

Contrôle de la qualité en chantier des matériaux de fondation pulvérisés et stabilisés

par

Manon RINIERI

MÉMOIRE PAR ARTICLES PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE
SUPÉRIEURE COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

MONTRÉAL, LE 19 MAI 2023

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Manon Rinieri, 2023



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Éric Lachance-Tremblay, directeur de mémoire
Département en génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Michel Vaillancourt, codirecteur de mémoire
Département en génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Yannic Ethier, président du jury
Département en génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Alan Carter, membre du jury
Département en génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Daniel Perraton, membre du jury
Département en génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

LE 4 MAI 2023

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche M. Éric Lachance-Tremblay. Son engagement dans le projet, son dynamisme et son soutien permanent ont contribué significativement à la réalisation de ce travail. Je remercie également mon co-directeur M. Michel Vaillancourt pour ses judicieux conseils et son expertise. J'ai beaucoup apprécié travailler avec vous.

Je tiens également à remercier le Groupe Conseil SCT pour son soutien technique sur les chantiers et pour le partage de leur expérience durant ce projet de recherche.

Je veux aussi remercier Messieurs Sylvain Bibeau et Francis Bilodeau pour le temps et l'aide qu'ils m'ont accordé afin de réaliser mes divers essais en chantier ainsi que Sébastien Ménard et Richard Prowt qui m'ont aidé lors de la réalisation de mon montage expérimental. Je remercie particulièrement Sébastien Lamothe pour son aide en chantier et son travail consciencieux. Je remercie également Marc-André, Théophile, Lou et Sami pour leur présence au chantier ainsi que tous ceux avec qui j'ai collaboré au LCMB.

Je tiens aussi à remercier mes amis pour ces deux belles années passées ensemble au Québec. Enfin, je remercie ma famille qui a toujours tout fait pour m'aider et qui m'a soutenu dans tout ce que j'ai entrepris.

Contrôle de la qualité en chantier des matériaux de fondation pulvérisés et stabilisés

Manon RINIERI

RÉSUMÉ

Le retraitement en place (type II) avec stabilisation aux liants hydrauliques et/ou bitumineux est une méthode de réhabilitation de chaussées qui présente des avantages à la fois économiques, environnementaux et techniques car les travaux sont réalisés en place, à froid et en réutilisant 100 % des matériaux existants. La particularité des travaux de stabilisation avec ajout de liant hydraulique et/ou bitumineux est que la structure physique et le comportement mécanique des matériaux stabilisés évoluent dans le temps. Ce phénomène, appelé la cure, est d'une importance significative vis-à-vis de la performance à long terme des matériaux stabilisés, de la réouverture au trafic et du moment de la mise en place du revêtement bitumineux sur la fondation stabilisée. Cependant, au Québec, les agences routières ne disposent pas de directives techniques et d'exigences en matière de contrôle de la qualité (CQ) et de suivi de l'évolution de la cure, ce qui limite le recours à cette technique. Dans le but d'obtenir des ouvrages de qualité, il convient de développer une méthode de contrôle de la qualité des matériaux pulvérisés et stabilisés. À cet effet, il apparaît donc primordial de suivre et d'analyser in situ les propriétés des matériaux stabilisés afin de représenter l'état réel des matériaux et d'éviter les essais hors chantier contraints par la cure.

Pour ce faire, il a été proposé d'évaluer l'applicabilité du déflectomètre à masse tombante portatif (*Light-weight deflectometer*, LWD) et du pénétromètre dynamique à cône (*Dynamic cone penetrometer*, DCP) pour mesurer de manière in situ certaines propriétés des matériaux pulvérisés et stabilisés. Des essais en laboratoire et en place ont été menés à différentes étapes d'un chantier de retraitement en place stabilisé à la mousse de bitume et au ciment. L'étude confirme le potentiel d'utilisation du DCP à l'étape de décohesionnement car l'évolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur de pénétration pourrait aider à déterminer la qualité et la profondeur de la zone d'intervention de retraitement. Les résultats mettent également en évidence la diminution significative de la résistance en pointe au sein de la couche décohesionnée en comparaison avec les résultats de DCP dans la structure de chaussée avant réhabilitation. L'étude a également montré que le LWD est un outil approprié et fiable après l'étape de stabilisation pour évaluer in situ l'évolution de la rigidité des matériaux stabilisés à l'étape de cure entre 24 et 48 h après la mise en œuvre. L'utilisation d'essais in situ et non destructifs, tels que le LWD et le DCP, pourrait donc répondre au besoin d'essais de performance et garantir que les matériaux pulvérisés et stabilisés répondent aux spécifications du projet et aux critères de conception de la chaussée.

