,34	8,29	3,06	5,09	10,35	0,96	88,29	78,96	46,00	210,23
PK88			5,54	5,01	6,17	3,41	4,92	8,22	2,07	170,08	57,94	47,61	202,93
PK81			1,83	3,34	12,15	3,17	5,63	15,18	0,96	110,08	73,15	50,48	222,79
PK75			4,19	4,52	12,55	3,52	5,87	16,52	1,65	123,27	92,00	55,27	225,55
PK72			2,89	3,94	7,35	3,29	5,07	9,55	1,27	97,55	89,38	47,73	207,64
PK66			3,61	4,27	2,69	3,20	3,75	3,59	1,48	130,63	57,19	39,15	179,01
Zone1		64								118,94	50,96	61,71	215
Zone2		250								130.08	98.95	73.68	250.77

Tableau IV- 3 : Calcul des paramètres de gonflement

IV.2.6 Corrélation entre l'indice de plasticité et la fissuration de surface

L'estimation des paramètres de gonflement à partir des modèles de calcul a montré des écarts allant jusqu'à 100% avec les valeurs mesurées réellement. D'autre part, la majorité de ces modèles se basent sur l'indice de plasticité comme élément clé pour l'estimation du gonflement des sols. En conséquence, il serait judicieux de faire une corrélation entre la sévérité de la fissuration de surface et ce paramètre qui caractérise d'une façon générale l'aspect de gonflement.

Dans ce sens, la Figure IV-4 représente cette relation. Les résultats montrent une relation exponentielle entre cet indice et le taux de sévérité des fissures avec un coefficient de corrélation élevé ($R^2=0.81$). Lorsque la plasticité du sol est plus élevée, le risque d'apparition de la fissuration de surface augmentera en conséquence. Pour rappel, l'indice de sévérité représente le rapport entre la surface fissurée et la surface totale des zones concernées. Cet indice a été estimé comme indiqué dans la phase diagnostic.

Dans tous les cas, ces résultats représentent la confirmation d'une influence directe du sol sur le phénomène de fissuration.

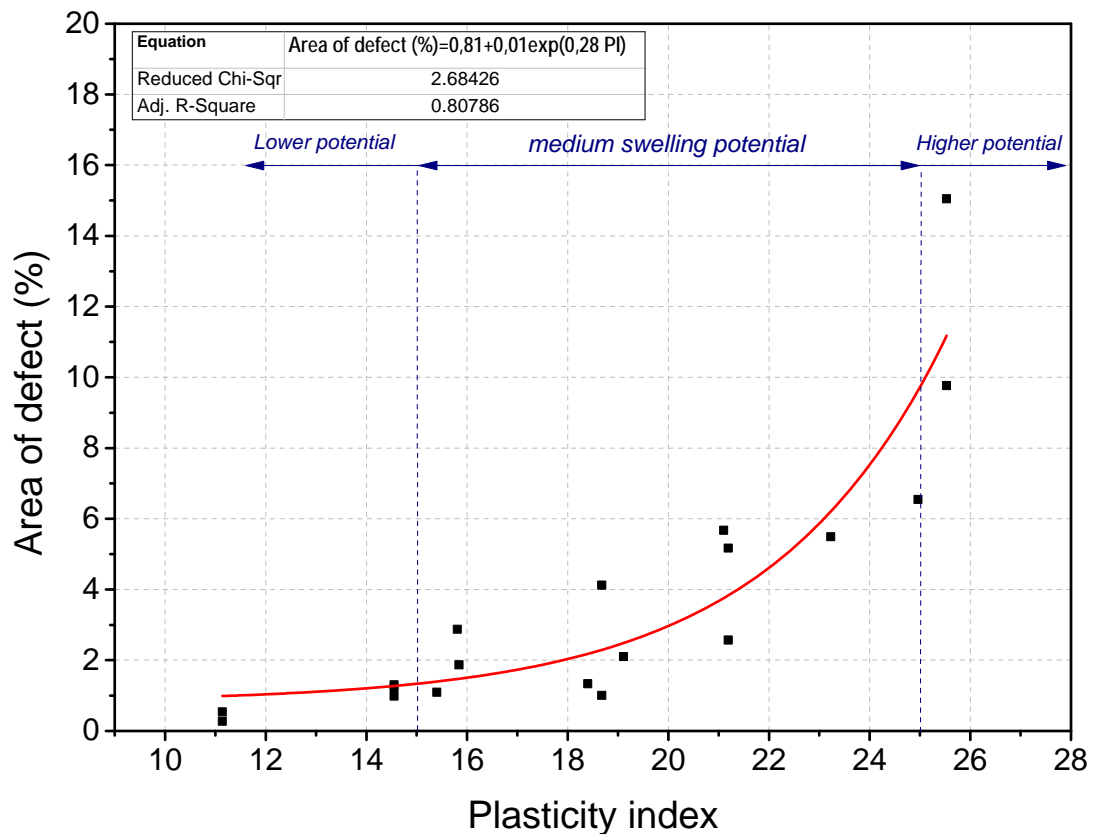


Figure IV- 4: relation entre surface fissurée et indice de plasticité du sol de remblai

IV.2.7 Effet de la hauteur des remblais sur la fissuration

Par ailleurs, en étendant la vérification jusqu'à trente-sept (37) zones fissurées, incluant les sites déjà étudiés, et bien qu'on ne dispose pas de l'identification géotechnique de tous ses sols, il a été possible de trouver un autre lien entre la hauteur mesurable des talus et la sévérité des fissures.

Les résultats sont représentés dans la Figure IV-5 et montrent une tendance linéaire de croissance avec un coefficient de corrélation ($R^2=0.37$). Toutefois, on dénote pour certains endroits fissurés, que la sévérité des fissures est importante malgré une hauteur de remblai modérée. Cette situation s'explique par l'existence d'un effet combiné entre la hauteur du remblai et la plasticité du sol. Cette constatation est schématisée (en couleur bleue) dans la même Figure IV-5, où on remarque que la corrélation est devenue plus précise ($R^2=0.94$). Ceci pour 04 remblais de hauteur variable, mais construit avec des sols d'une même classe GTR (C1A2) avec des indices de plasticité différents.

Ces observations confirment donc que les sols de remblai exposent la chaussée à une pression en fonction de leur volume et de la nature du sol argileux utilisé, ce qui conduit à l'apparition des dégradations. Néanmoins ces constatations nécessiteront une analyse plus profonde de la cinétique des mouvements sol-fissuration. Ceci s'obtiendra on faisant des enregistrements à long terme de ses déformations, ce qui nous permettra de trouver un lien direct, et d'évaluer les effets du climat de la région sur le processus en général.

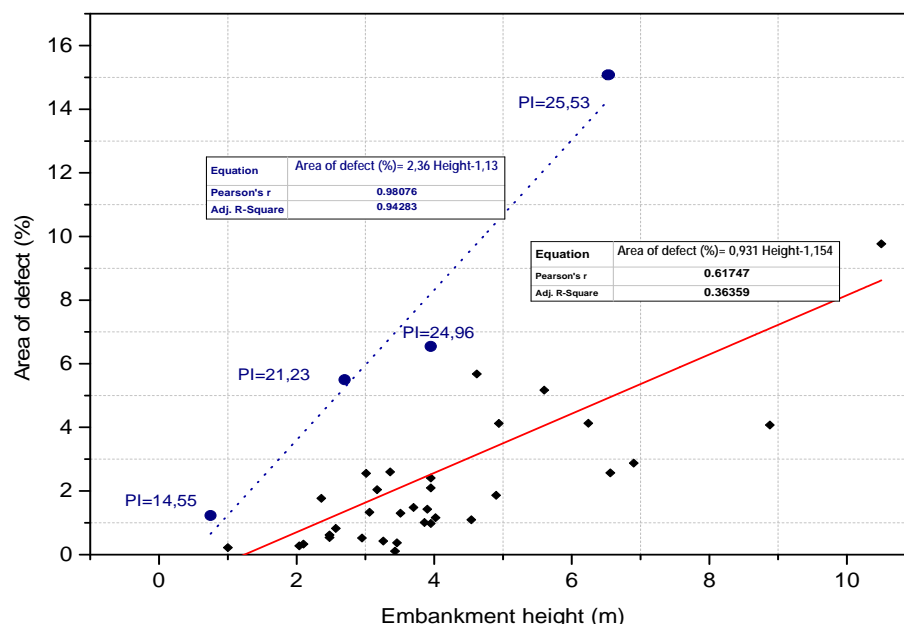


Figure IV- 5: Effet de la hauteur du remblai sur la fissuration

IV.3 Observation de la cinétique des mouvements sol-fissuration

IV.3.1 Présentation du remblai expérimental

Afin d'observer la cinétique des mouvements sol-fissuration, nous avons sélectionné un remblai ayant une hauteur importante. Le remblai a été construit principalement avec un sol argileux, et la chaussée à cet endroit est déjà fissurée. Plusieurs instruments de mesures ont été installés pour mesurer les tassements et divers mouvements volumétriques du remblai, y compris l'évolution de la fissuration de surface. Les observations ont été réalisées pendant une année pour évaluer le rôle du climat sur ces diverses déformations.

Un plan détaillé du remblai ainsi que son profil géotechnique sont présentés dans la Figure IV-6. Le remblai a été construit avec une hauteur moyenne de 15m (52 pieds), et un rapport de pente de 1.5h : 1v. Le remblai se trouve au moment des mesures sans couverture végétale, ce qui pouvait augmenter le ruissellement de l'eau et l'érosion de la couche supérieure du sol. Concernant son profil géotechnique ainsi que celui du sol support, ils peuvent être décrit ainsi : une couche rocheuse d'un mètre (1 m) d'épaisseur reposant sur une couche argileuse limoneuse d'une épaisseur d'environ de 8,0 m. Ensuite toute la structure repose sur une autres couche rocheuse de quatre (4,0 m). Le sol argileux limoneux était le matériau de remblayage disponible localement. Son identification détaillée est présentée dans le paragraphe suivant. En ce qui concerne le sol support, l'investigation géotechnique révèle l'existence d'une couche limoneuse de 6 mètres qui repose sur une autre couche marneuse de 3 mètres, le tout sur une superpositions de plusieurs couches marno-argileuses de profondeur variable. Le détail de cette description est disponible aussi dans le paragraphe suivant.

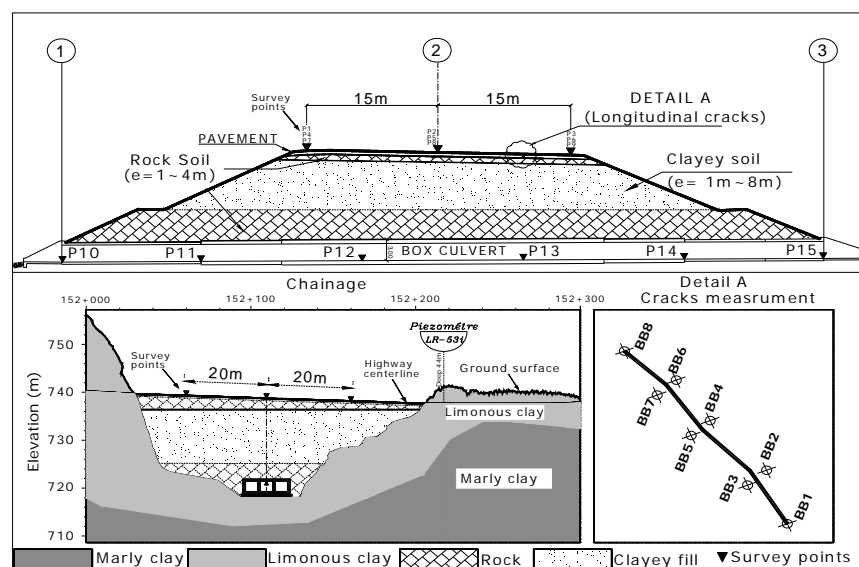


Figure IV- 6: Plan du remblai d'étude

IV.3.2 Instrumentation de mesure

L'instrumentation installée sur le site comprend (Figures IV-6 et IV-7) :

- 1 # Huit clous fixés sur la surface de la chaussée près de l'emplacement de la fissure, pour observer le mouvement des fissures ainsi que dix autres dans le talus sud du remblai ;
- 2 # Douze clous fixés sur la surface de la chaussée, pour observer le mouvement du remblai dans sa partie supérieure ;
- 3 # Six autres clous fixés sur la dalle supérieure du dalot qui traverse le remblai. Ceci nous donnera une indication sur le mouvement du fond de remblai ou celui du sol support ;
- 4 # Un piézomètre profond a été utilisé pour identifier les fluctuations de la nappe phréatique ;
- 5 # Par ailleurs, une station météorologique mobile été nécessaire pour avoir les données climatiques de la zone étudiée.

L'observation du mouvement des fissures ou celui du sol a été réalisé une à deux fois par mois, avec l'emploi d'un matériel topographique de précision : 1) un GPS Millimétrique, 2) une station totale électronique et 3) un niveau topographique de précision. Ces instruments se justifient par le niveau de précision recherché, et par la morphologie du terrain.

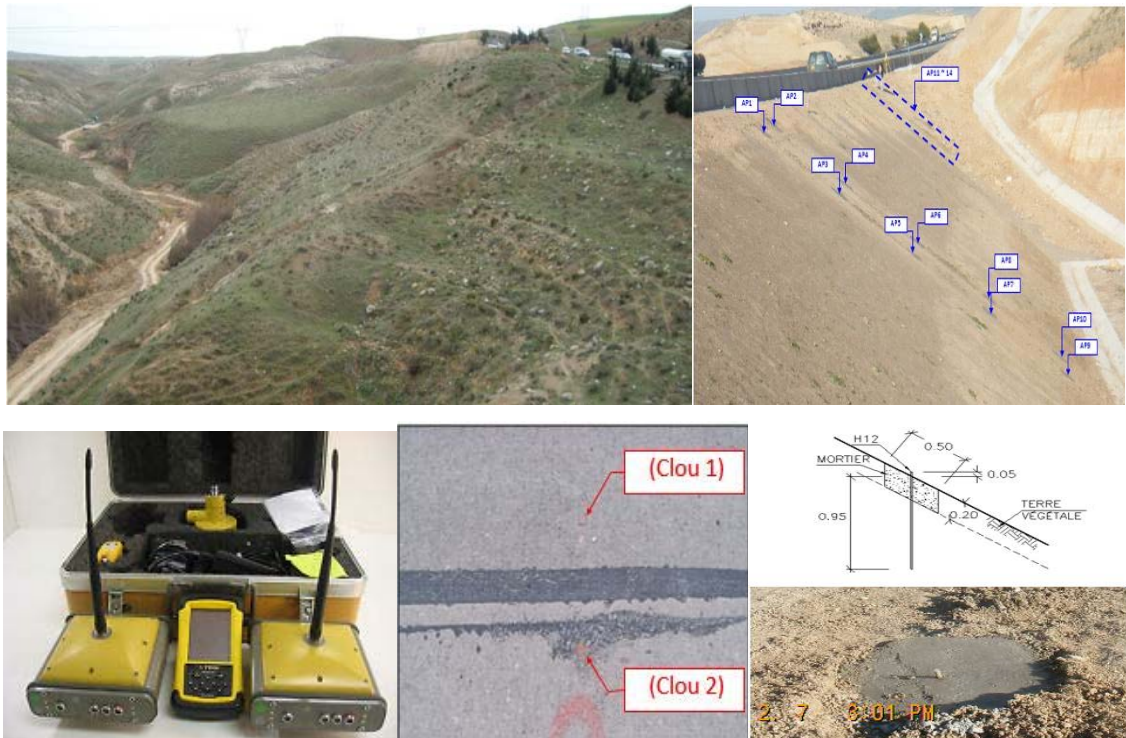


Figure IV- 7: Installation des équipements sur site

IV.3.3 Identification préliminaire des matériaux du remblai et sol support

Les caractéristiques physiques du sol de remblai ainsi que celui de la 1^{ère} couche du sol support (profondeur 1m à 6 m) sont présentés dans le Tableau IV-4. Leurs analyses granulométriques sont schématisées dans la Figure IV-8.

Le matériau argileux du remblai provient d'un gîte d'emprunt qui n'est pas loin du remblai étudié. La région d'apport du sol appartient à une zone qui n'est pas active de point de vue gonflement. Sa courbe granulométrique (Figure V-8) montre que presque 50% du matériau passe au tamis 80 μm et que 8 % des éléments sont uniquement supérieurs à 2 mm. Suivant la classification GTR [GTR, 2000], ce matériau appartient à la classe « A2 ».

En ce qui concerne le matériau argileux du terrain naturel (avant la mise en place du remblai), les données sont obtenues à partir de l'analyse des résultats de carottes prélevées au moment de l'investigation géotechnique du tracé par le Laboratoire des Travaux Publics de L'est (Constantine), à partir d'un sondage effectué au moyen d'un carottier à piston stationnaire de 101 à 116 mm de diamètre [ANNEXE C]. L'examen visuel des carottes prélevées et l'analyse de leurs paramètres physiques ont permis d'établir une coupe géotechnique dans laquelle on rencontre à partir de la surface :

- 1) une couche mince de terre végétale de 10 cm d'épaisseur,
- 2) une couche d'argile limoneuse ferme à très ferme, rougeâtre, brunâtre à blanchâtre, avec peu de concrétion et précipitation carbonatées, et jusqu'à 6.0 m de profondeur selon les endroits,
- 3) une couche d'argile marneuse, plastique, brune grisâtre, gypseuse et contenant des débris de coquilles, altérée de couleur verdâtre avec des passages de gypse jusqu'à 3 m de profondeur,
- 4) au-dessous on y retrouve une superposition de couches d'argile limoneuses et marneuses jusqu'à la profondeur finale du sondage qui est de quarante-quatre mètres (44 m).

Selon la classification précisée par le biais de l'abaque de Casagrande (Figure IV-9), la 1^{ère} couche du sol support est une argile limoneuse très plastique (argile silteuse) (At-Lt), non gonflante avec une activité normale de sa fraction argileuse. La consistance de ce sol est de type solide plastique du fait de son indice de consistance ($I_s=1.04 >1$). Dans le cas du sol argileux du remblai, il est classé comme argile peu plastique (Ap), avec un potentiel de gonflement moyen, et une consistance semi-solide. Concernant les paramètres de compressibilité, de consolidation, et de gonflement ils sont présentés dans le paragraphe suivant.