Mots-clés: retraitement en place, stabilisation, déflectomètre à masse tombante portatif, pénétromètre dynamique à cône

Field construction quality control of reclaimed and stabilized materials

Manon RINIERI

ABSTRACT

Full-depth reclamation (FDR) is a cold in-place rehabilitation method that has economic, environmental, and technical advantages as it allows to recycle 100% of the existing materials. The particularity of stabilisation with hydraulic and/or bituminous binders is that the physical structure and mechanical behaviour of the stabilised materials evolve over time. This phenomenon, known as curing, is of significant importance to the long-term performance of the stabilised materials, the reopening to traffic and the timing of the asphalt course placement over the stabilised base. However, in Quebec, road agencies do not have technical guidelines/requirements for quality control (QC) and monitoring of curing progress, which limits the use of this technique. In order to obtain quality works, a method for controlling the quality of pulverised and stabilised materials should be developed. For this purpose, it is essential to monitor and analyse the properties of the stabilised materials in situ in order to represent the real state of the materials and to avoid off-site testing due to curing.

To this end, it was proposed to evaluate the applicability of the light-weight deflectometer (LWD) and the dynamic cone penetrometer (DCP) to measure certain properties of pulverised and stabilised materials in situ. Laboratory and in situ tests were carried out at different stages of a cement-foamed-bitumen recycling construction project. The study confirms the potential of using DCP at the reclamation stage as the dynamic resistance as a function of the penetration depth could help determine the quality and depth of the recycling zone. The results also highlight the significant decrease in dynamic resistance within the reclaimed layer compared to the DCP results in the initial pavement structure. The study also showed that LWD is a suitable and reliable tool after stabilisation to assess the in situ stiffness evolution of stabilised materials during curing between 24 and 48 h after placement. The use of in-situ and non-destructive tests, such as LWD and DCP, could therefore address the need for performance-based testing and ensure that reclaimed and stabilised materials meet the project specifications and pavement design criteria.

Keywords: full-depth reclamation, stabilisation, light-weight deflectometer, dynamic cone penetrometer

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
1.1 Les chaussées souples	5
1.1.1 Structure d'une chaussée souple	5
1.1.2 Rôles des couches	6
1.1.3 Facteurs de dégradation des chaussées	7
1.1.4 Types de dégradation	9
1.1.5 Entretien et réhabilitation des chaussées.....	10
1.1.5.1 Principe de maintenance du réseau routier	10
1.1.5.2 Différentes méthodes de réhabilitation	12
1.1.5.3 Le retraitement en place (type I, II et III)	13
1.2 Le retraitement en place de type II	16
1.2.1 Données historiques	16
1.2.2 Applicabilité du retraitement en place	17
1.2.2.1 Étude préliminaire.....	17
1.2.2.2 Cas favorables au retraitement en place.....	19
1.2.3 Description des étapes de la technique	20
1.2.3.1 Planage/décohéssionnement	20
1.2.3.2 Reprofilage et compactage préliminaire	21
1.2.3.3 Correction de la granulométrie	22
1.2.3.4 Stabilisation.....	23
1.2.3.5 Compactage final	24
1.2.3.6 Cure des matériaux stabilisés.....	24
1.2.4 Matériaux utilisés.....	28
1.2.4.1 Granulats de correction	28
1.2.4.2 Matériaux recyclés	29
1.2.4.3 Liants bitumineux	31
1.2.4.4 Liants hydrauliques	35
1.3 Le comportement des matériaux stabilisés	37
1.3.1 Rôle du bitume dans les matériaux stabilisés	37
1.3.2 Rôle du ciment dans les matériaux stabilisés.....	38
1.3.3 Diversité de comportement mécanique.....	39
1.4 Le contrôle de la qualité des opérations.....	41
1.4.1 Suivi et contrôle sur chantier	42
1.4.2 Essais in situ pour le contrôle des matériaux de chaussée	47
1.4.3 Défectomètre à masse tombante (LWD)	48
1.4.3.1 Description générale	48
1.4.3.2 Applicabilité au contrôle qualité des fondations stabilisées	50

1.4.4	Pénétrömètre dynamique à cône (DCP).....	51
1.4.4.1	Description générale	51
1.4.4.2	Mesure de la pénétration et établissement d'un profil vertical des matériaux de structure	53
1.4.4.3	Corrélation des résultats DCP avec d'autres propriétés mécaniques.....	55
1.4.4.4	Applicabilité au contrôle qualité des fondations.....	56
CHAPITRE 2	OBJECTIFS, MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE ET ORGANISATION DE LA RECHERCHE.....	59
2.1	Objectifs de la recherche.....	59
2.2	Présentation du chantier à l'étude	59
2.3	Présentation de la méthodologie expérimentale	62
2.3.1	Localisation des essais de pénétrömètre (DCP).....	64
2.3.2	Localisation des essais de déflectömètre portatif (LWD).....	65
2.3.3	Prélèvement d'échantillons et essais complémentaires	67
2.4	Organisation du document	67
CHAPITRE 3	USING DYNAMIC CONE PENETROMETER (DCP) TO CHARACTERIZE FULL-DEPTH RECLAMATION (FDR) MATERIALS ON-SITE	71
3.1	Abstract.....	71
3.2	Introduction.....	72
3.3	Background.....	73
3.3.1	Dynamic cone penetrometer (DCP).....	73
3.3.1.1	DCP to pavement design parameters (CBR and Mr).....	74
3.4	Objective and methodology	76
3.4.1	Trial section description.....	77
3.4.2	DCP test description	79
3.5	Results.....	79
3.5.1	Laboratory characterization of sampled reclaimed materials	79
3.5.1.1	Sieve analysis of sampled reclaimed materials.....	80
3.5.1.2	Maximum dry density and optimum water content of sampled reclaimed materials.....	80
3.5.1.3	California bearing ratio (CBR) of sampled reclaimed materials.....	81
3.5.2	In situ characterization of pavement structure materials	82
3.5.2.1	In situ relative compaction and water content measurements ...	82
3.5.2.2	In situ dynamic cone penetrometer (DCP) measurements.....	83
3.6	Analysis.....	86
3.6.1	Grading, relative compaction, water and asphalt contents influence on dynamic resistance	86
3.6.2	Comparison between CBR calculated values from DCP measurements with CBR values from laboratory test.....	89