Paramètre	Symbole	Moyenne des paramètres	
		Sol argileux du remblai (8m)	1 ^{ère} couche du sol support (6m)
Teneur en eau naturelle	W_n (%)	17.50	29.00
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.453	1.536
Densité Humide	γ_h (t/m ³)	1.713	1.986
Limite de Liquidité	W_L (%)	46.52	91.00
Limite de Plasticité	WP	22.77	40.00
Indice de Plasticité	IP	23.75	49.00
Indice de consistance	IC	1.22	1.04
Valeur de Bleu	VBS	5.83	-
granulométrie et sédimentométrie	P% 50mm	100	100
	P% 5mm	97.1	100
	P% 2mm	95.3	83
	P % 80 μ m	84.8	80
	P % 20 μ m	62	63
	P % 2 μ m	36	22

Tableau IV- 4: Caractéristiques de l'argile du remblai et de la 1^{ère} couche du sol support

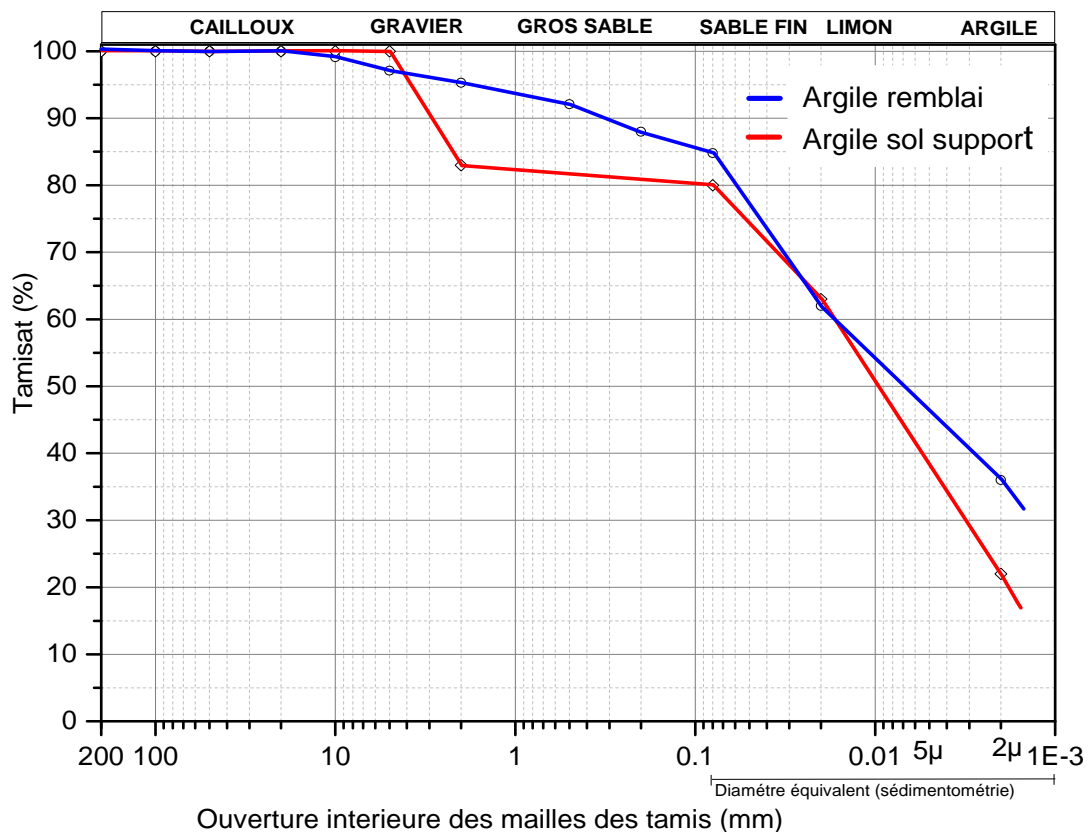


Figure IV- 8: Analyse granulométrique des sols étudiés

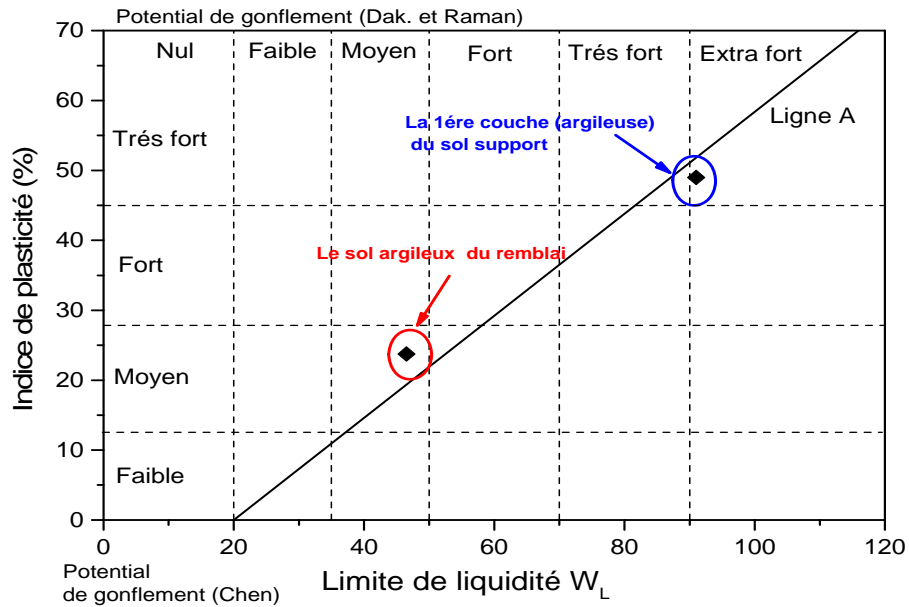


Figure IV- 9 : Classification et potentiel de gonflement des sols étudiés

IV.3.3.1 Caractéristiques de compressibilité et de consolidation

Les caractéristiques de compressibilité et de consolidation sont fournies par l'essai œdométrique conventionnel selon les dispositions de la norme NFP 94-090 : « Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par palier ». Avec cet appareillage, on peut obtenir d'une part, une courbe de compressibilité dite « courbe œdométrique », reliant la contrainte effective et l'indice de vide ou la déformation relative, et d'autre part « des courbes de consolidation », qui caractérisent l'évolution des déformations au cours du temps. L'interprétation de ces courbes peut nous aider à déterminer plusieurs paramètres du sol parmi lesquels : 1) la contrainte verticale effective de préconsolidation « σ'_p », 2) l'indice de compression « C_c », 3) l'indice de gonflement qui sera détaillé dans le paragraphe suivant, et 4) le coefficient de consolidation « C_v » [BEL, 2010].

Les valeurs moyennes de ces caractéristiques sont données dans le tableau IV-5, tandis que les Figures IV-10 et IV-11 présentent les courbes de compressibilité et de consolidation dans le cas du sol support (1ère couche). L'analyse de ces résultats montrent les constatations suivantes : 1) la 1ère couche du sol support ainsi que le sol du remblai sont des sols moyennement compressibles selon Terzaghi, 2) les valeurs de la pression de préconsolidation P_c (KPa) du sol support, comparées aux valeurs du poids des terres, montrent que le terrain est sur-consolidé. Dans le cas du sol de remblai, ces valeurs de P_c (KPa) sont celles d'un sol non remanié prélevé sur des carottes intactes d'un carottage proche de la source d'emprunt. Après, ce sol est acheminé vers la zone de remblai.

Paramètres	Symbole	Moyenne des paramètres	
		Sol argileux du remblai (8m)	1 ^{er} couche du sol support (6m)
Pression de préconsolidation	Pc (KPa)	291 Kpa	328.5
Indice de compression	Cc (%)	24	13.3
Coefficient de consolidation	Cv (cm ² /s)	-	6.24 10 ⁻⁵
Indices des vides initiaux	e ₀	0.732	0.90

Tableau IV- 5: Résultats des essais œdométriques

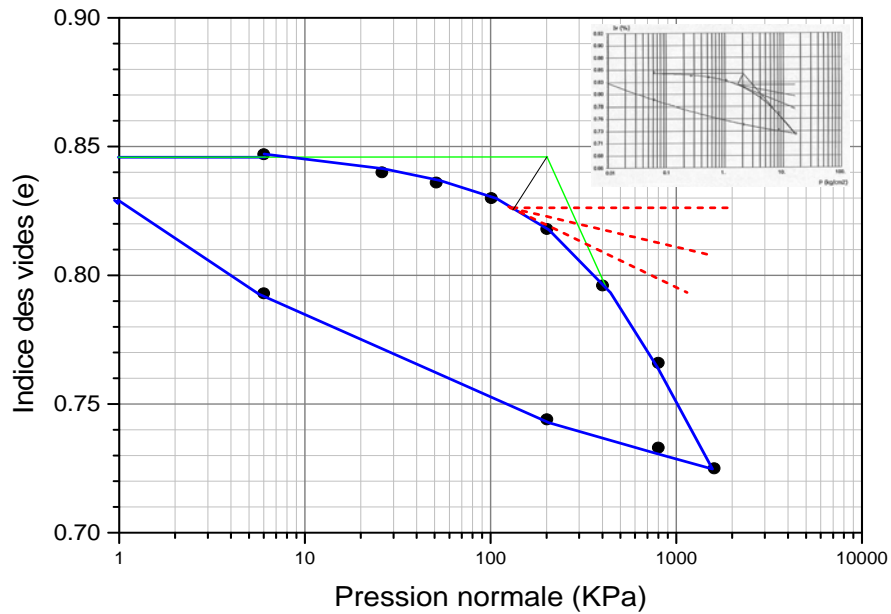


Figure IV- 10: Courbe de compressibilité du sol support (1ère couche)

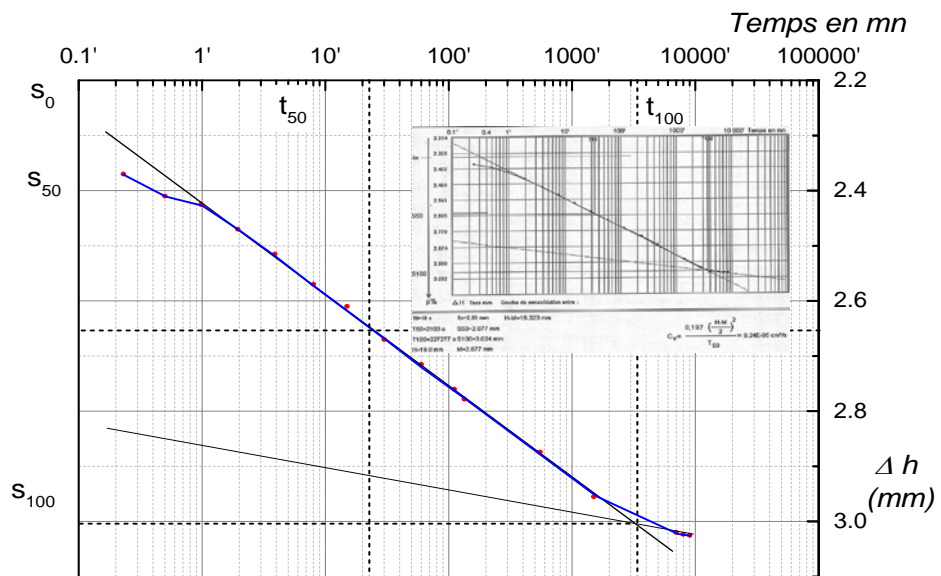


Figure IV- 11: Courbe de consolidation du sol support (1ère couche)

IV.3.3.2 Estimation directe du potentiel de gonflement

La plupart des procédures pour mesurer le potentiel de gonflement utilisent l'appareillage œdométrique. Ceci est lié au fait que ce dernier peut reproduire l'état réel du sol in situ, et surtout quand il est saturé lors de fortes pluies. On se placera ainsi dans les conditions les plus défavorables du point de vue de la déformabilité des sols sous des surcharges ponctuelles ou permanentes. D'un autre point de vue, si on admet que le cas le plus simple pour l'étude de déformation d'un sol est de considérer qu'il ne peut se déplacer que verticalement sous l'effet des chargements appliquées, ce comportement peut se reproduire exactement par le biais de l'odomètre.

Le potentiel de gonflement peut être caractérisé par les facteurs déjà cités dans la partie « estimation indirecte » à savoir la pression de gonflement P_s (kpa), et le taux de gonflement ε_s (%), mais aussi avec le coefficient de gonflement « C_g » (%) [BEL, 2010]. Ce dernier est défini par la pente, dans le plan ($e, \log \sigma$), de la courbe de déchargement lors d'un essai œdométrique (Figure IV-12).

Même chose pour le taux de gonflement ε_s (%) qui désigne la variation maximale du sol $\Delta V/V$ (%) au cours de l'adsorption de l'eau, et à un état de contrainte nulle. Il est mesuré aussi à l'odomètre avec plusieurs protocoles. Parmi ceux-ci on distingue celui donnant l'évolution du gonflement libre en fonction du temps ($\Delta H/H, \log t$), ou on constate une phase primaire suivie par une deuxième phase secondaire, et qui diminue jusqu'à la stabilisation (Figure IV-13). Dans le cas de la pression de gonflement P_s (kpa), elle représente la pression qu'il faut appliquer à l'échantillon en cours d'adsorption d'eau, pour maintenir son volume à une valeur donnée, ou encore la pression à appliquer pour que l'échantillon retrouve sa taille initiale. Sa détermination peut se faire par de multiples procédures parmi lesquelles la procédure de gonflement à l'odomètre de la norme NFP94-091. Les paramètres de gonflements des sols étudiés ainsi que le caractère de gonflement attribué pour chaque paramètre sont présentées dans le Tableau IV-6.

Paramètres	Symbole	Moyenne des résultats		Caractère de gonflement
		Sol argileux du remblai	1 ^{er} couche sol support	
Taux de gonflement	ε_s (%)	3.9%	-	Gonflement moyen [1.5%~5%]
Pression de gonflement	P_s (KPa)	70	6	1 ^{er} couche : Faible <50KPa Sol remblai : Moyen <250 KPa
Indice de gonflement	C_g (%)	4.33	3.20	Sols peu gonflant $C_g > 3\%$

Tableau IV- 6: Les paramètres de gonflement

Dans le cas du sol argileux, le gonflement libre est déterminé sur un sol remanié, compacté à la teneur Proctor (23,30%), et puis l'éprouvette est soumise au processus d'imbibition. L'évolution du gonflement unidimensionnel est mesurée par le capteur de déplacement à plusieurs écarts de temps croissant.

Les mesures des paramètres de gonflement confirment que les sols du remblai argileux sont peu gonflants. Par ailleurs l'argile de la 1ère couche du sol support est caractérisée par un potentiel de gonflement faible.

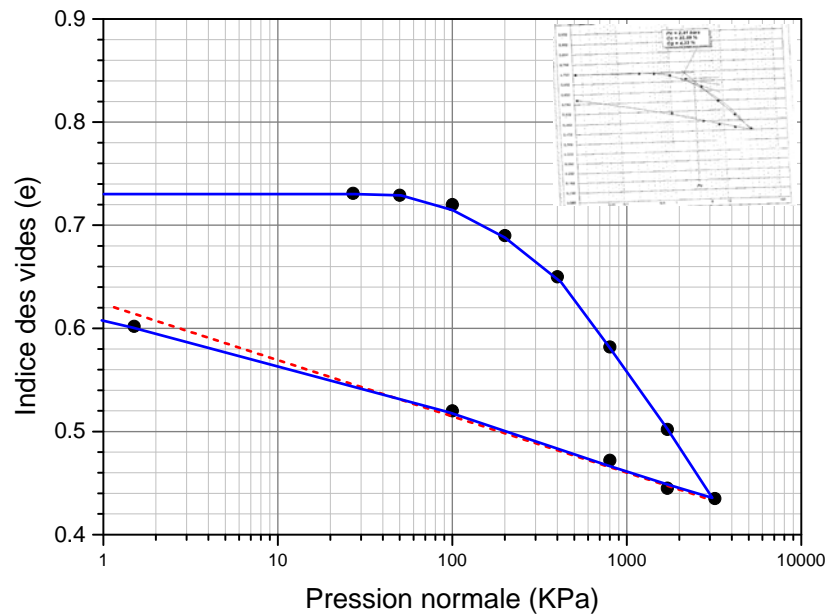


Figure IV- 12 : Détermination de C_g - sol argileux de remblai

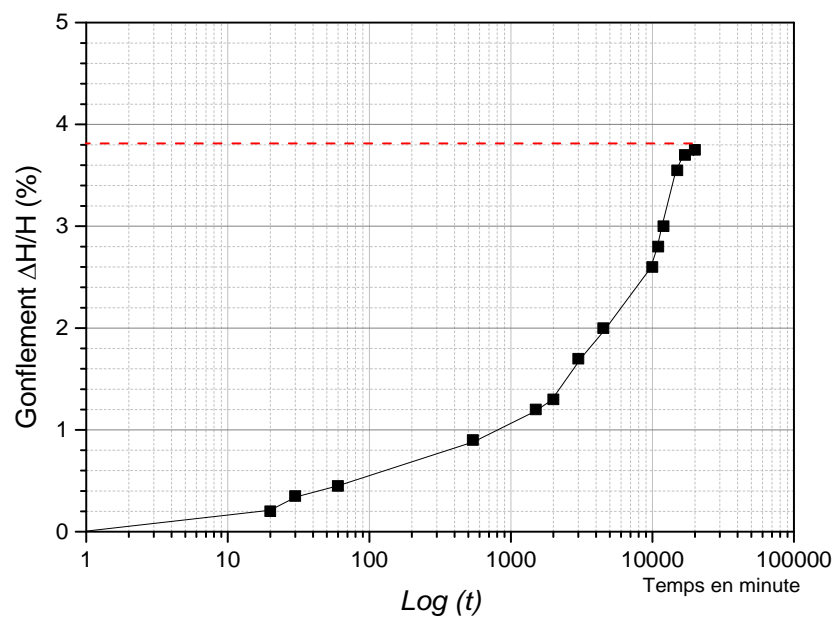


Figure IV- 13: Courbe de gonflement libre du sol argileux de remblai

IV.3.4 Résultats des mesures d'observation in situ

Les résultats d'une année d'observation sont présentés dans la Figure IV-14. Les observations comprennent en plus de l'évolution de la fissuration le mouvement du sol ainsi que les enregistrements suivants :

- a) la température maximale et minimale quotidienne,
- b) l'accumulation des précipitations
- c) la fluctuation de la teneur en eau du sol de remblai.

L'évolution de la fissuration concerne les mesures d'ouverture des lèvres de fissures, dans le mode I et le mode II. D'après les résultats, les constatations suivantes peuvent être faites :

- 1- Le mouvement enregistré confirme le caractère de retrait dans un environnement sec, et celui de gonflement dans les périodes humides. Le changement volumétrique enregistré est cyclique au cours de la même année. Ceci est dû vraisemblablement aux spécificités du climat semi-aride de la région.
- 2- Les enregistrements de température montrent un cycle annuel, et une indication importante sur la perte de l'humidité du sol par évaporation. D'autre part, les précipitations semblent avoir un effet dominant sur le mouvement de remblai, en induisant l'augmentation de la teneur en eau du sol.
- 3- Le cycle retrait- gonflement du sol donne lieu à des mouvements réguliers de soulèvement et tassement suivant l'axe z, par contre il donne lieu à un mouvement important dans le plan x-y. Les valeurs enregistrées peuvent atteindre jusqu'à deux centimètres, et elles sont plus importantes que les mouvements du tassement-soulèvement.
- 4- Les observations du terrain naturel sous le remblai, montrent que ce dernier subit des cycles retrait-gonflement en fonction des fluctuations climatiques. Les valeurs enregistrées sont faibles peut-être en raison du poids du remblai, et de son faible potentiel de gonflement. Cette observation dans le cas contraire explique le cas des petits remblais, où le potentiel de gonflement du terrain naturel à prendre en considération.
- 5- Le mode d'ouverture des fissures (mode I) est synchronisé avec les déformations du talus le long du plan xy, alors que le mouvement de glissement des lèvres des fissures (mode II) est plus lié aux mouvements du tassement- soulèvement.
- 6- Enfin les mouvements enregistrés, que soit ceux des fissures du remblai ou du sol support, donnent une indication importante sur l'ampleur des contraintes que la couche de fondation en MGTLH rigide est en train de subir.

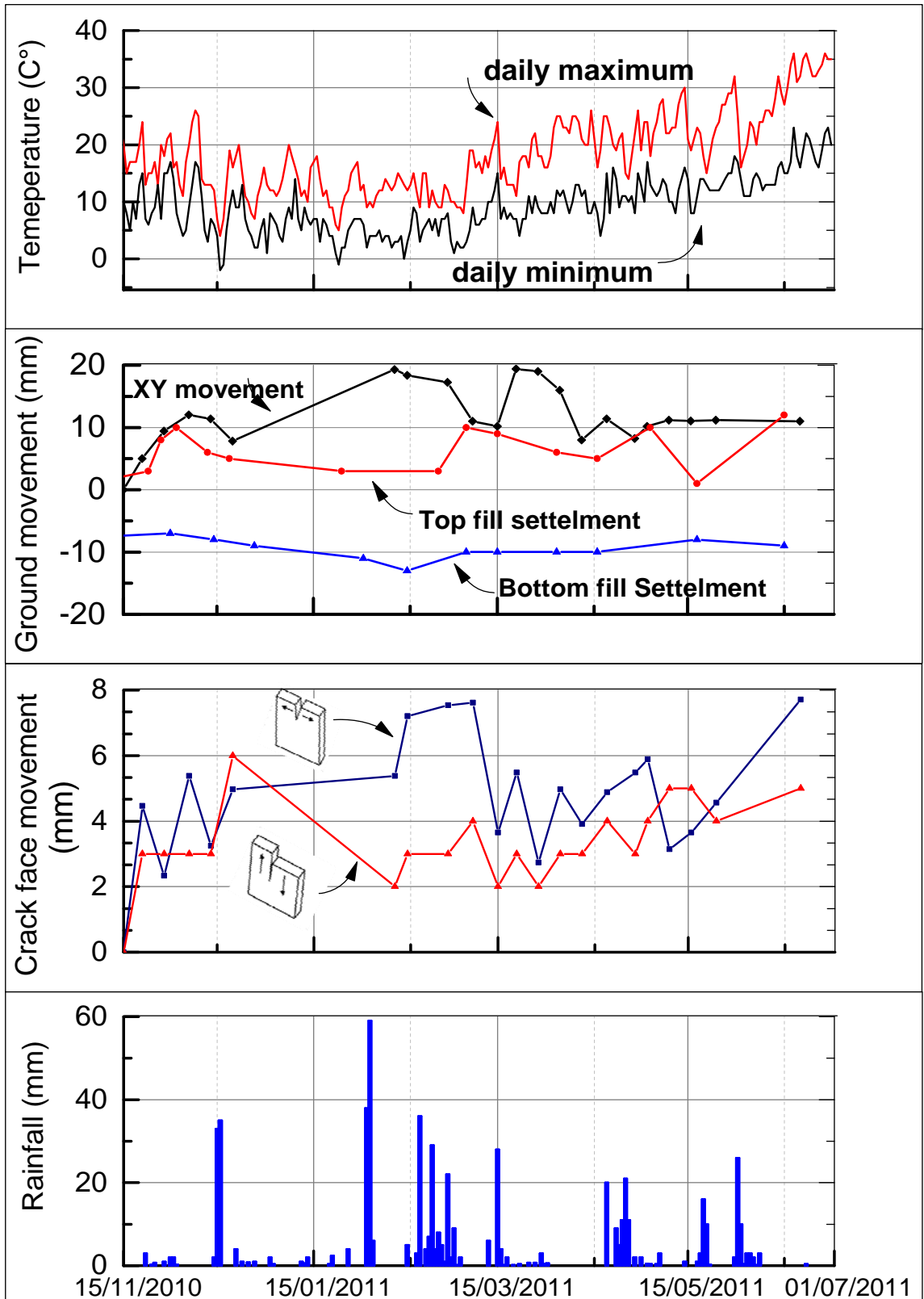


Figure IV- 14: Observation de la cinétique des mouvements sol-fissuration en fonction des fluctuations climatique (une année)

IV.3.5 Le dessèchement du bord de la chaussée

Les observations précédentes nous permettent de vérifier aussi les variations dimensionnelles des profils transversaux de la chaussée. De ce fait, la Figure IV-15, fournit les enregistrements de ce mouvement durant une année pour la section médiane du remblai. Les points des ordonnées horizontales indiquent la largeur de la chaussée du bord gauche vers le bord droit.

Les résultats montrent que les déformations ne sont pas principalement des tassements. Le profil transversal de la chaussée présente des soulèvements extrêmes, surtout après la période des pluies. Du mois de mai vers la fin du mois de septembre, le tassement montre des valeurs importantes par cause d'un dessèchement prolongé du sol, en raison du climat chaud et sec. Dans la Figure V.15 on peut voir également, un tassement différentiel entre le côté droit et celui de gauche. Cette différence peut être expliquée par le fait que le côté droit de la section transversale est plus exposé à la lumière du soleil que le côté gauche. Ceci conduit à une augmentation du taux d'évaporation et à la réduction de l'humidité du sol. Ceci engendre l'initiation d'un tassement différentiel dans le côté ensoleillé, plus important que l'autre côté ombré. Cette situation se répétera sur plusieurs cycles, comme résultat du climat de la région. En outre, ce cycle de déformation provoquera certainement la rupture de la couche de fondation traitée dans les endroits où les contraintes de flexion sont les plus hautes.

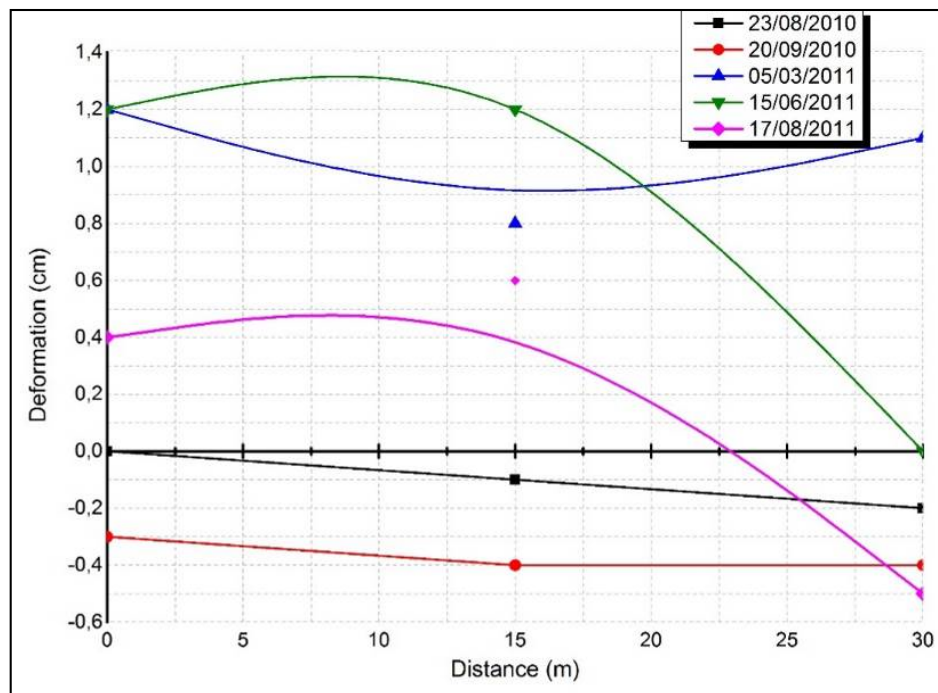


Figure IV- 15: Variation dimensionnelle du profil en travers

IV.3.6 Variation dimensionnelle du profil en long

L'analyse des mouvements du profil en long de la chaussée nous donnera une autre représentation du dessèchement des bords le long de la chaussée et parallèlement aux fissures longitudinales apparues. Comme illustré dans la Figure IV-16, les mesures concernent les trois profils longitudinaux suivants : a) l'axe de la chaussée, b) le profil du côté gauche, et c) le profil du côté droit. D'autre part, pour montrer l'effet de la hauteur du remblai, la même Figure V.16 comporte également la variation de la hauteur du remblai. Comme on peut le voir, il y a un dessèchement des bords le long du profil longitudinal caractérisé par un tassement différentiel entre les deux profils gauche et à droite. Le dessèchement dans le profil droit est toujours supérieur à celui de gauche, tandis que le remblai dans le centre présente des valeurs faibles de gonflement. On peut constater aussi que le gonflement ou dessèchement maximal se produit dans la zone où la hauteur du remblai est la plus élevée.

Cette variation dimensionnelle du profil longitudinal peut conduire à la rupture de la couche traitée rigide surtout dans la zone où la hauteur du remblai est maximale. De plus, elle contribue à l'évolution de la fissuration longitudinale parallèlement à l'axe de la chaussée, et enfin l'apparition de la fissuration de surface sera observée continuellement pour la 1^{ère} fois dans le côté où le dessèchement est important.

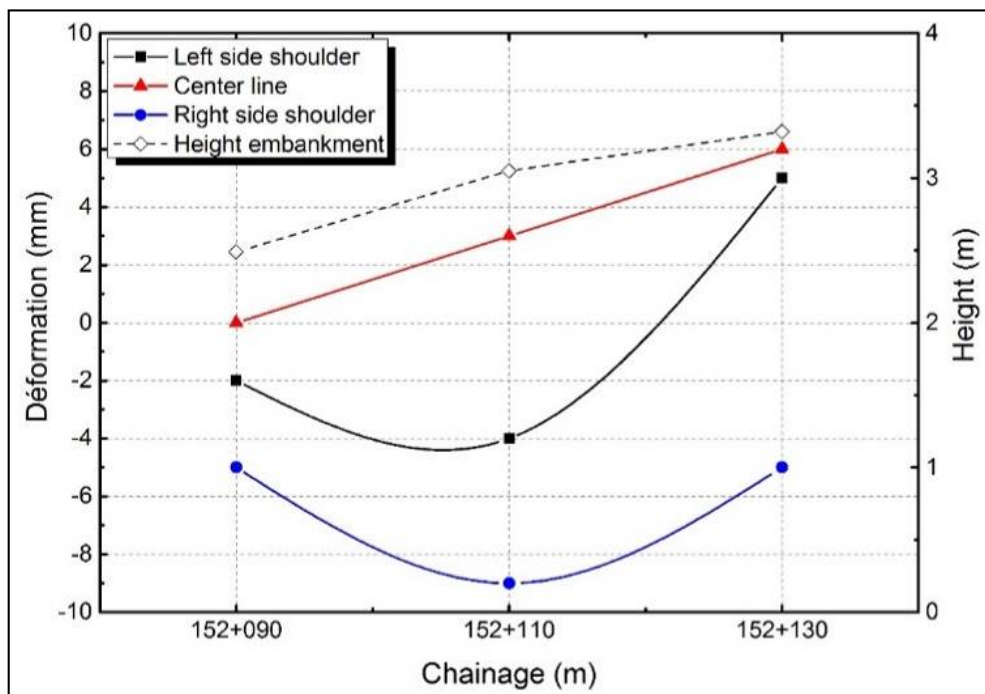


Figure IV- 16: le dessèchement du bord de la chaussée

IV.4 Conclusion Partielle

A travers ce chapitre on a pu confirmer l'action du sol support sur l'apparition de la fissuration de surface. En effet la géologie de la région montre que les zones fissurées sont localisées dans des régions dont les sols ont une prédominance argileuse ou marneuse. Par contre dans les zones caractérisées par des sols rocheux ou moins argileux, ce phénomène est pratiquement absent. D'autre part l'identification des sols argileux dans les parties fissurées de la chaussée montre que la plupart possèdent un potentiel variable de gonflement. Cela est d'autant plus vrai que la sévérité de la fissuration est directement liée à leur indice de plasticité, et à la hauteur de la couche argileuse.

Par ailleurs, les observations de long terme d'un remblai argileux dont la chaussée est déjà fissurée, ont permis de mettre en évidence le lien entre l'évolution de la fissuration et le mouvement du remblai. Ceci s'est produit, malgré le potentiel de gonflement moyen de la couche argileuse. Cette dernière génère, sous l'action du climat semi-aride de la région, des cycles de déformation « gonflement-retrait » donnant lieu à un mouvement général du remblai. Ces déformations touchent directement les bords de la chaussée, vu qu'ils ne sont pas étanches. Elles se manifestent sous la forme d'un tassement différentiel plus accentué dans les côtés ensoleillés du remblai.

Ces déformations cycliques vont contribuer à la rupture de la couche rigide de fondation traitée, ainsi qu'à l'initiation de la fissuration de surface, dans une direction parallèlement à l'axe de la chaussée, et dans la zone où la hauteur du remblai est maximale.

IV.5 Conclusion de partie B

En guise de bilan général de cette étape importante de diagnostic, nous pouvons confirmer que les conditions spécifiques d'un régime climatique « semi-aride » causent des dommages structurels à une chaussée mixte, quand elle est construite avec l'emploi de sols argileux.

Ce type de sol se gonfle lorsqu'il est humide et se rétrécit lors du séchage, donnant ainsi lieu aux mouvements enregistrés du remblai. Les déformations enregistrées dépendent de la hauteur du talus et de l'indice de plasticité du sol utilisés dans le remblai. Le cycle de gonflement-retrait peut provoquer alors l'effondrement par flexion de la couche de fondation traitée. Cette situation est liée au mouvement du tassement différentiel ou celui de soulèvement entre les bords de la chaussée (côté droit et gauche). En outre, le séchage excessif du bord provoque la détérioration de la couche traitée le long du profil longitudinal. Cet état de fait résulte d'un manque d'adhérence entre les différentes couches de la structure, ce qui empêche un transfert approprié de la charge roulante. La conséquence sera l'apparition d'une fissuration remontante vers le haut depuis le fond de la couche de base bitumineuse, en particulier pendant la période de gonflement (Fig.IV.17).

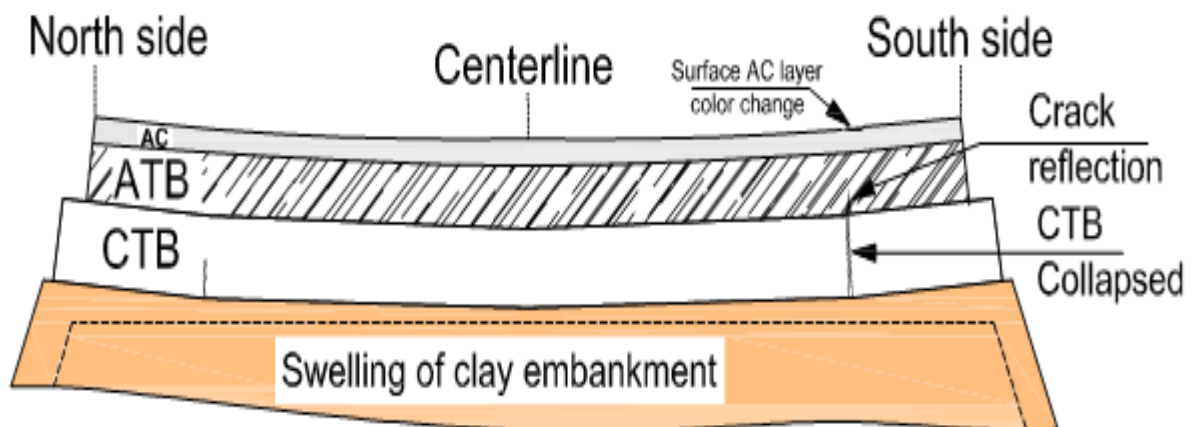


Figure IV- 17: Le mécanisme de dégradation de la chaussée mixte étudiée (gonflement)

La charge de trafic peut amplifier le processus lorsque les roues de camions passent au-dessus d'une zone fissurée. Par conséquent, pendant les périodes de retrait (Fig.IV.18), on verra l'apparition dans ses endroits d'une fissuration descendante prématurée de type TDC. Sa sévérité dépendra aussi des effets du trafic et des propriétés de la couche AC.

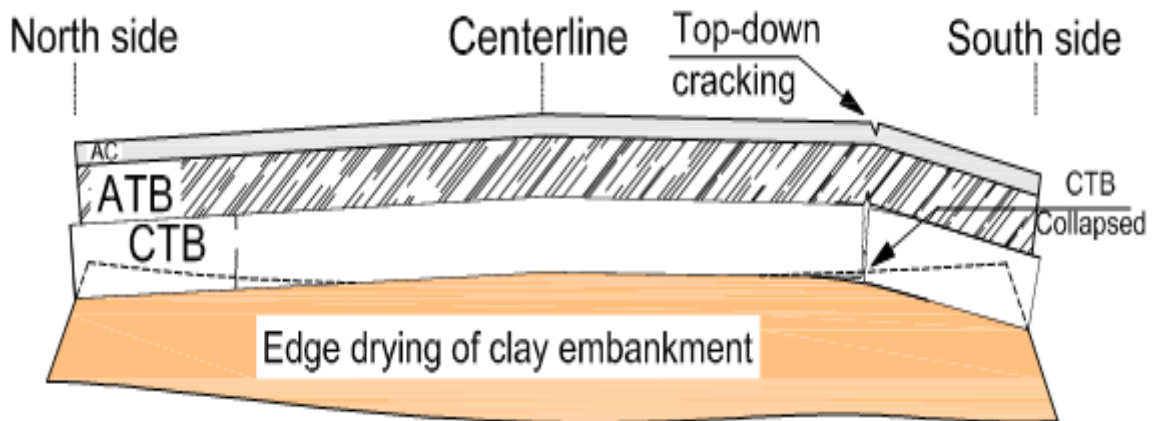


Figure IV- 18: Le mécanisme de dégradation de la chaussée mixte étudiée (retrait)

Enfin cette analyse forensique de l'ouvrage étudié nous a permis d'identifier cette mécanique de fissuration, et de proposer ainsi des schémas généraux de ce mécanisme dans le cas des structures mixtes incorporant des matériaux traitée aux liants hydrauliques. Ces conclusions peuvent être considérées comme des lignes directrices pour la modélisation du comportement futur de la chaussée et ses interactions avec le sol de fondation. En plus, ce niveau de compréhension du mécanisme étudiée va nous permettre surement la mise en place des solutions adéquates de réhabilitation.



⋙ PARTIE C

LE TRAITEMENT DES FISSURES

Chapitre V

Le procédé d'injection

Une fois identifié le mécanisme d'apparition des fissures, il est important de se pencher sur des solutions de maintenance convenables. Suivant cet axe s'inscrit alors ce chapitre qui présentera les résultats expérimentaux d'une nouvelle méthode d'injection. Tous d'abord, nous procédons à l'examen des zones utilisées comme support d'essai. Ceci consiste à donner quelques détails sur l'apparition des fissures à ces endroits et l'historique des travaux de maintenance déjà réalisés. Ensuite, nous allons caractériser les matériaux employés dans l'injection, et présenter les matériels utilisés afin de comprendre leurs impacts sur les performances obtenues. Nous décrivons alors la méthode d'injection, la méthodologie et le processus des travaux et le suivi sur site. Nous présenterons les performances obtenues à court et à long terme, en particulier l'aspect fonctionnel du procédé, les résultats d'essais mécaniques, et l'évolution de la fissuration. Ces résultats seront comparés avec d'autres méthodes de maintenance classiques déjà utilisées dans le tronçon diagnostiqué. Nous terminons ce chapitre par le calcul de la rentabilité financière de l'injection, employée pour retarder l'apparition de la fissuration. Ces résultats sont aussi comparés avec ceux des autres techniques de maintenance.

SOMMAIRE

V.1	Description du support d'essais	140
V.2	Relevé des dégradations dans les zones à réparer	141
V.3	Carottage au niveau des zones à réparer	142
V.4	Modes opératoires des travaux d'injection	143
V.5	Matériaux d'injection	144
V.5.1	Critères de choix (cadre normatif)	144
V.5.2	Sélection du produit d'injection.....	145
V.5.3	Equipements	145
V.5.4	Le géo-synthétique anti-remontée de fissure	147
V.6	Mise en œuvre du procédé d'injection	148
V.6.1	Principe général	148
V.6.2	Processus d'injection	149
V.7	Résultats et performances	151
V.7.1	Aspect fonctionnel	151
V.7.2	Evaluation structurelle	151
V.7.3	Autres travaux de carottage	153
V.7.4	Evaluation à long terme	154
V.7.5	Efficacité du traitement	155
V.7.6	Rentabilité du traitement	156
V.8	Conclusion- partie C.....	158

V.1 Description du support d'essais

Le support d'essais pour la méthode d'injection est décomposé en quatre (4) zones fissurées, et qui sont situées dans des profils remblai le long du cas d'étude. Les principales caractéristiques de la chaussée dans ces zones sont illustrées dans le Tableau V-1.

Dans ces quatre endroits fissurés la structure chaussée est toujours mixte, elle est composée d'une couche de roulement dont l'épaisseur est supérieure à six centimètres, d'une couche de base en grave bitumineuse et légèrement inférieure à 14 cm ; même chose pour la couche de fondation traitée dont l'épaisseur est légèrement inférieure à 20 cm.

En ce qui concerne le remblai, on constate que la hauteur est variable d'une zone à une autre, ce qui peut influencer sur la sévérité des fissures apparues, ou même sur la réussite des travaux d'injection. Ceci, bien que la classe géotechnique des sols employés soit la même, avec des performances mécaniques acceptables y compris celle du terrain naturel. Dans tous les cas il apparaît que les résultats obtenus sont globalement tolérables par rapport aux spécifications requises.

Zone	Zone 01	Zone 02	Zone 03	Zone 04	Seuil
PK départ	82+540	86+100	88+100	100+426	
PK Fin	82+810	86+210	87+880	100+197	-
Epais C. Surface (cm)	6.32	6.16	6.87	6.54	≥ 6 cm
Epais C. Base (cm)	13.89	14.53	13.59	14.11	≥ 14 cm
Epais C. Fondation (cm)	19.30	19.64	19.6	19.28	≥ 20 cm
Hauteur remblai (m)	6.24	2.54	2.70	9.80	-
(%) vides C. Surface	5,94	5,94	6,87	6,49	4%<v<8
(%) vides C. Base GB	6,35	7,23	6.60	6,69	<10%
Compactage(%) C.GC	98	98,9	98	98	>95%
Ev2 (Mpa) C. forme	125	80	97.50	132,35	>80 MPa
Ev2 (Mpa) P.S.T	61,64	54,88	59,89	76,27	>50 MPa
Ev2 (Mpa) Remblai	51 ,14	50	50,56	56,96	>30 MPa
Classe GTR Remblai	C1B6m	C1B6m	C1B5	C1B5	-
Ev2 (Mpa) Sol support	41,28	30	31.3	41,05	>30 MPa

Tableau V- 1: Description du support d'essai pour travaux d'injection

V.2 Relevé des dégradations dans les zones à réparer

Le relevé visuel de dégradation effectué en 2013 montre sur ces quatre zones, des dégradations de type fissuration longitudinale uniquement, avec un niveau de sévérité qui varie d'une zone à une autre. Les résultats d'observation sont présentés dans le Tableau V-2. Ce changement est due essentiellement à la hauteur du remblai et à l'indice de plasticité des matériaux utilisés, étant donné que les conditions de trafic et de climat sont identiques vue la proximité des endroits sélectionnés.

Comme démontré dans la Figure V-1, ces zones fissurées ont fait l'objet d'une opération de colmatage avec emploi d'une émulsion bitumineuse. Toutefois, cette opération s'avère inutile à ce stade de dégradation, vu que les ouvertures des fissures étaient assez larges.

Zone	Nature	Position	Longueur (m)	Largeur (mm)	Sévérité	Date Dé- tection
01	Longitudinale	Voie 1	240	7	modérée	19-nov-12
02	Longitudinale	Voie 1	94	4	moyenne	05-dec-13
03	Longitudinale	Voie 1	275	5	moyenne	27-dec-12
04	Longitudinale	Voie 1	58	4	moyenne	05-dec-13

Tableau V- 2: Description du support d'essai pour travaux d'injection

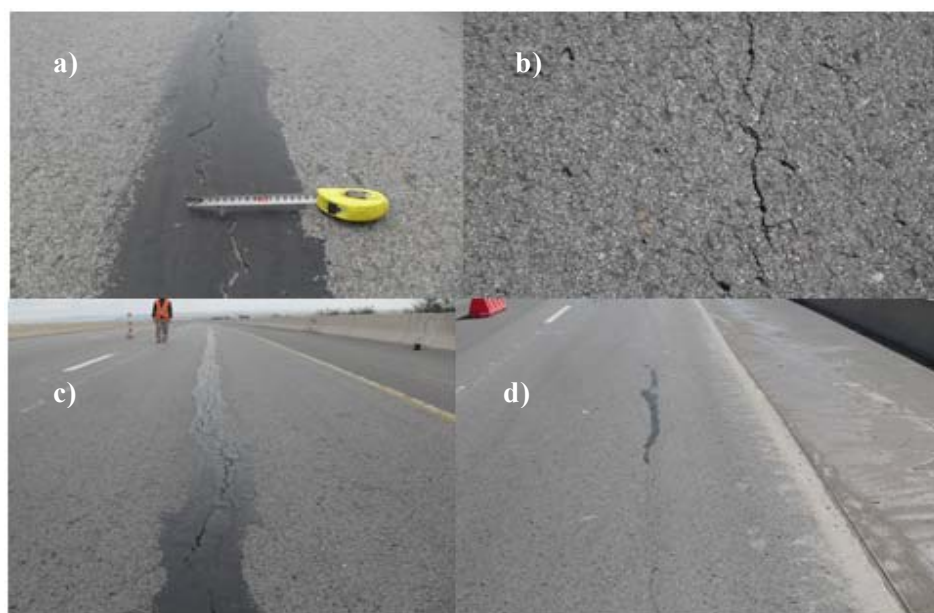


Figure V- 1: Le support d'essai pour travaux d'injection

a) : zone 01, b) : zone 02, c) : zone 03, d) : zone 04.