3.6.3	Resilient modulus calculated values from DCP measurements.....	91
3.7	Conclusion	92
3.8	Future work.....	93
CHAPITRE 4 APPLICABILITY OF THE LIGHT-WEIGHT DEFLECTOMETER (LWD) AS AN ON-SITE QUALITY CONTROL TOOL OF CEMENT-BITUMEN-TREATED MATERIALS (CBTM)		
		95
4.1	Abstract.....	95
4.2	Introduction.....	96
4.3	Background.....	98
4.3.1	Light-weight deflectometer (LWD).....	98
4.3.1.1	Determination of LWD surface modulus (ELWD)	99
4.3.1.2	Repeatability of LWD measurement	100
4.4	Objective and methodology	101
4.5	Experimental project description	102
4.5.1	Trial section	102
4.5.2	Cement-Bitumen-Treated materials (CBTM) mix design	102
4.5.3	Testing program.....	103
4.6	Test results: laboratory characterization of sampled materials.....	104
4.6.1	Sieve analysis and optimal dry density.....	104
4.6.2	Marshall stability	105
4.7	Test results: In situ light-weight deflectometer (LWD).....	106
4.7.1	Detailed approach	106
4.7.2	Drop height influence on LWD measurements	110
4.8	Test results : analysis	112
4.8.1	Surface modulus evolution after stabilization.....	112
4.8.2	Curing time influence on surface modulus evolution.....	112
4.8.3	Test location influence on LWD surface modulus (Longitudinal variability).....	114
4.8.4	Grading, relative compaction, asphalt content and Marshall stability influence on LWD surface modulus	115
4.9	Conclusions.....	118
4.10	Future work.....	119
CHAPITRE 5 SOMMAIRE DES RÉSULTATS.....		
		121
5.1	Sommaire des résultats de pénétromètre (DCP).....	121
5.2	Sommaire des résultats de déflectomètre portatif (LWD).....	122
5.3	Détails liés à la collecte des données climatiques et des données provenant des capteurs d'humidité/température	125
5.4	Présentation des résultats de déflectomètre lourd (FWD)	128
CONCLUSION.....		131
RECOMMANDATIONS		135

ANNEXE I	RAPPORT DE FORAGES STRATIGRAPHIQUES.....	137
ANNEXE II	CARACTÉRISTIQUES DE FORMULATION DES MÉLANGES STABILISÉS	141
ANNEXE III	DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DES MATÉRIAUX PULVÉRISÉS.....	145
ANNEXE IV	PÉNÉTROGRAMMES DES ESSAIS DE DCP	149
ANNEXE V	RÉSULTATS LWD VOIE DE GAUCHE – MODULES DE SURFACE ET DÉFLEXIONS	155
ANNEXE VI	RÉSULTATS LWD VOIE DE DROITE – MODULES DE SURFACE ET DÉFLEXIONS	161
ANNEXE VII	RÉSUMÉ DES RÉSULTATS DE LWD PAR CHAINAGE.....	167
ANNEXE VIII	RÉSULTATS DES DÉFLEXIONS AU FWD AVANT RÉHABILITATION	177
ANNEXE IX	RÉSULTATS DES DÉFLEXIONS AU FWD APRÈS RÉHABILITATION.....	185
ANNEXE X	PROCÉDURE DE CALIBRATION DES CAPTEURS DE TENEUR EN EAU	193
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	198

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Classification des retraitements en place16
Tableau 1.2	Fuseau granulométrique de spécifications des MR-544
Tableau 1.3	Délais de cure recommandés au Québec47
Tableau 2.1	Chronologie de réalisation de la planche d'essai61
Tableau 2.2	Détails du programme expérimental de ce projet de recherche dans sa globalité.....63
Tableau 2.3	Localisation des essais de DCP.....64
Tableau 2.4	Localisation des essais de LWD66
Tableau 3.1	California bearing ratio values from laboratory tests performed on reclaimed materials82
Tableau 3.2	Summary of in situ dynamic resistance test results performed with DCP on initial/existing pavement (IP) structure and on full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials85
Tableau 3.3	Average dynamic resistance values and relative difference (rel. diff.) for 0-200 mm and 200-500 mm depth intervals for initial pavement (IP) and full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials.....85
Tableau 3.4	California Bearing Ratio (CBR) values calculated from DCP measurements and CBR values from laboratory tests90
Tableau 3.5	Resilient modulus (M_r) values calculated from DCP measurements performed on full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials92
Tableau 4.1	Cement-Bitumen-Treated materials (CBTM) mix design characteristics.....103
Tableau 4.2	Marshall stability and total asphalt content values from laboratory tests performed on stabilized materials.....105