V.3 Carottage au niveau des zones à réparer

Bien que les travaux de carottage soient déjà présentés dans le chapitre diagnostic, il est important de rappeler de réaliser à chaque fois un carottage au préalable avant de procéder aux travaux d'injection. Ceci pour avoir plus d'informations sur les conditions de fissuration, et surtout pour déterminer la profondeur et la sévérité des désordres à l'intérieur de la chaussée.

Dans notre cas, on a choisi des zones à réparer parmi celles déjà exposées dans la phase diagnostic (chapitre II), car il est difficile de prévoir d'autres zones et faire des carottages supplémentaires, vue la difficulté d'engager à chaque fois la logistique nécessaire à ce genre de travaux. Comme présenté dans la figure (Figure V-2.a) et qui reprend quelques images de la figure II-31, les observations montrent une fissuration qui traverse toutes les couches de chaussée (Figure V-2.b). La majorité des carottes se brise pendant le carottage. Ceci concerne beaucoup plus la partie inférieure de la couche traitée (Figure V-2.c). En plus, le trou de carottage confirme une couche de fondation traitée sévèrement fissurée, avec la présence d'une fissuration réfléctive combinée avec une fissuration descendante.

Cette étape de carottage peut nous fournir d'autres informations sur l'état des zones fissurées. Notamment la présence de vides sous le corps de chaussée due au tassement du remblai argileux, ou sur l'existence d'un mauvais collage entre couches. Ce dernier est un facteur déterminant, car la durabilité d'une chaussée passe par un bon collage. Dans tous les cas, ces travaux démontrent la nécessité d'une méthode de maintenance qui devra sceller profondément les différentes couches et surtout la partie inférieure de la couche traitée.

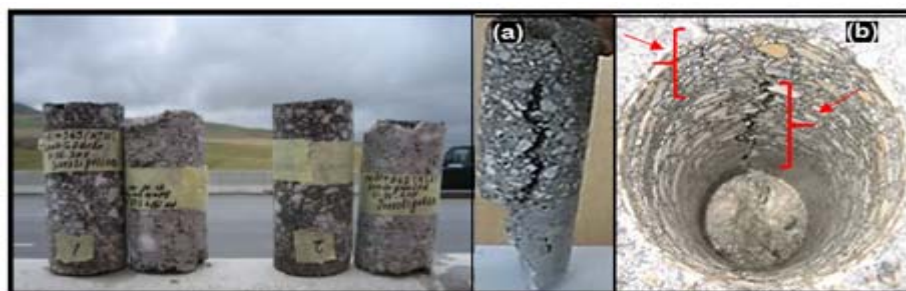


Figure V- 2: Carottage avant travaux d'injection.

(a) carottes recueillies ; (b) couche de fondation fissurée avec une remontée de fissuration.

V.4 Modes opératoires des travaux d'injection

La méthodologie suivie sur place est divisée en quatre étapes principales :

- 1) Déviation du trafic et fermeture de la zone à réparer. Il est important de signaler que les travaux sous circulation présentent un risque important pour l'atelier de réparation, ou pour les usagers de la voie publique. La mise en place d'une signalisation adéquate est indispensable pour avertir, guider et inviter les usagers à modifier leur conduite à la présence des travaux de chantier mobiles. Il est important aussi de réaliser des apprentissages en dehors de la chaussée pour arriver à une maîtrise avérée des travaux d'injection et afin de minimiser le temps global d'intervention.
- 2) Préparation du support : C'est une étape très importante qui comprend un bon nettoyage de la zone fissurée, surtout après les travaux de fraisage (Figure V-3). Toute trace de débris ou d'impuretés qui pourrait empêcher l'injection doit être éliminée. À cette fin, on utilise de l'air comprimé ou de l'eau sous pression. Il est important de vérifier que le coulis d'injection adhère sur surface sèche ou humide. Dans tous les cas, un soufflage à l'air sec et non huileux peut être nécessaire.
- 3) L'injection des fissures et la mise place éventuelle d'un géo-synthétique (géotextile en fibre de verre).
- 4) Mise en place de l'enrobé de surface et déplacement du chantier mobile vers d'autres zones.

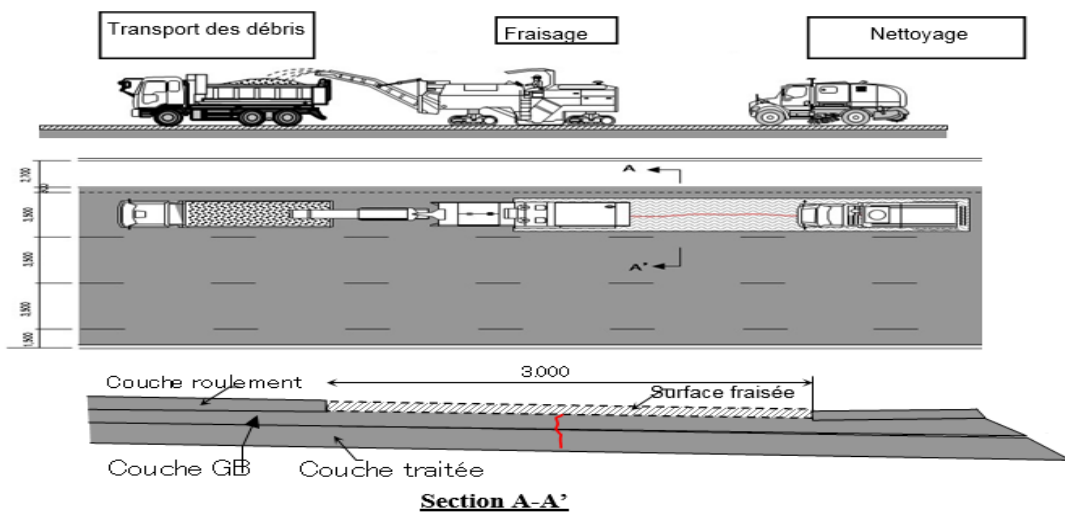


Figure V- 3: Préparation du support avant injection

L'opération de fraisage est nécessaire juste pour refaire la couche de roulement. L'objectif est de garder l'aspect esthétique de la zone réparée. Cette phase peut être négligée dans le cas des routes de moindre importance, car l'injection peut se faire sans cette étape. Par contre le nettoyage après fraisage est indispensable pour éliminer les fragments et poussières, qui peuvent entraver énormément les travaux d'injection.

V.5 Matériaux d'injection

V.5.1 Critères de choix (cadre normatif)

Les caractéristiques que doivent présenter les produits d'injection sont mentionnés par les normes NF EN1504-5, NF EN1504-9 et NF EN1504-10. Tout produit d'injection doit satisfaire à deux principes :

- 1) la protection contre les risques de pénétration. Ceci est obtenu par remplissage convenable des fissures,
- 2) le renforcement structural obtenu par l'injection des vides et interstices, ce qui contribue à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des couches.

Les produits d'injection doivent satisfaire aussi à d'autres critères à l'égard des caractéristiques de performance minimum (tableau 3a, 3b et 3c NF EN1504-05), de la viscosité, du temps d'écoulement, des résistances en traction, du temps de prise et de la compatibilité avec le MGTLH de la couche de fondation.

En fonction des particularités d'un projet donné, des caractéristiques supplémentaires relatives aux conditions d'application et à la durabilité peuvent être ajoutées. Par exemple, ces exigences peuvent porter sur le comportement du produit appliqué au gel-dégel, à des conditions thermiques et hygrométriques extrêmes, ou à la circulation d'eau.

Globalement, le produit d'injection doit être adapté aux spécificités du travail à exécuter, des critères déjà cités ci-dessus et d'autres facteurs cités par la norme NF P95-103 tels que : 1) l'organisation générale du chantier, en matière de cadence et avancement, 2) les contraintes d'exploitation en phase travaux, 3) l'état du support ou même 4) à l'activité ou non des fissures .

V.5.2 Sélection du produit d'injection

Nous avons utilisé un mortier à retrait compensé de type BASF-MASTERFLOW 190 (Tableau V-3, ou voir [ANNEXE D]). Ce dernier est recommandé en particulier pour les travaux de remplissage des gaines de câbles de précontrainte et des tirants d'ancrage dans les travaux souterrains et les mines. Il s'agit d'un produit prêt-à-gâcher, à base de ciment de haute qualité, de granulats naturels sélectionnés et de produits chimiques spécifiques. Il suffit d'ajouter une certaine quantité d'eau, en fonction de la plasticité désirée et du mode de mise en place. Cette formulation permet d'obtenir des performances mécaniques à court terme et une longue rhéologie à température élevée.

Les motifs ayant conduit à sa sélection sont : 1) le respect des critères exigés par le cadre normatif des travaux d'injection, 2) un produit pompable avec des caractéristiques thixotropiques, 3) le côté économique, car il permet de limiter les pertes de mortier dans les sols, 4) un retrait compensé, 5) Une adhérence élevée, et 6) Des performances mécaniques à court terme élevées.

Aspect	Masse Volumique (kg/m ³)	Résistance Compression (MPa) (BS EN445) (sur cubes de 70mm)				Fluidité cône de Marsh (en secondes)
		(1 Jours)	(3 Jours)	(7 Jours)	(28 Jours)	
Poudre grise	≈ 2000	20	40	55	70	< 25

Tableau V- 3: Quelques caractéristiques du Mortier Master-flow 190 avec 30% eau

V.5.3 Equipements

Pour mener à terme une injection de qualité, les équipements jouent un rôle de premier plan. Quel que soit la nature des produits à injecter, il faut qu'ils soient bien mélangés, que l'on soit capable de contrôler la pression et le débit d'injection, et surtout que l'on soit en mesure de surveiller le déroulement des opérations.

Les équipements utilisés doivent être robustes pour résister à l'abrasion des particules du mortier. De plus, la clé du succès pour produire un coulis de qualité réside dans

l'efficacité du malaxeur colloïdal. Ce dernier est composé d'une pompe centrifuge ou d'un rotor à grande vitesse (>1500 rpm), d'un réservoir conique et de plusieurs conduites (Figure V-4). La pompe centrifuge produit un tourbillon d'une violente turbulence, qui crée énormément de cisaillement pour résulter en mélange rapide et homogène avec des grains de ciment séparés sans la présence d'amas. La capacité de production de cette pompe est de 120 litres/minute avec une pression maximale de trois bars. Les détails techniques de cette centrale d'injection sont présentés dans le Tableau V-4.

Plusieurs paramètres doivent être considérés durant le déroulement de l'injection. De ceux-ci, les plus importants sont la pression maximale, la pression de refus et le débit. La pression maximale est un paramètre critique qu'il ne faut pas dépasser sans courir le risque de causer des désordres importants au milieu traité. En effet, cette pression d'injection est capable d'engendrer des forces pouvant provoquer une fracturation hydraulique.

Bac	Vitesse rotation (rpm)	Pression (bars)	Débit (m3/heure)	Produc max (m3/heure)
500 litre	1500	0-100 bars	2-30	5.00

Tableau V- 4: Quelques caractéristiques de la centrale d'injection



Figure V- 4: Pompe type MG-10 employée pour les travaux d'injection

La pression de refus, quant à elle, est la limite qui détermine le moment d'arrêter l'injection. Certains suggèrent aussi à appliquer cette pression pour une période de temps entre 5 à 15 minutes. La surveillance du débit est indispensable. Ce dernier varie en fonction des caractéristiques rhéologiques du coulis, de la pression appliquée et des caractéristiques du milieu (ouverture et sévérité des fissures).

V.5.4 Le géo-synthétique anti-remontée de fissure

Un géo-synthétique de marque TENCATE, type PGM-G (Tableau V-5 et Figure V-6) est utilisé lors des travaux de réparation. La fiche technique de géotextile se trouve aussi dans [L'ANNEXE D]. C'est un matériau composite constitué d'un géotextile non-tissé de filaments continus, 100% polypropylène, renforcé par des fibres en verre. Ces produits sont largement utilisés pour lutter efficacement contre les remontées des fissures. Ils ont pour but d'étanchéfier la surface réparée, afin d'éviter que les eaux de ruissèlement n'atteignent les couches inférieures.

La technique consiste à interposer sous la couche bitumineuse de surface, le géo-synthétique imprégné de bitume. La première opération consiste à répandre le liant sous forme d'émulsion. La deuxième opération consiste à dérouler le géotextile après avoir attendu la rupture d'émulsion. Cette technique de mise en œuvre permet une pose correcte et sans plis avec une certaine garantie sur le collage de la nappe sur le support, puis sur le collage de l'enrobé à mettre en œuvre sur le géo-synthétique.

Masse surfacique (g/m ²)	Rétention Bitume (Kg/m ²)	Résistance à la traction en SP/ST* (KN/m)	Allongement à l'effort maximal (%)	Force à 2% déformation en (KN)	Module E filaments	Taille grilles (mm)
430	1.1	100/100	3	68/68	73000	40/40

Figure V- 5: Caractéristiques du Géo-synthétique utilisé type PGM-G 100/100

* résistance en SP : sens de production/ résistance en ST : sens en travers

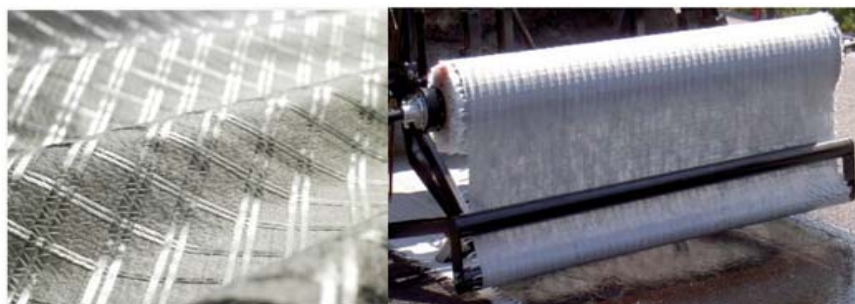


Figure V- 6: Le Géo-synthétique utilisé type PGM-G 100/100

V.6 Mise en œuvre du procédé d'injection

V.6.1 Principe général

Le principe de ce procédé d'injection est similaire aux méthodes d'injection et d'enrobage des tendons de post-tension dans les gaines de précontrainte (Figures V-7). L'injection de gaines avec un coulis adéquat assure plusieurs fonctions parmi lesquelles le remplissage des vides de la gaine sur toute sa longueur, ce qui peut garantir une protection contre les agents corrosifs. A terme, un enrobage incomplet des torons peut entraîner une corrosion perforante et causer leur rupture. L'injection de la gaine est donc une opération primordiale tant sur le choix du produit que sur la qualité de sa mise en œuvre qui conditionne la durabilité de l'ouvrage d'art.

Dans ce contexte, la fissure existante est assimilée à une gaine de précontrainte incluant les tendons de post-tension (Figure V-8a). L'introduction des matériaux de colmatage sera faite à l'aide de tubes métalliques spécialement conçus pour l'opération et fixés solidement dans les trous de forage avec du bitume uniquement. Ceci facilitera ultérieurement leur détachement en chauffant (Figure V-8.b et V-8.c).



Figure V- 7: Travaux d'injection dans le cas de la précontrainte

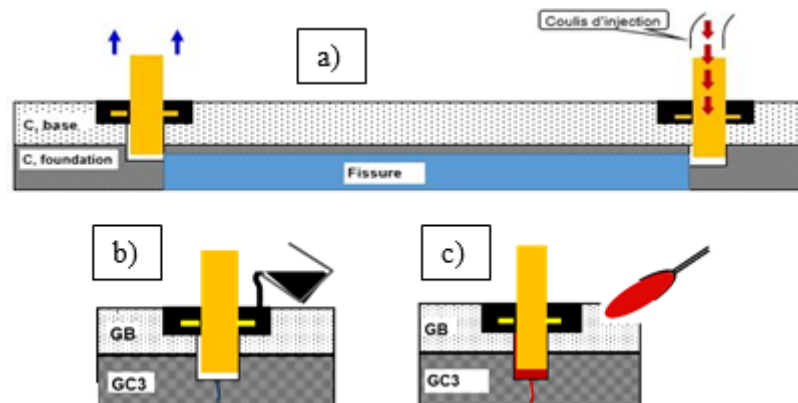


Figure V- 8: Description du principe du procédé

Légende : (a) Principe de l'injection (b) mise en place des tubes d'injection (c) détachement des tubes d'injection.

V.6.2 Processus d'injection

Une fois le support préparé, l'opération de réparation des fissures longitudinales peut commencer, en employant simultanément l'injection et le colmatage des fissures avec et/ou la pose de la géo-synthétique. Le déroulement du traitement des fissures (Figure V-9 et Figure V-10) est le suivant :

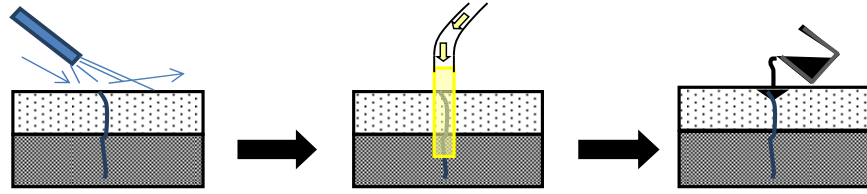
- 1) Un deuxième nettoyage de la zone fissurée à l'aide d'un compresseur.
- 2) Forage à partir de la surface de la couche de base jusqu'au milieu de la couche stabilisée en quelques points espacés de cinq ou dix mètres, ceci pour l'introduction des matériaux de colmatage par pression à l'aide des tubes métalliques. Quand les fissures sont rectilignes, on adopte un pas de 10 m et si elles présentent des changements de direction, on adopte un pas de 5m.
- 3) Colmatage superficiel des fissures avec du bitume entre tubes métalliques, ceci pour s'assurer que le produit d'injection ne sortira éventuellement qu'à travers les tubes métalliques.
- 4) Le pompage du produit de scellement. L'injection sera considérée comme réussie si le mortier sort à travers le prochain tube métallique distant de 05 à 10 mètres. L'opération est poursuivie de la même manière le long de la fissure.
- 5) Épandage d'émulsion sur l'étendue de la surface fraisée, bien sûr après l'enlèvement des tubes métalliques et remplissage des carottes.
- 6) En option et selon le degré de sévérité des fissures, une Géo-synthétique anti-fissuration "PGM-G" sera fixé.
- 7) la mise en œuvre d'une nouvelle couche de surface (6cm).

Il faut rappeler qu'il existe des zones déjà réparées, mais dans lesquelles l'injection été réalisée seule sans la mise en place d'un géo-synthétique et sans refaire la couche de surface, ou d'autres zones dont la réparation a été réalisée uniquement avec des méthodes classiques de maintenance avec l'emploi d'un renforcement seul, ou encore avec l'emploi du colmatage superficiel. Ces dernières ont été réalisées dans les premiers temps avant la mise en place de ce procédé. Les observations recueillies de ces méthodes de réparation vont servir pour évaluer les performances du procédé d'injection.

1. Nettoyage de la surface des fissures avec compresseur...etc.

2. Forage à partir de la surface GB jusqu'au milieu de la couche GC3 pour introduction des matériaux de colmatage par pression.

3. Colmatage superficiel des fissures avec bitume.



3. Répandage d'émulsion.

4. Fixer le géo-synthétique afin qu'il n'y ait pas de flottement le long de la fissure.

6. Mettre en œuvre rapidement le BBSG.

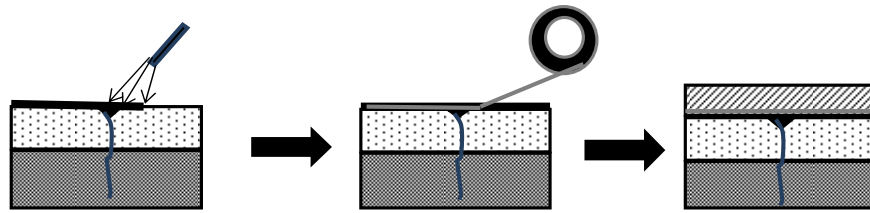


Figure V- 9: Photos du processus des travaux



Figure V- 10: Réalisation sur site

V.7 Résultats et performances

V.7.1 Aspect fonctionnel

Le premier indicateur d'achèvement de l'injection est lorsque le mortier sort à travers les tubes métalliques (Figure V-11). Bien que les fissures ne soient pas, pour la plupart, rectilignes ou curvilignes, le mortier pénètre aisément avec une pression variant de 01 à 03 bars. En plus, on constate que la perte de produit d'injection en surface est presque nulle.

Un autre aspect à prendre en considération est le rendement des travaux d'injection. Une équipe comprenant cinq travailleurs peut exécuter jusqu'à 500 mètres linéaires d'injection par jour. On remarque également les points suivants : 1) la méthode est caractérisée par une bonne facilité de mise en œuvre, 2) il n'y a pas de besoin de main d'œuvre qualifiée, 3) il est possible d'injecter avec une multitude de produits similaires, 4) on peut opérer sans le fraisage de la chaussée.



Figure V- 11: Le produit d'injection sort du prochain tube

V.7.2 Evaluation structurelle

L'évaluation de la capacité portante des zones réparées est indispensable pour prononcer la réussite de l'opération d'injection. Les mesures de portance ont été réalisées avec le Falling Weight Deflectometer (FWD). Cette équipement de mesure dont le principe a été déjà expliqué dans le chapitre II est moins rapide et nécessite une déviation du trafic routier, mais il est plus précis car il emploie des charges dynamiques importantes (1700 kpa).