Tableau 4.3	Summary of LWD peak force (F_{\max}) and maximum deflections ($w_{r,z\max}$) for half-falling and full-falling drop height at different curing time at test location A.....	107
Tableau 4.4	Summary of LWD surface moduli (E_{LWD}) for half-falling (HF) and full-falling (FF) drop height at different curing time at test location A.....	109
Tableau 4.5	Summary of LWD average surface moduli (E_{LWD}) at different curing time at test location A.....	109
Tableau 4.6	Results of Dunn's multiple comparisons test on curing time growth patterns.....	114
Tableau 4.7	Summary of Kruskal-Wallis test results on LWD surface modulus data.....	115
Tableau 5.1	Terminologie et positionnement des capteurs en chantier.....	126

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Structure multicouches de chaussée de type souple7
Figure 1.2	Impact de l'entretien préventif sur les performances à long-terme des chaussées.....12
Figure 1.3	Charte #2 - Le retraitement à froid des chaussés souples15
Figure 1.4	Opération de décohésionnement avec mouvement « up-cutting rotation ».....21
Figure 1.5	Conséquence d'un mauvais reprofilage sur l'application en liants22
Figure 1.6	Eau dans un matériau stabilisé à l'émulsion (à gauche) et à la mousse (à droite).....25
Figure 1.7	Évolution des propriétés volumétriques des phases dans un matériau stabilisé durant la cure26
Figure 1.8	Classification et désignation des matériaux recyclés de la norme NQ 2560-60030
Figure 1.9	Processus de fabrication de la mousse de bitume32
Figure 1.10	Mécanisme de cohésion dans un mélange granulaire stabilisé à la mousse de bitume.....32
Figure 1.11	Schématisation d'une molécule d'émulsifiant.....33
Figure 1.12	Étapes de la rupture d'une émulsion : a) agglomération, b) floculation, c) coalescence, et d) rupture.....35
Figure 1.13	Les différentes compositions des matériaux stabilisés à froid.....40
Figure 1.14	Réalisation d'un essai de LWD en chantier49
Figure 1.15	Réalisation d'un essai de DCP en chantier.....52
Figure 2.1	Présentation du découpage du chantier en deux phases : phase 1 et phase 2, changement de phase à la rue Marchand60

Figure 2.2	Photos du processus de retraitement en place de type II lors de la réalisation de la planche d'essai; (a) décohesionnement, (b) épandage du ciment, (c) train de stabilisation, (d) compactage de la fondation stabilisée.....	62
Figure 2.3	Localisation et terminologie (relative à l'article 1) des essais de DCP en chantier.....	65
Figure 2.4	Localisation et terminologie (relative à l'article 2) des essais de LWD en chantier.....	66
Figure 3.1	FDR-NS construction process: a) reclamation of the asphalt course and mixing with underlying granular materials, b) recycling on construction site and, (c) compaction of reclaimed base course.....	78
Figure 3.2	Sieve analysis of sampled reclaimed materials (NMASS is the nominal maximum aggregate size and MS is the maximum size in mm)	80
Figure 3.3	Dry density (ρ_d) versus water content (w %) for reclaimed materials determined from modified Proctor tests (Phases 1 and 2 for locations A-B and C-D-E, respectively).....	81
Figure 3.4	Dry density and water content of materials at locations A, B, C, D and E determined with a nuclear gauge (water content and relative compaction are given in %, dry density in kg/m^3 between brackets and, each dotted line represents the distance from a point to the theoretical curve at a given water content)	83
Figure 3.5	Dynamic resistance results from DCP measurements performed on initial/existing pavement (IP) structure (black curve) and on full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials (red curve): a) Test location A and, b) Test location C	84
Figure 3.6	Grading analysis of sampled reclaimed materials against the maximum density line (MDL) by calculating the confined area between the MDL and each material grading	88
Figure 3.7	Dynamic resistance for 0-100 mm depth interval according to a) total area confined between grading of samples and maximum density line (MDL), b) water content (w %), c) asphalt content (AC) and d) relative compaction.....	89
Figure 4.1	Sieve analysis of sampled reclaimed materials (NMASS is the nominal maximum aggregate size and MS is the maximum size in mm)	105

Figure 4.2	LWD average vertical surface deflection ($w_{r,zmax}$) basin from the field test at different curing time at test location A.....	108
Figure 4.3	Correlation between LWD surface modulus E_{LWD} measured at half-falling (HF: 385 mm) and full-falling drop height (FF: 645 mm) for each test location (A to F)	111
Figure 4.4	Field measurements (dots) and logarithmic fitting trend (dotted lines) of LWD surface modulus (E_{LWD}) evolution over curing time (0 to 48h) for different test locations (A to F)	112
Figure 4.5	Grading analysis of sampled reclaimed materials against the maximum density line (MDL) by calculating the confined area between the MDL and each material grading	117
Figure 4.6	Surface modulus (E_{LWD}) at 24h curing time according to: a) relative compaction, b) asphalt content (AC), c) total area confined between grading of sampled reclaimed materials and maximum density line (MDL) and, d) unsoaked Marshall stability.....	118
Figure 5.1	Évolution du module de surface après stabilisation pour les différents chainages de la phase 1 [1 % de ciment] - voie de droite	124
Figure 5.2	Évolution du module de surface après stabilisation pour les différents chainages de la phase 2 [1,5 % de ciment] - voie de droite	124
Figure 5.3	Fixation de la station météorologique à un poteau électrique à proximité du chantier	125
Figure 5.4	Installation du capteur dans le MR-5 stabilisé après compactage de la fondation stabilisée	127
Figure 5.5	Compactage au marteau Marshall du MR-5 stabilisé recouvrant le capteur et avant compactage final de la fondation stabilisée	127
Figure 5.6	Évolution de la teneur en eau et de la température en fonction du temps sur une période entre le 2022/11/25 et le 2023/02/25	128

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AC	Asphalt content
AC	Asphalt course
AE	Agrégats d'enrobé
ARA	Asphalt recycling association
ARRA	Asphalt recycling and reclaiming association
ASTM	American Society for Testing and Materials
BC	Béton concassé
BNQ	Bureau de Normalisation du Québec
CBR	California Bearing Ratio
CBTM	Cement-bitumen-treated materials
CERIU	Centre d'expertise et de recherche en infrastructures urbaines
CIR	Cold in-place recycling
CQ	Contrôle qualité
DCP	Dynamic cone penetrometer
DCPI	Dynamic cone penetration index
EB	Enrobé bitumineux
ÉTS	École de technologie supérieure
FDR	Full-depth reclamation
FDR-NS	Full-depth reclamation with no stabilization
FWD	Falling-weight deflectometer

GBR	Granulats bitumineux recyclés
GES	Gaz à effet de serre
GN	Granulats naturels
IP	Initial pavement
IRI	International Roughness Index
LWD	Light-weight deflectometer
MDL	Maximum density line
MR	Matériaux recyclés
MTB	Matériaux traités au bitume
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NDT	Non-destructive testing
PCA	Portland Cement Association
PIARC	Permanent International Association of Road Congresses
PR	Penetration rate
RAP	Reclaimed asphalt pavement
UCS	Unconfined Compressive Strength

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

%	Pourcentage
\$	Dollar
°	Degré
°C	Degré Celsius
E*	Module complexe
ε	Déformation
ε_r	Déformation axiale réversible
g	Gramme
h	Heure
kg	Kilogramme
kPa	Kilopascal
kN	Kilo Newton
ν	Coefficient de Poisson
m	Mètre
mm	Millimètre
μm	Micromètre (10^{-6} m)
MPa	Méga pascal
M_r	Module réversible
N	Newton
q_d	Résistance dynamique en pointe
ρ_d	Densité brute sèche

σ Contrainte

σ_d Contrainte déviatorique cyclique

t Temps

$w\%$ Teneur en eau

INTRODUCTION

La nécessité d'économiser les ressources naturelles et les réglementations limitant les mises en décharge sont autant de facteurs qui orientent l'entretien et la réhabilitation des chaussées vers des techniques économes en granulats d'apport. La législation de plus en plus sévère au niveau de l'environnement a donc rendu ces préoccupations encore plus centrales pour l'industrie routière, favorisant le recyclage et les économies en matières premières, en énergie et en valorisation de coproduits; tout en cherchant à optimiser les performances.