La capacité portante du corps de chaussée est évaluée à l'aide de l'indicateur structurel IS₃₀₀ qui correspond à la différence de fléchissement (en microns) sous le centre de la charge et à 300 mm du centre. Des valeurs IS₃₀₀ élevées correspondent à des valeurs de capacité portante faible. D'autre part, le dispositif permet de donner directement une estimation du module résilient de chaque couche à travers un calcul itératif.

Le tableau V-5 donne la moyenne des mesures de l'indice structurel pour trois sites réparés, et la Figure V-12 présente les valeurs de calcul du module réversible des différentes couches pour le cas du site n°03. Les résultats montrent une amélioration des indices après travaux d'injection. Ceci est une preuve de la réussite de la méthode d'injection.

Zone	Chainage (km)		IS300 (micron)	
01	82+573	82+799	43	39
02	86+100	86+180	49	37
03	88+100	87+880	33	30
04	100+197	100+426	-	-

Tableau V- 5: Mesures FWD des sites réparés

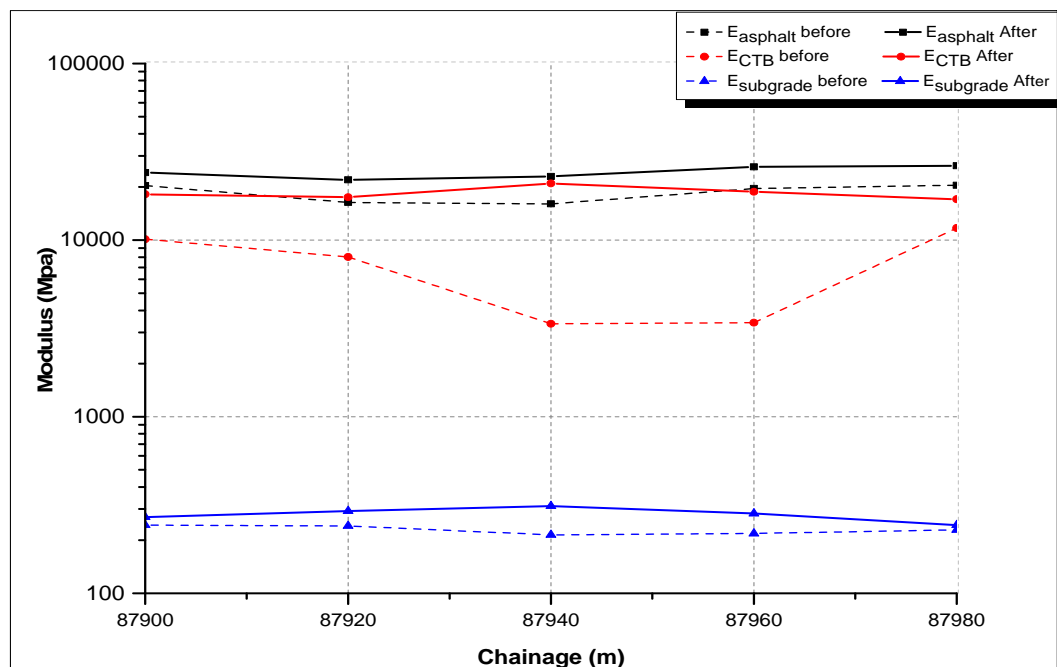


Figure V- 12: Module résilient des couches avant et après travaux d'injection (Cas de la zone 03)

En plus, dans la Figure V-12 on peut apprécier la variation des modules réversibles avant et après travaux de d'injection. On peut aussi constater l'amélioration importante du module résilient dans le cas de la couche traitée, surtout dans les parties où la sévérité est importante. Pour la couche de roulement, l'amélioration est visible aussi, mais ceci est due essentiellement à la mise en place d'une nouvelle couche de surface. Par contre, dans le cas du sol support, on constate une légère amélioration. Ceci peut être expliqué par une quantité de mortier qui a pénétré à l'intérieur du sol support. Cette observation confirme l'efficacité de la méthode pour limiter la perte de coulis à l'intérieur du sol support. Si la quantité de mortier utilisé est supérieure, on aura en effet une amélioration excessive du module résilient du sol support.

V.7.3 Autres travaux de carottage

Après les travaux d'injection, un autre carottage a été exécuté afin de vérifier la situation à l'intérieur de la chaussée.

Les résultats démontrent que toutes les carottes peuvent être extraites sur toute leur longueur. L'inspection visuelle des carottes montrent aussi les fissures parfaitement scellées dans leurs longueurs (Figure V-13). Le coulis de mortier a pénétré à travers les fissures et à restauré l'intégrité de la chaussée. Ces constatations ont été confirmées par l'amélioration des performances mécaniques (voir § précédent).



Figure V- 13: Carottage après injection

V.7.4 Evaluation à long terme

L'évolution des fissures scellées a été surveillée pendant trois années. Les résultats ont été comparés avec quatre autres méthodes de maintenance exécutées dans le même tronçon routier dans des conditions similaires de trafic et de climat (Tableau V-6). Ces résultats représentent le bilan annuel des fissures existantes. Ceci malgré l'exécution de deux campagnes de mesure par année, dont la première au mois de Mars et la 2ème au mois de Septembre. Les méthodes de maintenance employées sont :

- 1) le colmatage classique qui consiste à reboucher superficiellement et remplir les fissures avec du bitume fluidifié ;
- 2) Mettre en place une nouvelle couche bitumineuse de 06 cm après fraisage ;
- 3) Mettre en place une nouvelle couche bitumineuse de 06 cm accompagné d'un géotextile anti-remontée de fissuration
- 4) Faire uniquement de l'injection, sans réfection de la couche de revêtement et sans la mise en place d'un géotextile.

Les trois premiers modes de réparation (N°1, N°2 et N°3) ont été exécutés avant la mise en place du procédé d'injection (une moyenne de 06 mois). En effet c'est leur performance contestée qui a incité à la mise en place du procédé. Dans le cas de l'injection seule (N°4), elle était testée uniquement dans une seule zone afin d'apprécier son apport découpé de celui de la mise en place d'une nouvelle couche bitumineuse, ou de celui de la mise en place d'un géotextile anti-remontée de fissuration. Autre remarque, dans la case « réparation avec le procédé » (N°5), nous avons regroupé les observations pour l'ensemble du linéaire réparé avec ce procédé c'est-à-dire les : 04 zones mentionnées dans le Tableau V-1.

Méthode de réparation	Avant réparation		01 année		02 années		03 années	
	Long (m)	Larg (mm)	Long (m)	Larg (mm)	Long (m)	Larg (mm)	Long (m)	Larg (mm)
1) Rebouchage et remplissage	108	10	111	5	116	5	-	-
2) Couche bitume (06 cm)	210	8	7	3	23	5	42	5
3) Couche bitume + Geotextile	35	20	0	0	2.1 (*)	5(*)	5 (*)	5 (*)
4) Injection (seule)	150	25	0	2.50	~1	0	9	4
5) Le procédé d'injection	667	5	0	0	0	0	33.5	~2

Tableau V- 6: Observation de l'évolution des fissures dans les zones réparées

* apparue à côté de la zone réparée.

Les résultats indiquent que les performances techniques du procédé (N°5) sont très satisfaisantes. Deux années après l'exécution, on remarque l'inexistence de développement de fissure à la surface de la route, contrairement aux méthodes de maintenance (N°1, N°2 et N°3), pour lesquelles les fissures ont resurgi très rapidement. Par contre, à partir de la 3ème année, les fissures commencent à resurgir, ce qui est dû à plusieurs causes parmi lesquelles, l'injection est réalisée sur une partie du remblai et non pas sur la totalité. Néanmoins le niveau de récurrence des fissures est inférieur à 5%, ce qui implique que le procédé est toujours performant.

En plus, on constate que l'injection seule (N°4) a contribué aux mêmes résultats, cela soutient l'importance de l'injection dans la réparation des chaussées mixtes en comparaison de l'emploi des Géotextiles et de la réfection de la couche de surface. Toutefois ce résultat n'est pas évident du fait que l'injection seule a été réalisée dans une seule zone avec un linéaire de 150 m. Il serait intéressant d'étendre l'emploi de cette manière de réparer à plusieurs zones pour valider les performances.

V.7.5 Efficacité du traitement

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la performance d'un traitement, parmi lesquelles on distingue celle qui est basée sur la détermination de l'efficacité d'un traitement. Cette dernière est définie par la valeur de succès, qui est mesurée en tant que pourcentage de la partie totale du traitement qui n'a pas échoué [FHWA, 1999]. La première étape sera de déterminer la quantité échouée par rapport à la quantité totale, ainsi l'efficacité du traitement s'obtiendra en utilisant l'expression suivante :

$$\text{Efficacité} = 100 - \% \text{ échoué} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec : $\% \text{ échoué} = 100 \times [\text{Longueur échouée du traitement} / \text{Longueur totale du traitement}]$

En surveillant régulièrement les zones traitées, une représentation graphique de l'efficacité d'un traitement peut être générée comme celle représentée sur la Figure V.14.

De cette figure, la durée de vie prévue du traitement utilisé sur une zone fissurée peut être définie comme le moment où l'efficacité a chuté à 50%. En d'autres termes, les graphiques comme ceux présentés dans la Figure V.14 peuvent être utilisés pour déterminer le moment où les traitements supplémentaires peuvent devenir nécessaires [FHWA, 1999].

Les résultats montrent clairement que l'emploi d'une telle méthode de réparation nécessitera une seule intervention pendant la durée de vie du cas d'étude qui est égale à vingt ans. Même remarque dans le cas de l'injection seule, mais par contre les autres méthodes de réparation nécessiteront entre 02 à 5 interventions. Ces constatations confirmeront l'efficacité de ce procédé

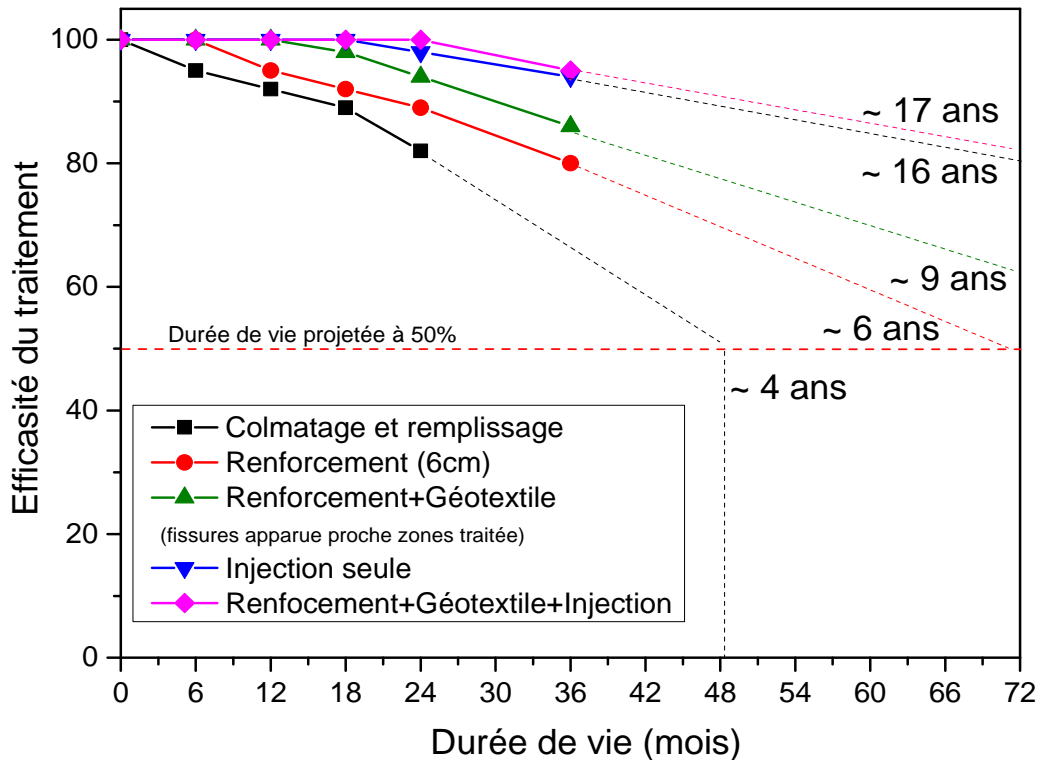


Figure V- 14: Efficacité du traitement

V.7.6 Rentabilité du traitement

Additivement à l'aspect technique, il est important de considérer le cout effectif de l'opération en comparaison avec les autres méthodes. En ce sens, l'étude est faite en considérant les prix unitaires et les données des fissures apparues pour un kilomètre d'autoroute réparé. La durée de vie de la route étant de 20 ans, nous avons constaté que la réparation avec ce procédé nécessite une seule injection pendant cette durée contre une application tous les 10 ans pour l'emploi du géotextile seul, cette information étant confirmée par les travaux de DAVIS [DAV 05]. Pour le colmatage classique, l'opération doit être répétée une fois tous les deux ans [JOH 00].

Dans ce contexte, la Figure V.15 présente le calcul de coût effectif pour plusieurs variantes de maintenance.

Il en ressort que le coût des travaux d'injection représente seul la moitié du coût de l'emploi du géotextile, tandis que le coût du colmatage superficiel est le moins cher mais comparable au coût de l'injection seule en tenant compte de la durée de service de la route. De ce fait il est clair que le procédé d'injection présente un coût effectif très intéressant.

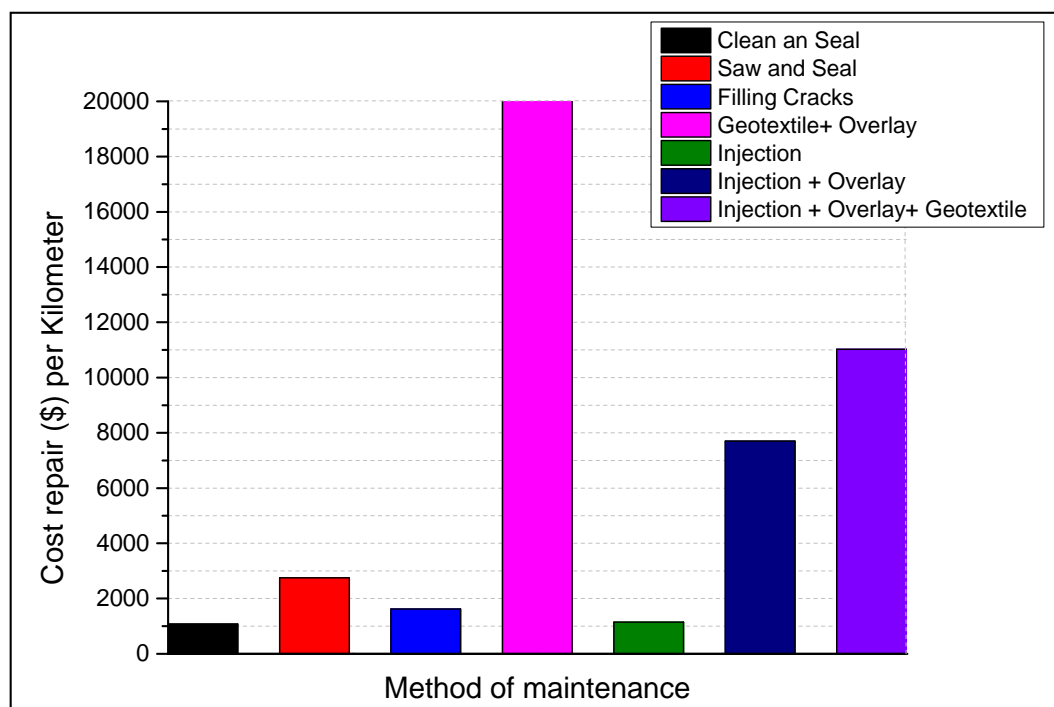
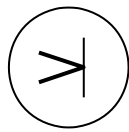


Figure V- 15: Le coût effectif de maintenance pour différentes méthodes

V.8 Conclusion- partie C

L'objectif recherché dans cette partie est le développement d'une méthode d'injection des fissures longitudinales sur site caractérisée par une efficacité, rapidité d'exécution et un coût financier acceptable. De ce fait, à travers l'évaluation des zones réparées, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1) Une réparation combinée selon le procédé décrit, avec l'emploi de l'injection sous pression et l'emploi de géo-synthétiques permet de freiner définitivement la remontée des fissures, pendant la durée de vie de la chaussée. Toutefois, l'injection seule des matériaux de scellement peut satisfaire cet objectif.
- 2) Les mesures de capacité portante des zones réparées ont montré une amélioration significative de la portance par rapport à l'état initial fissuré.
- 3) Le coût financier de l'emploi des matériaux de scellement est moindre en comparaison avec celui des géo-synthétiques.
- 4) Il est vivement recommandé de ne pas traiter la partie fissurée seule, mais toute la zone de remblai, ceci pour un résultat optimal.



CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Conclusion générale

Les chaussées à structure mixte présentent une alternative intéressante pour retarder l'apparition de la fissuration en surface. Ceci permettra de profiter longtemps des avantages de ce type d'assise traitée aux liants hydrauliques, surtout en matière de cout et de robustesse. Cependant l'expérience nationale (autoroute Est-Ouest) dans ce type de chaussée a montré une apparition de fissuration prématurée inopportune.

L'objectif de cette étude était donc de connaître les causes de cette apparition prématurée, et d'apporter ainsi une meilleure compréhension du mécanisme de fissuration dans le cas des structures mixtes. Il serait essentiel aussi de proposer une solution appropriée d'entretien et de réparation pour limiter les conséquences de la fissuration.

Dans la première partie, nous avons réalisé un état de l'art sur le phénomène de fissuration. Cela a permis de répertorier les causes probables de ce type de détérioration. Ensuite, nous avons porté notre attention sur l'implication des causes affirmées dans l'évolution des mécanismes de détérioration qui ont conduit à l'apparition des fissures observées. Nous avons pu constater que savoir correctement prédire la fissuration est une tâche complexe par la multitude des intervenants en causes, mais indispensable pour une évaluation correcte des risques. Ceci est aussi vrai pour mettre en place des solutions de traitement efficaces qui nécessiteront une détermination délicate des causes et une bonne compréhension du mécanisme de détérioration. L'ensemble des données recueillies dans cette partie nous a permis de nous positionner vis-à-vis du problème qui nous a été posé et de prévoir une démarche expérimentale appropriée afin d'atteindre les objectifs fixés.

La deuxième partie représente le noyau de ce mémoire, voué à l'élaboration d'un diagnostic structuré des causes de la fissuration d'une chaussée à structure mixte (le cas d'étude). En ce sens, une évaluation fonctionnelle et une autre structurelle sont réalisées dans le but d'accumuler des informations sur le tronçon à analyser. Évidemment, cela est réalisé en prenant en considération : la spécificité des matériaux utilisés, les caractéristiques du sol support ou de son environnement, l'état du trafic, les changements climatiques subis et autres paramètres affectant le comportement d'une chaussée. A travers cette étude forensique nous avons pu constater que la spécificité du lien entre « défaut de fissuration » et « une cause »

est difficilement identifiable nécessitant plusieurs investigations supplémentaires pendant les étapes du diagnostic. C'est pour cette raison que la validation des causes responsables devient indispensable, puisque la simple présence d'une cause n'implique pas automatiquement que celle-ci est responsable de la fissuration apparente.

Nous avons pu confirmer que le mécanisme de fissuration, dans le cas de la structure mixte traitée aux liants hydrauliques étudiée est engendré par plusieurs causes. En effet, Il apparait clairement que l'emploi de sols argileux, la spécificité du climat semi-aride de la région, le trafic et les caractéristiques de la couche de fondation traitée sont les causes majeures de la fissuration prématurée. Qu'elles agissent simultanément ou en série, dans tous les cas elles sont étiquetées comme un problème qui actionne le mécanisme. Cependant la contribution de chacune des causes peut varier d'un endroit à un autre, ce qui influera sur l'évolution du mécanisme dans le temps. Le stade d'évolution de la fissuration n'étant pas connu au début de l'analyse, il n'est donc pas aisé de quantifier l'influence de chacune des causes potentiellement présentes. Dans tous les cas, cette 2^{ème} partie nous a permis de mettre en évidence la nécessité absolue de réaliser des expertises dans plusieurs domaines pour qualifier, quantifier et évaluer les caractéristiques et les propriétés de la chaussée étudiée. Elles permettront de mieux cerner et comprendre le mécanisme de dégradation en cours.

Dans la troisième partie, nous nous sommes intéressés à la mise en place d'une solution pour traiter cette pathologie. A partir des caractéristiques des solutions existantes, et la compréhension du mécanisme acquise dans la 2^{ème} partie, nous avons pu définir quelles devaient être les propriétés d'un procédé retardataire de fissuration efficace. Plus particulièrement, pour l'aspect de renfort, pour pallier les insuffisances structurelles constatées, et pour l'aspect d'accrochage entre couches qui est très indispensable dans le cas des systèmes mixtes ou semi-rigides. Nous avons vu également que les solutions existantes donnaient des résultats acceptables mais que les concessionnaires routiers leur reprochaient leur coût élevé et leur difficulté de mise en œuvre. Sur ces deux points, la nouvelle solution développée est innovante. En effet, on a démontré à travers une étude comparative la faisabilité et la viabilité économique de ce type de traitement. De plus, cette solution présente une grande variété dans le choix des produits utilisés et une simplicité d'exécution avec l'emploi d'un matériel léger. La mise en œuvre est donc plus aisée même sous circulation ou pour les réparations locales.