Dans ce contexte, les techniques de recyclage -notamment la technique de retraitement en place de type II- ont commencé à gagner en popularité au Québec dans les années 1980 (Laboratoire des chaussées, 1996; MTQ, 2000). Applicable aux structures de chaussée souple, le retraitement en place de type II permet la réutilisation et la valorisation des matériaux de la fondation granulaire et de l'enrobé bitumineux de l'ancienne chaussée pour reconstituer une nouvelle fondation. Dans un premier temps, le revêtement bitumineux est pulvérisé sur tout ou partie de son épaisseur puis les granulats bitumineux recyclés (GBR) sont incorporés avec tout ou partie de la fondation granulaire sous-jacente. Dans un deuxième temps, des liants hydrauliques et/ou bitumineux sont ajoutés aux matériaux recyclés (MR) pour former une nouvelle fondation, après compactage. Ce procédé vise à améliorer l'état structural et fonctionnel de l'ancienne chaussée avec un apport minimal de matériaux neufs. Cet élément représente un avantage majeur du point de vue environnemental, car cela permet une économie de ressources naturelles, d'énergie et du volume de transport, tout en diminuant les quantités mises en décharge (principe de réduction). Ce procédé de réhabilitation présente donc des avantages à la fois économiques, environnementaux et techniques car les travaux sont réalisés en place et à froid.

Un élément notable distingue le retraitement en place de type II (décohésionnement et stabilisation) des procédés conventionnels tels que le décohésionnement/pavage ou le planage/resurfaçage. Considérant la présence d'un liant hydraulique et/ou bitumineux, la

structure physique et le comportement mécanique des matériaux stabilisés évoluent entre le moment de la mise en œuvre et leur état dits « stabilisé » (Asphalt Academy, 2020; Bocci et al., 2011; Cardone et al., 2015). Ce phénomène qui est appelé la cure est d'une importance significative vis-à-vis de la performance à long terme des matériaux stabilisés, de la réouverture au trafic et du moment de mise en œuvre de la couche d'enrobé bitumineux (Betti et al., 2014; Graziani et al., 2022; Kwon et al., 2021).

Bien que le retraitement en place de type II soit considéré performant, certains aspects relatifs à la prédiction des performances en chantier restent peu maîtrisés. Plus précisément, au Québec, les agences ne disposent pas de directives techniques et d'exigences en matière de contrôle de la qualité (CQ), ce qui limite le recours à cette technique de réhabilitation. Les critères d'acceptation de la qualité qui existent sont limités et varient selon les agences routières dans différents pays (Bowers et al., 2020; Diefenderfer et al., 2020, 2021). Dans un rapport publié en 1996, le Laboratoire des Chaussées faisait état de défis par rapport au procédé de retraitement en place : période de cure requise; conditions climatiques favorables requises; méconnaissance du comportement à long terme des matériaux recyclés; variabilité des matériaux de chaussées rencontrés (Laboratoire des chaussées, 1996). À ce jour, ces défis sont toujours d'actualité au Québec et limitent le potentiel d'utilisation du retraitement en place notamment dû au manque de techniques de contrôle de la qualité en chantier des matériaux pulvérisés et stabilisés ainsi que de suivi de l'évolution de la cure.

L'évaluation in situ des matériaux pulvérisés et stabilisés est importante afin d'évaluer l'homogénéité et la qualité des matériaux produits, et de déterminer l'état d'avancement de la cure. À cet effet, l'utilisation d'essais permettant de mesurer la performance des matériaux pulvérisés et stabilisés est recommandée dans un contexte de contrôle de la qualité (Batista et al., 2012). Ainsi, l'utilisation d'essais tel que le déflectomètre à masse tombante portatif (Light-weight deflectometer, LWD) et le pénétromètre dynamique à cône (Dynamic cone penetrometer, DCP) présentent un potentiel très intéressant pour vérifier la qualité des matériaux de même que l'évolution de la cure. Ces instruments offrent la possibilité de mesurer

rapidement, précisément et économiquement la résistance à la pénétration et la rigidité des matériaux de la couche de fondation en place, évitant ainsi la nécessité de prélever des échantillons et d'effectuer divers essais hors chantier.