En vue d'évaluer les performances de la nouvelle solution, nous avons poursuivi notre étude bibliographique sur l'analyse des moyens expérimentaux caractérisant les performances des techniques de réparation et d'entretien des fissures. Après avoir sélectionné les essais ty-

piques, nous avons décidé de les utiliser pour effectuer une première évaluation des performances de la solution développée en comparaison avec quelques solutions existantes.

D'une part, la campagne d'essais non destructifs et destructifs nous a conduits à des résultats encourageants du point de vue efficacité de la solution pour remédier aux insuffisances structurelles. D'autre part, les observations à long terme dont les derniers résultats sont obtenus au moment de la rédaction de ce mémoire. Elles nous ont déjà permis d'observer une certaine longévité de la solution vis-à-vis des conditions du trafic et du climat, mais ne nous permet pas encore de conclure quant à son efficacité.

Nous pouvons donc conclure à l'issue de cette étude que la détection des véritables causes de la fissuration est une étape indispensable pour la bonne compréhension du mécanisme actionnant ce genre de dégradation. Ceci va contribuer énormément à une prise en charge rationnelle des conséquences et une gestion efficace du patrimoine routier. Nous pouvons espérer que la prise en compte de critères développés dans cette étude va contribuer à une meilleure prise en charge du problème de fissuration ressurgi dans l'autoroute Est-Ouest et à une vulgarisation de l'emploi des chaussées à structures mixtes dans la construction des routes au niveau national.

Perspectives

Au-delà des résultats prometteurs de cette étude, des perspectives apparaissent aussi bien sur le plan de la modélisation que sur la mise en place des systèmes experts de chaussée pour mieux appréhender et détecter le phénomène de fissuration dans des conditions d'exposition réelles.

Perspectives de modélisation :

Ce travail doit se poursuivre pour aller vers une prédiction quantitative de la fissuration induite par l'emploi des structures mixtes. Cette prédiction doit passer par la modélisation numérique du phénomène en fonction des conditions environnementales. En effet les expérimentations menées sur site ou en laboratoire peuvent constituer une base de données importante qui facilitera la compréhension du mécanisme d'apparition des fissures. Cependant elles ont le désavantage de la non prédiction du phénomène pour une multitude de situation. De ce fait la simulation numérique, malgré sa dépendance aux paramètres introduits et conditions aux limites, permettra d'avoir une certaine visualisation concrète ainsi qu'une résolution mathématique du phénomène étudié.

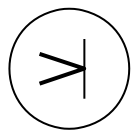
Le vrai challenge d'une telle simulation, c'est la connaissance appropriée des lois de comportement des matériaux du corps de chaussée. Parmi ces derniers figure la couche bitumineuse de surface, qui apparaît comme un élément clé régissant la réponse de la structure, et surtout face à l'apparition de la fissuration de surface. Les enrobés bitumineux, en général sont considérés comme des matériaux ayant un comportement viscoélastiques linéaires, c'est à dire que leurs propriétés mécaniques dépendent de la durée ou fréquence des sollicitations, et de la température du milieu. Le comportement de tel matériau est intermédiaire entre celui d'un solide élastique idéal et d'un liquide visqueux newtonien. Pareillement, pour le sol argileux du remblai, qui est caractérisé par un comportement expansif, induisant ainsi des préjudices directs aux corps de chaussée. Comme on a vu dans la proposition du mécanisme, les dégradations sont attribuées au changement volumétrique du sol argileux, suite à : 1) la modification de l'état de contraintes extérieures, qui mène à un nouvel état d'équilibre ou de rupture, 2) le changement de l'état hydrique, ce qui conduit à la modification des pressions interstitielles, ou bien à 3) un effet physico-chimique liés au phénomène d'adsorption d'eau des particules élémentaires de l'argile et qui entraîne une augmentation de volume. Ce phénomène est fortement conditionné par divers paramètres tels que la nature des minéraux

argileux, leurs propriétés physico-chimiques, l'arrangement dans l'espace des particules, la concentration ionique des fluides et surtout la succion totale régnant dans le sol. D'autres part, dans ce genre de problème, les méthodes classiques de résolution sont basées sur la Méthode des Eléments Finis (MEF). En raison de la présence d'une singularité en fond ou en haut de la fissure, la MEF souffre de plusieurs défauts. Son taux de convergence n'est pas optimal. De plus, en cas de propagation de la fissure, le domaine doit être remaillé. D'autres méthodes de résolution devront être utilisées comme la méthode d'éléments finis étendus, baptisée XFEM, qui s'affranchit de ces inconvénients. Dans cette méthode, la base éléments finis est enrichie par des fonctions de forme spécifiques qui représentent la séparation du matériau et la singularité de fond ou le haut de fissure. Ainsi, domaine et fissure sont indépendants et le taux de convergence est optimal.

Perspectives de mise en place de système expert de gestion :

Le deuxième axe des perspectives est lié à la problématique de la prise de décision face au risque fissuration. En particulier, formaliser la phase d'estimation de l'urgence et de la priorité des opérations de maintenance, d'amélioration et d'entretien. L'accent est mis également sur la quantité, la qualité et l'homogénéité des données utiles à la décision. Donc la finalité de ce volet, serait de se doter d'un outil de traitement de l'information et d'aide à la décision permettant de gérer le patrimoine routier envers les conséquences de la fissuration, et à travers une maintenance préventive optimisée.

Dans un premier temps, il s'agit de rassembler l'ensemble des informations issues de la phase diagnostic, ensuite, de les intégrer dans une base de données relationnelle et géo-référencée selon un modèle de performance que ce soit un modèle empiriques-mécanistiques ou un modèle mécanistique-empirique. Dans ce domaine de la gestion des crises, les systèmes d'information géographiques « SIG » constituent des outils particulièrement intéressants notamment parce qu'ils sont susceptibles de fournir une vue synthétique de l'extension géographique de l'ensemble des risques liée à la fissuration, ainsi que les nuisances potentielles des événements vulnérables présents dans les zones étudiées.



BIBLIOGRAPHIE

- A -

- [ADA, 2004] Adaska, W. S., & Luhr, D. R. (2004). Control of reflective cracking in cement stabilized pavements. In Proceedings of Fifth International RILEM Conference on Cracking in Pavements, pp. 309-316. RILEM Publications.
- [AMB, 2012] Ambassa, Z, F Allou, C Petit, and R M Eko. "Top-down and bottom-up fatigue cracking of bituminous pavements subjected to tangential moving load." 7th RILEM international conference on cracking in pavements. Delft, Netherlands: Springer, 2012. 675-685.
- [ASS, 1987] Assaf, Gabriel J. 1987. A.G.I.R Project (Auscultation et gestion des infrastructures routière or Road infrastructure inspection and management). Québec : ministère des Transports du Québec. Présentation inédite.
- [ASS, 2003] Assaf, Gabriel J. 2003. MGC-840 : Conception et réhabilitation des chaussées. Notes du cours MGC-840 du programme de Maîtrise en génie de la construction, Montréal (QC) : École de Technologie Supérieure.
- [ASS, 2004] Assaf, Gabriel.J. 2004. MGC-835 : Évaluation des chaussées. Notes du cours MGC-835 du programme de Maîtrise en génie de la construction, Montréal (QC): École de Technologie Supérieure.

- B -

- [BAE, 2006] Baek, J., & Al-Qadi, I. (2006). Finite element method modeling of reflective cracking initiation and propagation: Investigation of the effect of steel reinforcement interlayer on retarding reflective cracking in hot-mix asphalt overlay. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, no 1949, p. 32-42. DOI: 10.3141/1949-04.
- [BAE, 2010] Baek, C. M. (2010). Investigation of top-down cracking mechanisms using the viscoelastic continuum damage finite element program. Phd thesis, North Carolina State University.
- [BAZ, 2002] Bažant, Z. P., and Jirasek, M. (2002). "Nonlocal integral formulations of plasticity and damage: Survey of progress." J. Eng. Mech., 128(11), 1119–1149.
- [BEK, 2003] Bekkouche, A., Djedid, A., & Aissa Mamoune, S. M. (2003). Identification et prévision du gonflement des sols expansifs. In Third International Symposium IS LYON (22-24 Septembre 2003), Lyon, France (pp. 141-149).
- [BEK, 2001] BEKKOUCHE A., DJEDID A, AISSA MAMOUNE S.M. (2001), Identification des sols expansifs, Séminaire national de génie civil 2001, Sidi BelAbbes, Algérie

- [BEL, 2010] Belhannachi Chikhi Nassira., Thèse de doctorat : Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine, Constantine, 2004.
- [BEN, 2010] Bennert, T. A. (2009). A rational approach to the prediction of reflective cracking in bituminous overlays for concrete pavements (Doctoral dissertation, Rutgers, The State University of New Jersey).
- [BHO, 2012] Bhoraskar, R., Vankadhara, N., Raman, B., & Kulkarni, P. (2012). Wolverine: Traffic and road condition estimation using smartphone sensors. Fourth International Conference on Communication Systems and Networks (COMSNETS), January. (pp.1-6) IEEE.
- [BOU, 2006] BOUSSAFIR, Y. (2006). Les effets de la sécheresse sur les chaussées à faible trafic dans la region Centre. JNGG'2006 : journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Lyon, France. (pp.17-24), INSA Lyon.
- [BRU, 2005] Bruxelles, Claude. 2005. CTN-535 : Construction et dimensionnement des chaussées. Notes du cours CTN-535 du programme de Baccalauréat en génie de la construction, Montréal : École de Technologie Supérieure.
- [BNEDER 2007] Bneder (Bureau national des études du développement rural), 2007. Carte des domaines bioclimatiques de L'est Algérien. Alger : Bneder
- [BON 2004] : Bonnet S., Thèse de doctorat : Matériaux cimentaires à haute déformabilité par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usagés. Université Paul Sabatier, Toulouse, 2004.
- [BOZ, 2002] Bozkurt, D. (2002). Three-dimensional finite element analysis to evaluate reflective cracking potential in asphalt concrete overlays (Doctoral dissertation, University of illinois at Urbana-champaign).
- [BUT, 1994] Butt, A. A., Shahin, M. Y., Carpenter, S. H., and Carnahan, J. V. (1994). "Application of Markov Process to Pavement Management Systems at Network Level." In Conference Proceedings 2: Third International Conference on Managing Pavements, Transportation Research Board, Washington, D.C. pp.159-172, TRB.
- *G* -
- [CAL, 1992] Caltabiano, M. A., and R. E. Rawlings. Treatment of Reflection Cracks in Queensland. In Proceedings of the Seventh International Conference on Asphalt Pavements, Nottingham, England, 1992, pp. 1-21.
- [CAM, 2007] Cammisano, D. (2007). Développement d'un outil de diagnostic et de confirmation des causes de détérioration des chaussées flexibles (Doctoral dissertation, École de technologie supérieure).

- [CEL, 2009] CESOLINI Elonora, DRUSIN Stefano, La capacité portante des chaussées à haut rendement et en rapport à l'appel d'offre, Conférence MAIRPAV 6, les 8-10 Juillet 2009, Torino Italie, Siiv.net.
- [CHE, 1994] Cheetham, A., and Beck, B. (1994). "Integration of a Pavement Management System and a Geographic Information System in South Carolina." In Conference Proceedings 1: Third International Conference on Managing Pavements, Transportation Research Board, Washington, D.C. 112-119,TRB.
- [CHE, 2010] Chen, D. H., Hong, F., & Zhou, F. (2010). Premature cracking from cement-treated base and treatment to mitigate its effect. Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 25, no 2, p. 113-120. DOI: 10.1061/ (ASCE) CF.1943-5509.0000140.
- [CHO 2006] CHO, Y. H., LEE, K. W., & RYU, S. W. (2006). Development of cement-treated base material for reducing shrinkage cracks. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1952), 134-143. DOI: 10.3141/1952-15.
- [CHEN, 2007] Chen, D. H. (2007). Field and lab investigations of prematurely cracking pavements. Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 21, no 4, p. 293-301.
- [COL, 1997] Colombier, G. (1997). Cracking in Pavements: Nature and Origin of Cracks. Prévention of Réflective Cracking in Pavements, RILEM Report 18, pp. 1–15. DOI: 10.1061/ (ASCE) 0887-3828(2007)21:4(293).
- [COR, 1995] Corté, J-F., Odéon, H. et Boutonnet, M. " Vérification au gel des structures de chaussées". Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, vol. 198, 1995, p. 13-27.
- [CRO, 1993] Cross, S.A., & Brown, E.R. (1993). Effect of Segregation on Performance of Hot-Mix Asphalt Transportation Research Record, no. 1417, p. 117-126.

~~- D-~~

- [DAU, 1987] Dautzats, M. and Rampal, A. (1987). Mechanism of Surface Cracking in Wearing Courses. Proceedings, 6th International Conference Structural Design of Asphalt Pavements, The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, July 1987, pp. 232-247.
- [DAV 05] DAVIS, L. "Chip sealing over fabric in Borrego Springs, California". Geotechnical Special Publication, 130(142), 311. Doi: 10.1061/40776(155)24, 2005.

- [DAW, 2010] Dawson, A. Pavement Performance & Remediation Requirements following Climate Change (P2R2C2). Summary Final Report, ERA-NET ROAD, University of Nottingham, October 2010.
- [DEB, 2000] De Bondt A., “Effect of reinforcement Properties”. Proceedings PRO11. 4th international RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements-Research in Practice. Edited by A. O. Abd El Halim, D. A. Taylor and El H. H. Mohamed. RILEM. Ottawa, Ontario, Canada. March 2000. (Pp.13-22).
- [DEF, 2003] De Freitas, E., Pereira, P., & Picado-Santos, L. (2003). Assessment of top-down cracking causes in asphalt pavements. In third Int. Symp. On Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, Guimarães, Portugal, p. 555-564.
- [DES, 2003] Dessau-Soprin inc. 2003. Cahier des Charges Spéciales pour la Construction des Rues, édition révisée le 31 juillet 2003, Laval, (Qc). Dessau-Soprin Inc. 120 p.
- [DJE, 2001] Djedid, A., Bekkouche, A., & Mamoune, S. M. A. (2001). Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES, 67-76.
- [DOR, 1990] Doré, G. and Savard, Y., ‘Analysis of Seasonal Pavement Deterioration’, Proceedings of the TRB 77th Annual Meeting, Washington D.C. no 981046, TRB.

- *E* -

- [EJJ, 2008] Ejjaouani, H. (2008). Interactions of foundations and expansive soils: pathology, calculations and experimental studies (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts ParisTech).
- [ELS, 2011] ELSEIFI, M., & BANDARU, R. “Cost Effective Prevention of Reflective Cracking in Composite Pavements”. No. FHWA/LA. 11/478. Louisiana Transportation Research Center, 2011.
- [EN 12697-1, 2006] Standardization, E. European Standard EN 12697-1. Bituminous mixtures-Test methods for hot mix asphalt-Part 1, 2006.

- *F* -

- [FAR, 2005] FARSHAD A. “Potential applications of paving fabrics to reduce reflective cracking”. No. FHWA/MS-DOT-RD-05-174. Jackson State University, 2005.
- [FHWA, 1999] Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, “Materials and Procedures for Sealing and Filling Cracks in Asphalt-Surfaced Pavements”, FHWA-RD-99-147, Washington, DC, 1999.

[FLO, 2005] Florence, C. (2005). Experimental study of reflective cracking and overall ultimate yield strength model of periodic lattices. Doctoral dissertation. Ecole des Ponts ParisTech.

~~- G -~~

[GAR, 1932] Gary, B. E. and G. E. Martin, Resurfacing with Bituminous Types of Surfaces, Proceedings of Highway Research Board, National Research Council, Washington D.C., Vol. 12, 1932, pp. 177–192.

[GEO, 1968] George, K.P., “Shrinkage Characteristics of Soil-Cement Mixtures”, Highway Research Record 255, Washington D.C., 1968.

[GER, 1987] Gerritsen, A.H.; van Gorp, C.A.P.M.; van der Heide, J.P.J.; Molenaar, A.A.A. and Pronk, A.C. (1987). Prediction and Prevention of Surface Cracking in Asphaltic Pavements. Proceedings, 6th International Conference Structural Design of Asphalt Pavements, The University of Michigan. Ann Arbor, Michigan, July 1987, pp. 378-391.

[GUT, 2002] Guthrie, W. S., Sebesta, S., & Scullion, T. (2002). Selecting optimum cement contents for stabilizing aggregate base materials (No. FHWA/TX-05/7-4920-2.). Texas Transportation Institute, Texas A & M University System.

[GRI, 1994] Grivas, D., and Schultz, B. C. (1994). “Integration of Pavement and Bridge Management Systems: A Case Study.” In Conference Proceedings 1: Third International Conference on Managing Pavements, Transportation Research Board, Washington, D.C. Pp: 22-28, TRB.

[GTR, 2000] Technique, G. (2000). Guide Technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I, principes généraux, LCPC/Setra.

~~- H -~~

[HAA, 1994] Haas, Ralph. Hudson, W.Ronald. & Zaniewski, John. 1994. Modern Pavement Management, édition originale basé sur Pavement Management Systems. Malabar, Floride: Krieger publishing company, 583 p.

[HAC, 1999] Hachichi, A., & Fleureau, J. M. (1999). Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. Revue française de Géotechnique, (86), 37-51.

[HAN, 2013] HAN J, GAUTAM A, POKHAREL S K, PARSONS R L. “Tolerable strains for hot mix asphalt overlays over concrete pavements”. No. K-TRAN: KU-08-3. Environmental & Architectural Engineering Department, University of Kansas Civil, 2013.

- [HAR, 2008] Harmelink, D., Shuler, S., & Aschenbrener, T. (2008). Top-down cracking in asphalt pavements: causes, effects, and cures. *Journal of Transportation Engineering*, vol. 134, no 1, p. 1-6. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2008)134:1(1).
- [HIL, 2014] HILDEBRAND Gregers, RASMUSSEN Søren, Development of a high-speed deflectograph, Report 117 [en ligne]. Denmark: Road Directorate, Danish Road Institute, November 2002. Disponible sur: <ftp://ftp.greenwood.dk/tsd/pdf/117vi.pdf> (consulté le 23.12.2014).
- [HIL, 1991] Hill, L., Cheetham, A., and Haas, R. (1991). "Development and implementation of a pavement management system for Minnesota." *Transportation Research Record* 1311, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [HIM, 1987] Himeno, K., Watanabe, T., and Maruyama, T. "Estimation of fatigue life of asphalt pavement". *Proceedings, 6th International Conference on structural Design of Asphalt pavements*, Ann Arbor, USA. July 13-17, Vol. I (1987) pages 272-289.
- [HO, 2010] HO, A. C. (2010). *Optimisation de la composition et caractérisation d'un béton incorporant des granulats issus du broyage de pneus usagés: application aux éléments de grande surface*. Université Paul Sabatier, Toulouse, 2004.
- [HOL, 1991] Holtz, Ronald. D., Kovacs, William. D. 1991. *Introduction à la géotechnique*. Montréal, (Qc): École de Polytechnique de Montréal, 808 p.
- [HONG, 2006] Hong, G. T., Bulut, R., Aubeny, C. P., Jayatilaka, R., & Lytton, R. L. (2006). Design model for roughness and serviceability of pavements on expansive soils. *Transportation research record*, (1967), 103-111.
- [HUD, 1994] Hudson, W. R., and Hudson, S. W. (1994). "Pavement Management Systems Lead the Way for Infrastructure Management Systems." In *Conference Proceedings 2: Third International Conference on Managing Pavements*, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- [HUG, 2000] HUGHES, J. J., AND SOMERS, E. "Geogrid Mesh for Reflective Crack Control in Bituminous Overlays". No. PA 200-013-86-001, Pennsylvania Department of Transportation, 2000.

- *J* -

- [JAN, 1990] Janoo, V.C. and Berg, R.L., 'Thaw Weakening of Pavement Structures in Seasonal Frost Areas', *Transportation Research Record*, No 1286, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1990, pp. 217-233.
- [JUN, 2009] JUNG SU, Y., ZOLLINGER, D. G., WON, M., & WIMSATT, A. J. 2009. *Sub-base and Subgrade Performance Investigation for Concrete Pavement*. Technical

Report n° No. FHWA/TX-09/0-6037-1. Texas Transportation Institute, Texas A&M University System.

[JOH, 00] JOHNSON, A. M. “Best Practices Handbook on Asphalt Pavement Maintenance” (No. MN/RC-2000-04), 2000.

- *K* -

[KAD, 1989] Kader, P., Baran, R.G., and Gordon, R.G., “The Performance of CTB Pavements Under Accelerated Loading – The Beerburrum ALF Trail 1986/87”, Research Report ARR No. 158, Victoria, Australia, 1989.

[KAR, 1999] Vernier, K. (1999). Fonctions de survie et méthode des M-estimateurs : application au module STRATÈGE du système français de gestion des chaussées GiRR. Montréal : Centre de recherche sur les transports (CRT).

[KIM, 2002] Kim, J., & Buttlar, W. G. (2002). Analysis of reflective crack control system involving reinforcing grid over base-isolating interlayer mixture. Journal of Transportation Engineering, 128(4), 375-384.

[KHE, 2008] Khemissa, M., Mekki, L., & Bakir, N. (2008, September). Comportement oedométrique des argiles expansives de M’sila (Algérie). In Symposium International Sécheresse et construction (SEC 2008), Paris, Marne-la-Vallée (pp. 229-234).

[KOH, 2000] Kohale, V., & Lytton, R. L. (2000). Design of Asphalt Concrete Overlay to Mitigate Reflective Cracking (No. Report 7256-1,).

[KOT, 1995] Kota, P.B.V.S., Scullion, T., and Little, D. N., “Investigation of Performance of Heavily Stabilized Bases in Houston, Texas District”, Transportation Research Record 1486, Washington, D.C., 1995.

- *L* -

[LCPC-SETRA, 1994] LCPC-SETRA. Conception et dimensionnement des structures de chaussées - Guide technique, Décembre 1994.

[LCPC, 1998] LCPC. Catalogue des dégradations de surface des chaussées. Rapport technique, Méthode d’essai n°52, 1998.

[LEE, 1998] Lee H.J and Kim Y.R. (1998).” Viscoelastic Constitutive Model of asphalt under cyclic loading”. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 124 (1):32-40.

- [LI, 2011] Li, Q., Zou, Q., & Liu, X. (2011). Pavement crack classification via spatial distribution features. *EURASIP Journal on Advances in Signal Processing*, 2011(1), 1-12.
- [LIU 2011] LIU Gang, LP Cao, XS Hou. “Grouting method and construction process for longitudinal crack of asphalt pavement”. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2011-04, en.cnki.com.cn China. (en chinois).
- [LIT, 1995] Little, D.N., Scullion, T., Kota, P.B.V.S., and Bhuiyan, J., “Guidelines for Mixture Design of Stabilized Bases and Subgrades”, FHWA/TX-45/1287-3 F, Texas Department of Transportation, Austin, Texas, October 1995.
- [LIT, 2012] Little, D. (2012). Lime stabilization of subgrade soils for structural purposes: past evidence and future needs. In *Lime: Building on the 100-Year Legacy of the ASTM Committee C07*. ASTM International.
- [LOR, 2008] Loria, L., Sebaaly, P., & Hajj, E. (2008). Long-term performance of reflective cracking mitigation techniques in Nevada. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, no 2044, p. 86-95. DOI: 10.3141/2044-10.
- [LUO, 2010] Luo, R., & Prozzi, J. A. (2010). Development of longitudinal cracks on pavement over shrinking expansive subgrade. *Road Materials and Pavement Design*, 11(4), 807-832.
- [LYT, 1977] Lytton, R. L. *The Characterization of Expansive Soils in Engineering*. American Geophysical Union, San Francisco, California: Presentation at the Symposium on Water Movement and Equilibria in Swelling Soils, 1977.(pp.1827-1845).

~~- M-~~

- [MAD, 2008] Madanat, S., Nakat, Z., Farshidi, F., Sathaye, N., & Harvey, J. T. (2008). Development of an Empirical-Mechanistic Model of Overlay Crack Progression Using Data from the Washington State PMS Database. Davis and Berkeley, California. UC Pavement Research Center. (In progress.), 49.
- [MAT, 1992] Matsuno, S., and Nishizawa, T. (1992). Mechanism of Longitudinal Surface Cracking in Asphalt Pavement. *Proceedings, Volume 2, 7th International Conference on Asphalt Pavements*, The University of Nottingham, pp. 277-291.
- [MED, 2014] Medjnoun, A., Khatine, M., & Bahar, R. (2014). Caractérisation minéralogique et géotechnique des argiles marneuses gonflantes de la région de Médéa, Algérie. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(4), 1259-1272.

- [MIL, 2014] Miller, J. S., & Bellinger, W. Y. (2014). Distress identification manual for the long-term pavement performance program. FHWA-HRT-13-092. Federal highway Administration.
- [MIN, 2005] Minhoto, M.J.C., Pais, J.C., Pereira, P.A.A. “Influence of temperature Variation on the Reflective Cracking Behavior of Asphalt Overlays». Road Materials and Pavements Design. Volume X, 2005.(pp.365-384).
- [MIT, 1979] Mitchell, P. W. 1979. “Structural Analysis of Footings on Expansive Soil”, Research Report No. 1, Kenneth W. G. Smith and Associates, Newton, South Australia. (Citation).
- [MON, 1980] Monismith, C. L., & Coetzee, N. F. (1980). Reflection cracking: analyses, laboratory studies, and design considerations. In Association of Asphalt Paving Technologists Proceedings (Vol. 49).pp.268-313.
- [MOR, 1997] Morian, D. A., and G. C. Cumberland. “Techniques for Selecting Pavement Rehabilitation Strategies: Pennsylvania Case Studies,” Pavement Rehabilitation and Design, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1997.
- [MOS 2009] MOSES, T. L., HULSEY, J. L., & CONNOR, B. “Airport Managers’ Guide for the Maintenance of Asphalt Pavements of General Aviation Airports”. (No. CA08-0564). University of Alaska - Fairbanks. pp25, 2009.
- [MOU, 2001] Moulthrop, J. S., and R. G. Hicks. “Pavement Management: Preparing for the 21st Century,” Maintenance Management, TRB Conference Proceedings 23, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2001
- [MUK, 1996] Mukhtar, M. and Dempsey, B., 1996, “Interlayer Stress Absorbing Composite (ISAC) for Mitigating Reflection Cracking in Asphalt Concrete Overlays”, Project IHR-533, Report No. UILU-ENG-96-2006, Illinois Cooperative Highway Research Program, Illinois Department of Transportation.
- [MTQ, 2006] Ministère des Transports du Québec. 2002. Manuel d'identification des Dégradations des Chaussées Flexibles. Projet. Québec : Gouvernement du Québec: 52 p.
- [MTQ, 2006] Ministère des Transports du Québec. 2006. Info, Direction du Laboratoire des Chaussées - Bulletin d'information technique (1995 à 2001) En ligne Consulté en ligne le 01 octobre 2016.

[MYE, 1998] Myers, L.A.; Roque, R.; and Ruth B.E. (1998). Mechanisms of Surface-Initiated Longitudinal Wheel Path Cracks in High-Type Bituminous Pavements. Proceedings, Volume 67, pp401-432, AAPT.

[MYE, 2000] Myers, L. A., R. Roque., and B. Birgisson. Propagation Mechanisms for Surface-Initiated Longitudinal Wheelpath Cracks. In Transportation Research Record No. 1778, Journal of Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2000, pp. 113-122.

- ~~N~~

[NAK, 1965] Nakayama, H., and R. L. Handy, "Factors Influencing Shrinkage of Soil Cement," Highway Research Record No. 86, Highway Research Board, Washington, D. C., 1965.

[NCH, 2010] NCHRP. Top-Down Cracking of Hot-Mix Asphalt Layers: Models for Initiation and Propagation. Web-only Document 162, Contractor's Final Report for NCHRP Project 1- 42A. (Authors: Roque, R., Zou, J., Kim, Y.R., Baek, C., Thirunavukkarasu, S., Underwood, B.S. and Guddati, M.N.), National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), TRB, Washington DC, February 2010.

[NES, 2006] Nesnas K., & Nunn, M. E. (2006). Thermal Pavement Response Model for Top-Down Reflection Cracking in Composite Pavements. The Transportation Research Board 85th Annual Meeting, Washington, D.C., no. 06-0127.

[NUN, 1989] Nunn, M. E. (1989). An investigation of reflection cracking in composite pavements in the United Kingdom. Proceedings of first Conference on Reflective Cracking in Pavements. Assessment and Control, Rilem, p. 146–153.

[NUN, 1998] Nunn, M. E. (1998). Design of Long-Life Roads for Heavy Traffic. Australian Asphalt Pavement Association Industry Conference. Surfers Paradise, Queensland, Australia. 88p.

- ~~O~~

[ORR 2006] Orr, D. P. Pavement Maintenance. Cornell Local Roads Program, 416, 1-27, 2006.

- *P* -

- [PAR, 2005] Parida, M., Aggarwal, S., & Jain, S. S. (2005, May). Enhancing pavement management systems using GIS. In Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport (Vol. 158, No. 2, pp. 107-113). Thomas Telford Ltd.
- [PAR, 1963] Paris, P. C., & Erdogan, F. (1963). A critical analysis of crack propagation laws. *Journal of basic engineering*, 85(4), 528-533.
- [PCA, 2003] PCA, "Reflective Cracking in Cement Stabilized Pavements", Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 2003.
- [PEL, 2004] Pellinen, T.K., G. Rowe, and K. Boswas. Evaluation of Surface (Top Down) Longitudinal Wheel Path Cracking. Final Report, Joint Transportation Research Program, Purdue University, Indiana, 2004.
- [PER, 2011] Perttunen, M., et al. (2011). Distributed Road Surface Condition Monitoring Using Mobile Phones. *Ubiquitous Intelligence and Computing Lecture Notes in Computer Science*, 6905, 64-78
- [PET, 2002] Petry T., Little D.N., "Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures – History, Practice and Future", ASCE, *Journal of Material Engineering*, Nov/Dec 2002. 14(6),447-460.
- [PRA, 2007] Praticò, F.G. (2007). Quality and timeliness in highway construction contracts: A new acceptance model based on both mechanical and surface performance of flexible pavements. *Journal of Construction Management and Economics*, 25:3, 305-313, doi: 10.1080/01446190601042426.
- [PRO, 2003] Prozzi, J., and Madanat, S. (2003). "Incremental Nonlinear Model for Predicting Pavement Serviceability." *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 129, No. 6.p.17.
- [PRO, 2007] Prozzi J.A., Luo R. "Using Geogrids to Minimize Reflective Longitudinal Cracking on Pavements over Expansive Soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2004, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2007, p. 115-127.
- [PUP, 2014] Puppala, A. J., T. Manosuthikij, and B. Chittoori. "Swell and shrinkage strain prediction models for expansive clay." *Engineering Geology*, 2014: 168, 1-8.

- *R* -

- [RAJ, 2008] Raju, S., S. Satya Kumar, K. Sudhakar Reddy, S. Bose, and B.B. Pandey. Analysis of TopDown Cracking Behavior of Asphalt Pavements. 87th TRB Annual

- Meeting, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2008, pp. 1-15. [31] Miao, Y., T.G. He, Q.
- [RAO, 2011] Rao, B. H., Venkataramana, K., & Singh, D. N. (2011). Studies on the determination of swelling properties of soils from suction measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(3), 375-387.
- [RIL, 1997] Vanelstraete, A., & Francken, L. (1997). Prevention of reflective cracking in pavements RILEM. Report 18.
- [RIL, 2016] Armelle Chabot, William G. Buttlar, Eshan V. Dave, Christophe Petit, G Tebaldi. (2016). Proceeding of the 8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements. France
- [ROL, 2000] Rolt, J. Top-down cracking Myth or Reality. Report GR45 6AU, Department for International Development (DFID), TRL Limited, Crowthore, Berkshire, United Kingdom, http://www.transportlinks.org/transport_links/filearea/publications/1_762_PA3738_2001.pdf, 2000, pp. 1-17.
- [RUS, 2015] Rusu, L., Taut, D. A. S., & Jecan, S. (2015). An Integrated Solution for Pavement Management and Monitoring Systems. *Procedia Economics and Finance*, 27, 14-21.
- S-
- [SCH, 2008] Schmitt, R. L., Owusu-Ababio, S., & Denn, K. D. (2008). Database Development for an HMA Pavement Performance Analysis System (No. MRUTC 07-11). Midwest Regional University Transportation Center, College of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin, Madison.
- [SCH, 2004] Schorsch, M., Chieh-Min Chang, and G.Y. Baladi. Effects of Segregation on the Initiation and Propagation of Top-Down Cracks. CD-ROM Proceedings, 82nd Transportation Research Board Annual Meeting, TRB, Washington, DC, January 12-16, 2003.
- [SCU, 2001] Scullion, T. Selecting Rehabilitation Options for Flexible Pavements: Guidelines for Field Investigations, Report 1712-4, Texas Transportation Institute, College Station, TX, January 2001.
- [SEB, 2002] Sebesta S., Investigation of Maintenance Base Repairs over Expansive Soils: Year 1 Report, Research Report FHWA/TX-03/0-4395-1, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Texas, 2002.

- [SER, 2008] Sergio, A. P. (2008). “Approche expérimentale et numérique de la fissuration réfléctive des chaussées”. Thèse doctorales. Ecole Doctorale de l’université de Limoges.
- [SOB, 2006] Sobanjo, J. O. (2006). GPS/GIS Inspection and Analysis Tools for Highway Construction. Contract NoBD-543-8. Florida department of transportation.
- [SOU, 2002] Sousa, J.B., Pais, J.C., Saim, R., Way, G. &, Stubstad, R.N. “Development of a Mechanistic Empirically Based Overlay Design Method for Reflective Cracking”. Journal of the Transportation Research Board, 2002. (1809) pp.209-217.
- [STA, 1990] Star, J. and Estes, J.E., “Geographic Information Systems: An Introduction”, Prentice Hall, Upper Saddle, NJ, 1990.
- [STR, 2011] Strazdins, G., Mednis, A., Zviedris, R., Kanonirs, G., & Selavo, L. (2011). Virtual Ground Truth in Vehicular Sensing Experiments: How to Mark it accurately. Sensorcomm 2011: The Fifth International Conference on Sensor Technologies and Applications, August 21-27, French Riviera, Nice/Saint Laurent du Var, France. Pp.295-300.
- [SVA, 2000] Svasdisant, T., M. Schorsch, G.Y. Baladi, and S. Pinyosunun. Mechanistic Analysis of Top-Down Cracks in Asphalt Pavements. In Transportation Research Record No. 1809, Journal of Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2000, pp. 126-136
- [SVA, 2003] Svasdisant T., Schorsch M, and G. Baladi. Determining the causes of top down cracks in bituminous pavements. Research Report PRCE -110, Department of Civil and Environmental Engineering, Michigan State University & Michigan Department of Transportation, June 2002.
- *T* -
- [TAN, 2003] Taniguchi, S., I. Nishizaki, and A. Moriyoshi. Three Dimension Diagnosis of Pavement Damage using CT scanner. Proceedings, MAIREPAVE6 Conference, Torino, Italy, 2009, pp. 1-10.
- [TES, 1990] Tessier, G.-Robert. 1990. Guide de Construction et d'Entretien des Chaussées. Québec : Association québécoise du transport et des routes, 393 p.
- [TIM, 2003] Timm, D.H., and Newcomb, D.E. (2003). “Calibration of Flexible Pavement Performance Equations for Minnesota Road Research Project.” Transportation Research Record 1853, Transportation Research Board, Washington, D.C. 54 UCPRC-RR-2006-15 58.

[TRA, 2003] Tran, Q. D., Chabot, A., Ehlacher, A., & Tamagny, P. (2003, September). Modèle simplifié pour le calcul de chaussées. In 16ème Congrès Français de Mécanique (pp. 1-3).

[TRO, 1958]: Troxell G.E., Raphael J.M. and Davis R.E., Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete, Proc. ASTM., 58, pp. 1101-20, 1958.

[TUR 2005]: Turatsinze A., Bonnet S. and Granju J.L., Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars: improvement in cracking shrinkage resistance. Construction and Building Materials, 21: 176-181, 2005.

[TUR, 2004] Turcry, V. (2004). Retrait et fissuration des bétons autoplaçants -Influence des formulations. Thèse de doctorat. Ecole centrale de Nantes, 2004.

- U-

[UDD, 2013] Uddin, W. and Z. F. Mohamed Jaafar. Achieving Sustainability without Compromising Long-Term Pavement Performance for Road Infrastructure Assets. Proceedings, First International Journal of Pavement Conference (IJPC), São Paulo, Brazil, December 9-10, 2013, pp. 1-11.

[UHL, 2000] Uhlmeier, J.S., K. Willoughby, L.M. Pierce, and J.P. Mahoney. Top-down cracking in Washington State Asphalt Concrete Wearing Course. In Transportation Research Record No. 1730, Journal of Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2000, pp. 110-116.

[UZA, 2001] Uzan, J., and Levenberg, E. (2001). "Strain measurements in asphalt concrete specimens towards the development of a fracture model." Int. J. Pavement Eng., 2(4), 243-258.

- V-

[VIL, 1977] Vila, J. M., & Obert, D. (1977). Notice explicative de la carte géologique au 1/50.000. Feuille de Constantine. Serv. Carte. Géol. Algérie/Sonatrach.

- W-

[WAN, 2003] Wang, L.B., L.A. Myers, L.N. Mohammed, and Y. R. Fu. Micromechanics Study on Top down Cracking. In Transportation Research Record No. 1853, Journal of Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, 2003, pp. 121-133.

[WAN, 2010] Wanyan, Y., Abdallah, I., Nazarian, S., & Puppala, A. (2010). Expert System for Design of Low-Volume Roads over Expansive Soils. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (2154), 81-90.

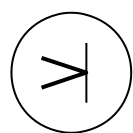
- [WEL, 2010] Weligamage, J., Piyatrapoomi, N., Gunapala, L. Traffic speed deflectometer-Queensland trial. QLD Road Journal, September 2010, Edition n°09, p. 02-05.
- [WIL 1986] WILLIAMS, R. I. T. 1986. Cement-treated pavements: materials, design, and construction. Elsevier Applied Science Publisher; New York, NY, USA. Elsevier Science Pub. Co, London; New York
- [WOL, 2011] Wolters, A., Zimmerman, K., Schattler, K., & Rietgraf, A. (2011). Implementing Pavement Management Systems for Local Agencies—State-of-the-Art/State-of-the-Practice Synthesis. FHWA-ICT-11-094.
- [WU, 2005] Wu, R. (2005). “Finite element analysis of reflective cracking in asphalt concrete overlays.” Ph.D. dissertation, Univ. of California, Berkeley.
- [WU, 2006] Wu, R., Harvey, J. T., and Monismith, C. L. (2006). “Towards a mechanistic model for reflective cracking in asphalt concrete overlays.” Electron. J. Assoc. Asph. Paving Technol., 75, 491–534.

- ~~Y~~

- [YAN, 2010] Yang, and J.J. Zheng, Multi-Domain Hybrid Boundary Node Method for Evaluating Top-Down Crack In Asphalt Pavements. Journal of Engineering Analysis with Boundary Elements, 2010, pp. 755-760.

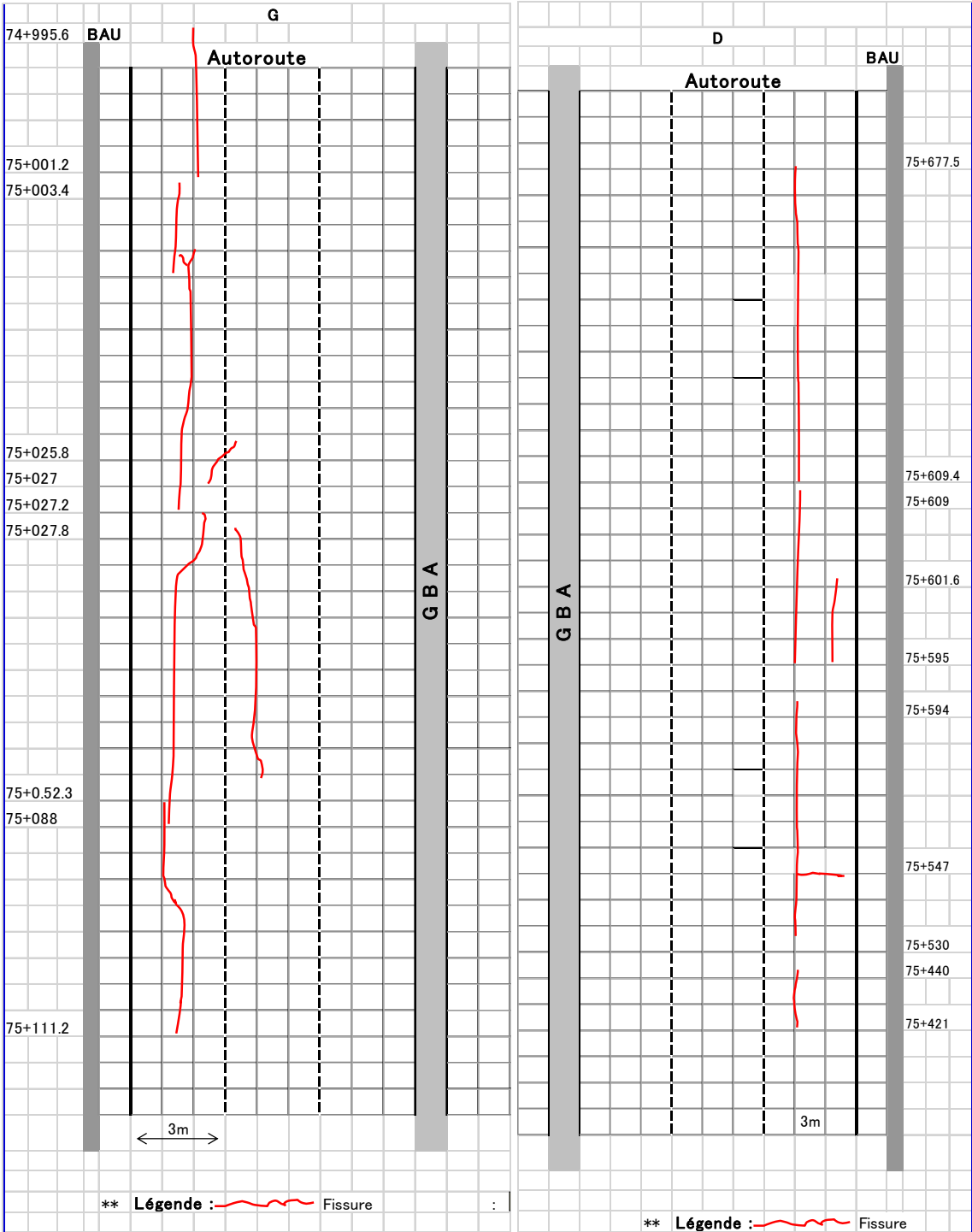
- ~~Z~~

- [ZHA 2009] ZHANG, P., & LI, Q. 2009. Experimental study on shrinkage properties of cement-stabilized macadam reinforced with polypropylene fiber. Journal of Reinforced Plastics and Composites. SAGE Journal.
- [ZHO, 2010] Zhou, F., Hu, S., Hu, X., Scullion, T., Magdy Mikhail and Lubinda, F. (2010). “Development, Calibration, and Verification of a New Mechanistic-Empirical Reflective Cracking Model for HMA Overlay Thickness Design and Analysis.” J. Transp. Eng. 2010.136, 353-369.

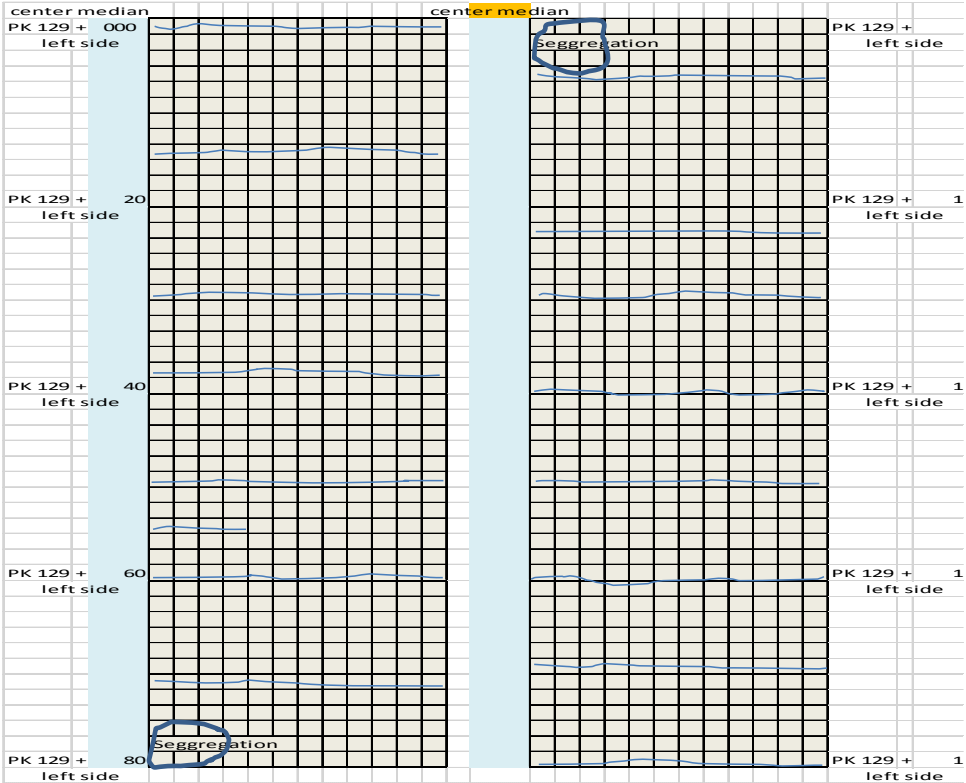
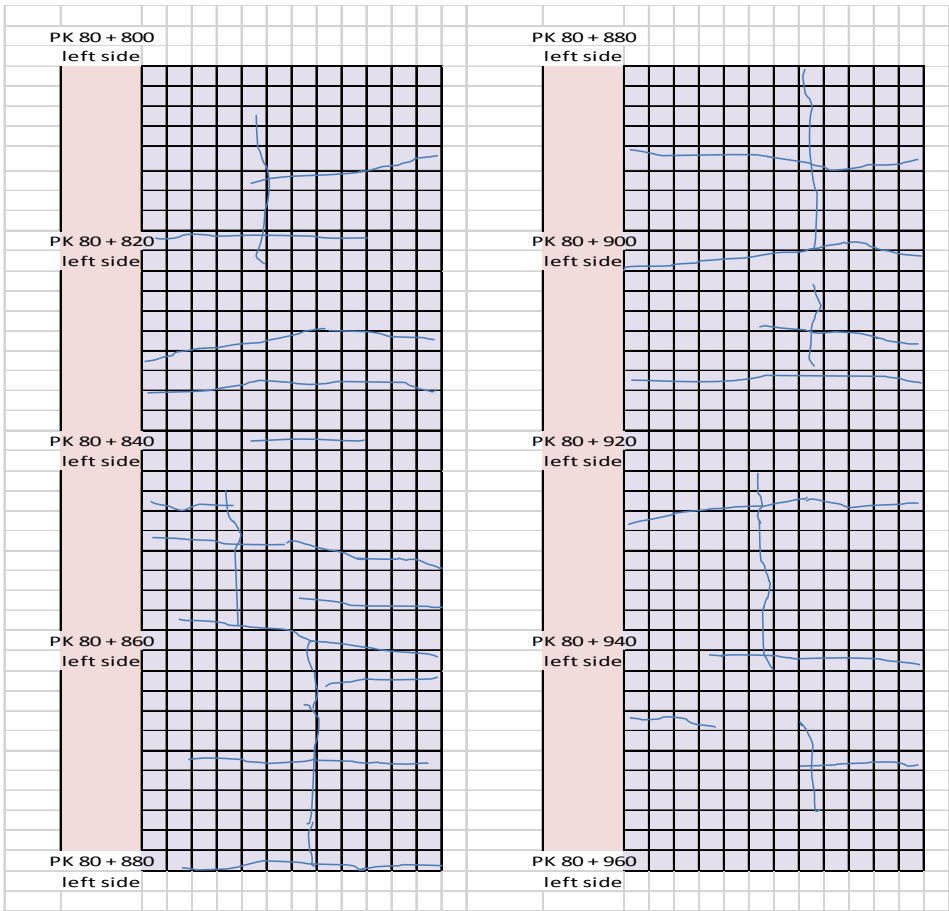


ANNEXES

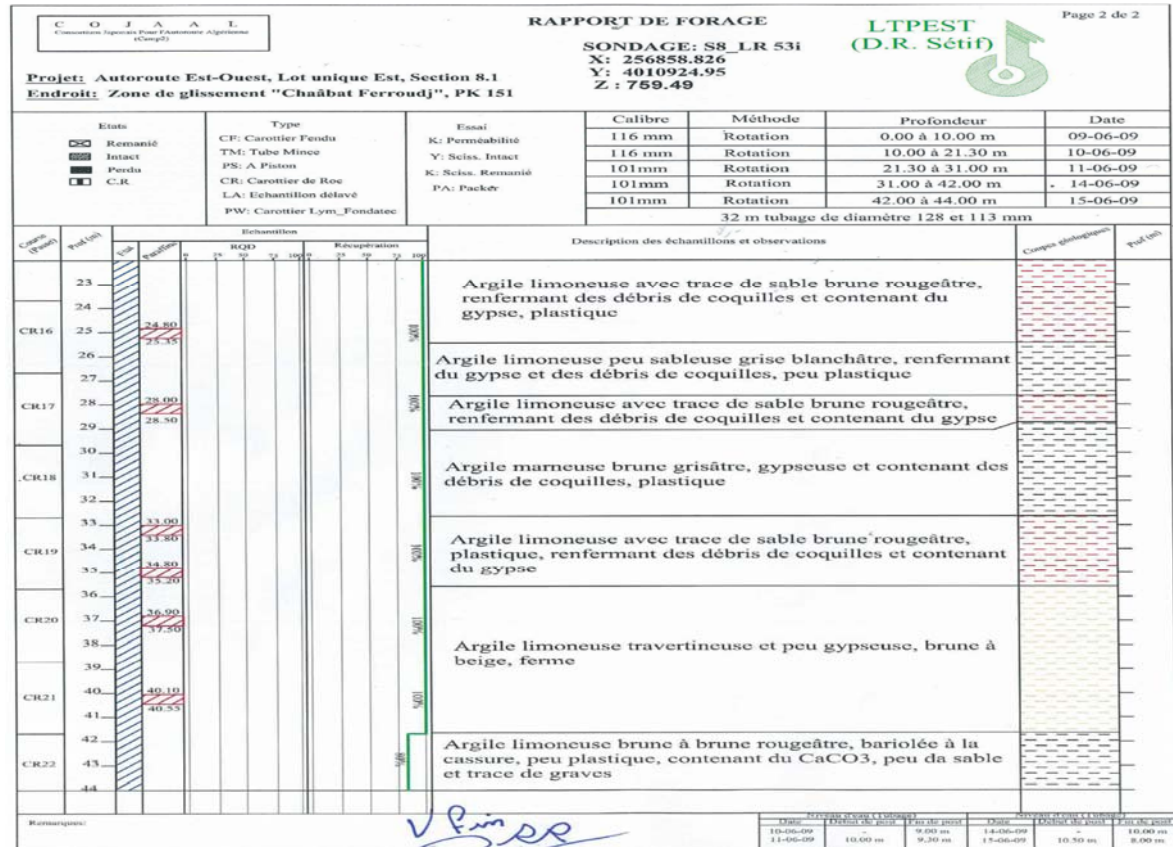
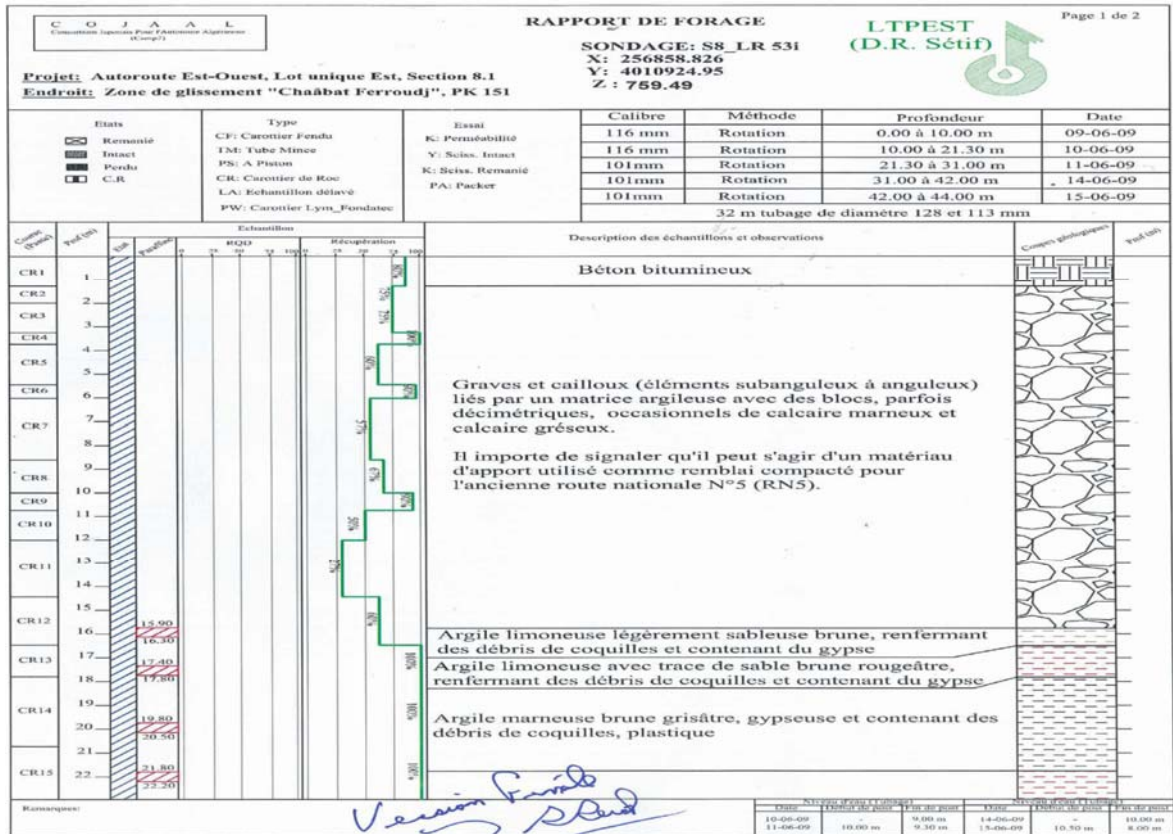
Annexe A : Exemple fiche signalétique de fissuration de surface



Annexe B : Exemple fiche signalétique fissuration des MGLTH



Annexe C : Sondage Carotté LR53i





Annexe D : Fiche technique produits utilisés dans l'injection

Le produit d'injection Master-Flow 190



We create chemistry

MasterFlow® 190 (Anciennement MASTERFLOW 190)

Mortier à retrait compensé pour les câbles de précontraintes et tirants d'ancrages.

DESCRIPTION :

Le **MasterFlow® 190** est un mortier à retrait compensé pour câble de précontrainte et tirants d'ancrages dans les travaux souterrains et les mines. Il s'agit d'un produit prêt-à-gâcher, à base de ciment de haute qualité, de granulats naturels sélectionnés et de produits chimiques spécifiques. Il suffit d'ajouter une certaine quantité d'eau, en fonction de la plasticité désirée et à la mise en place. La formulation permet l'obtention de performances mécaniques à court terme et une longue rhéologie à température élevée.

DOMAINES D'APPLICATIONS :

Le **MasterFlow® 190** est recommandé Pour différentes applications, notamment :

- En précontrainte :
 - Remplissage de gaines,
 - Remplissage pour les câbles d'ancrages.
- En tunnel :
 - Remplissage de tirant d'ancrages,
 - Boulonnage,
 - Mortier de remplissage de vides.
- Géotechnique :
 - Stabilisation de talus,
 - Mur de soutènement ancré.

PROPRIETES :

Le **MasterFlow® 190** a les avantages suivants :

- Pompable avec des caractéristiques thixotropiques.
- Economique, car limitation des pertes du mortier dans les sols,
- Injection au plafond du fait de la thixotropie du produit,
- Performances mécaniques à court et long terme élevées,
- Rhéologie importante, même à température élevée,
- Retrait compensé,
- Adhérence élevée sur acier,

CARACTERISTIQUES :

Le développement des performances mécaniques du mortier est un facteur déterminant dans la décision de mise en charge des tirants d'ancrages ou des câbles. Celles-ci sont liées à la quantité d'eau, à la température, au taux d'humidité, à l'âge et à la cure du mortier. Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques avec un rapport Eau /Poudre de 0.32 selon la norme BS EN 447 : 1996 :

Aspect	Poudre
Performance à la Compression : 28 Jours Norme BS EN445 : 1996 Prisme	80 Mpa
Eau de gachage	Environ 8 litres
Fluidité BS EN445 : 19963.3.2 Cône de Marsh :	
• Ta	20 secs.
• T30 minutes	24 secs.
Expansion BS EN445 :1996 3.4.2 Cylindre	+0.8% après 24 h.
Resuage BS EN445 : 19963.3	Néant après 3 heures
Rendement Volumique	25kg donne 16 Litres de produit

MODE D'EMPLOI :

a) Préparation du mélange :

Pour un mélange correct du mortier **MasterFlow® 190** il convient de se conformer à la procédure suivante :

- Vérifier que la quantité de **MasterFlow® 190** Disponible est suffisante pour le remplissage,
- S'assurer que tout le matériel nécessaire pour le remplissage (malaxeur, brouettes, pelles, truelles, Eau,...) est à proximité,

MASTER®
» BUILDERS
SOLUTIONS



We create chemistry

MasterFlow® 190 (Anciennement MASTERFLOW 190)

- Vérifier que l'on a pris toutes les mesures préliminaires concernant la préparation des câbles et tirants,
- Ouvrir les sacs de MasterFlow® 190 qui sont nécessaires pour l'application peu de temps avant d'entreprendre le mélange. Verser dans le malaxeur,
- La quantité minimale d'eau de gâcher. Mettre en route le malaxeur et ajouter MasterFlow® 190 rapidement de façon continue,
- Mélanger le produit pendant 3 à 4 minutes après que la totalité de MasterFlow® 190 ait été ajoutée dans le malaxeur, jusqu'à l'obtention d'un mortier bien homogène, exempt de grumeau,
- Ajoutée le reste de l'eau jusqu'à ce que la consistance requise soit atteinte, et mélanger à nouveau pendant 2 à 3 minutes. La teneur en eau peut varier légèrement par rapport aux valeurs indiquées en fonction de la température ambiante chaudes et sèches, on consommera légèrement plus d'eau d'apport.

b) Mise en place :

Le MasterFlow® 190 peut être pompé à l'aide d'une pompe à piston. Le mortier est pompé dans un tube de 19 mm de diamètre pour mortier.

L'injection continue jusqu'au remplissage de la cavité, et l'enrobage complet des tirants et des câbles.

Dans le cas de sols fracturés, la thixotropie du mortier permet de limiter les pertes de mortier. Si le mortier a plus de 30 minutes, il est conseillé de l'enlever et d'utiliser un nouveau sac.

CONDITIONNEMENT :

Le MasterFlow® 190 est conditionné en sac de 25 kg.

STOCKAGE :

Entreposé dans son emballage d'origine, le MasterFlow® 190 se conserve 6 mois à compter de sa date de fabrication, dans un endroit sec.

PRECAUTION D'EMPLOI :

Des lunettes de sécurité et des gants doivent être utilisés lors de la manipulation MasterFlow® 190 en cas de contact avec les yeux, la peau ou les vêtements, rincer immédiatement à l'eau pendant 15min (pour les yeux, laver à grande eau et consulter un médecin). Pour la peau, laver à l'eau et au savon.

01/2015 BASF_CC-ALGERIA

* Les propriétés inscrites sont basées sur des tests de laboratoire contrôlé.

® = Marque déposée de BASF-groupe dans de nombreux pays.

Les informations données sont réelles, représentant notre savoir actuel et sont basées pas seulement sur des essais en laboratoire mais également sur les expériences du terrain. Cependant, du fait de nombreux facteurs affectant les résultats, nous offrons ces informations sans garantie et aucune responsabilité ne pourra nous être imputée. Pour plus d'information ou de questions, contacter votre représentant local.

BASF Construction Chemicals Algérie SARL
Zone Industrielle Baba Ali Dist 5, lot 3.
Saoula 16305
Alger Algérie
Téléphone +213 21 30 95 09
Fax +213 21 30 95 19

MASTER®
» BUILDERS
SOLUTIONS

Geotextile anti-remontée de fissuration



PGM-G Fiche Technique

TenCate Polyfelt® PGM-G est un géocomposite constitué d'un géotextile non tissé de filaments continus liés mécaniquement, 100% polypropylène, il possède une capacité optimale de rétention du bitume et est renforcé par des fibres de verre résistantes aux milieux alcalins. La gamme TenCate Polyfelt® PGM-G a été spécialement conçue pour la construction de nouvelles chaussées, la réhabilitation d'anciennes routes conformément à la norme NF EN 15381. Ses principales fonctions sont la Réduction des Contraintes de Cisaillement (RCC), l'Étanchéité EG et le Renforcement (R). Les produits sont utilisés sous la couche de roulement en direction sur les chaussées bitume ou couches traitées aux liants hydrauliques.



TenCate Polyfelt® PGM-G

Caractéristiques	Norme	Unité	PGM-G 50/50	PGM-G 100/100	PGM-G 150/150	
Fonctions	EN 15381	-	STR + B + R	STR + B + R	STR + B + R	
Type de produit	-	-	Géocomposite pour les chaussées constitué d'un non-tissé de filaments continus liés mécaniquement, renforcé par des fibres de verre.			
Matériau primaire	-	-	100 % polypropylène, résistant aux UV, Les fibres de verre résistent aux milieux alcalins.			
Résistance à la traction	SP/ST*	EN ISO 10319	kN/m	50/50	100/100	150/150
Résistance à la traction à 2%	SP/ST*	EN ISO 10319	kN/m	45/45	90/90	130/130
Déformation à l'effort de traction		EN ISO 10319	%	3	3	3
Rétention de bitume**		EN 15381	kg/m ²	1,1	1,1	1,1
Module E des filaments de verre			MPa	81 000	81 000	81 000
Taille de la grille (indcotif)			mm	22 x 22	18 x 18	24 x 11
Masses surfacique totale		EN ISO 9864	g/m ²	350	550	750
Point de fusion		EN ISO 3146	°C	Les fibres de verre sont non inflammables et résistent jusqu'à 400 °C		
Conditionnement						
Largeur	m		0,95	1,90	0,95	1,90
Longueur	m		100	100	70	70
Surface	m ²		95	180	65	160
Poids du rouleau	kg		37	73	60	110
Nombre de rouleaux par palette	-		15	15	15	12
Diamètre du rouleau	m		0,43	0,43	0,42	0,42
Diamètre du mantrin	m		0,12	0,12	0,12	0,12
Recyclage			100 % recyclable avec les méthodes usuelles			

* SP - Sans Protection / ST - Sans Tasseau

Attention ! Les valeurs de caractéristiques ci-dessus sont celles en vigueur à la date d'édition de la présente fiche et sont susceptibles d'être modifiées à tout moment. Veuillez en tenir compte lors de vos commandes.

Les rouleaux doivent être stockés dans un endroit sec. Bien respecter les conseils de pose!

TENCATE GEOSYNTHETICS FRANCE S.A.S.
3, rue Marcel Proust - S.P.C. 40305 - 33173 Biac, France
Tel +33 (0)1 34 23 53 48
envel@tencate.com
www.tencategeosynthetics.com



Protective Fabrics
Outdoor Fabrics
Aerospace Composites
Advanced Armor

Geosynthetics
Grass

TENCATE
materials that make a difference