Dans le but de développer une méthode de contrôle de la qualité des matériaux pulvérisés et stabilisés, il apparaît donc primordial de suivre et d'analyser l'évolution des propriétés des matériaux stabilisés mesurée in-situ afin de représenter l'état réel des matériaux en chantier. Pour ce faire, il est proposé d'évaluer l'applicabilité de certaines méthodes d'essais existantes pour effectuer le contrôle de la qualité des matériaux pulvérisés et stabilisés et le suivi de la cure et ce, de manière in situ. Dans cette recherche, certaines caractéristiques des matériaux pulvérisés et stabilisés ont été évaluées à différentes étapes sur un chantier de retraitement en place de type II stabilisé à la mousse de bitume et au ciment.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Les chaussées souples

Une chaussée souple ou flexible est une structure composée d'une ou plusieurs couches de matériaux granulaires recouvertes un revêtement bitumineux (SETRA, 1994). Au Québec, les chaussées revêtues avec une surface en enrobé bitumineux sous la gestion du Ministère des Transports du Québec (MTQ) représentent 90 % du nombre total de km-voie (ARA, 2020).

1.1.1 Structure d'une chaussée souple

La chaussée est une structure multicouches de différentes épaisseurs et matériaux qui repose sur une plate-forme support ou directement sur un sol (SETRA, 1994). La structure de chaussée a pour but de distribuer les efforts de surface, résultat de l'action du trafic, jusqu'au sol support (Figure 1.1). Cette répartition graduelle des efforts doit permettre de limiter la contrainte, induite par le passage des véhicules, appliquée au sol support en-dessous de sa contrainte limite admissible (Di Benedetto & Corté, 2005). Les charges, le nombre de véhicules, la capacité du sol support et le facteur environnement conditionnent le dimensionnement de l'ouvrage qui se doit d'être sécuritaire et confortable pour l'utilisateur (Lelièvre, 1994). Cet ouvrage destiné à la circulation de véhicules doit permettre :

- La rapidité : géométrie du tracé, profilométrie ;
- La sécurité : planéité, dévers, courbure, drainage, adhérence ;
- Le confort : uniformité, faible bruit, faible éblouissement ;
- La durabilité : résistance mécanique à l'effort et à l'usure, gel, dégel, etc.

1.1.2 Rôles des couches

Les couches composant la structure de chaussée ont des rôles respectifs et complémentaires qui déterminent les performances de la chaussée (Di Benedetto & Corté, 2005; SETRA, 1994):

- Le revêtement, constitué de couches en enrobé bitumineux, doit :
 - Assurer l'adhérence pneu/chaussée et servir de surface lisse et unie pour la circulation des véhicules;
 - Limiter le bruit au roulement;
 - Contribuer à la distribution des charges verticales;
 - Protéger la fondation des agressions directes du trafic et du climat et assurer l'étanchéité;
 - Limiter la remontée de fissures.
- La couche de fondation, constituée de matériaux granulaires naturels ou stabilisés, doit :
 - Contribuer au drainage de la chaussée;
 - Rigidifier la structure pour réduire les contraintes transmises au sol support et ainsi éviter la rupture structurale;
 - Contribuer à la protection contre le gel du sol support.
- La couche de sous-fondation, constituée de matériaux granulaires naturels ou stabilisés, doit :
 - Résister et répartir les charges verticales sur le sol support;
 - Assurer le drainage de la fondation et éviter la contamination du corps de chaussée par le sol support;
 - Assurer une protection contre le gel;
 - Protéger le sol d'infrastructure et supporter le trafic lors de l'exécution des travaux.
- Le sol support, soit le sol naturel ou constitué de matériaux de remblais, doit :
 - Servir de référence pour la construction du profil en long et en travers de la chaussée;
 - Résister au chargement.

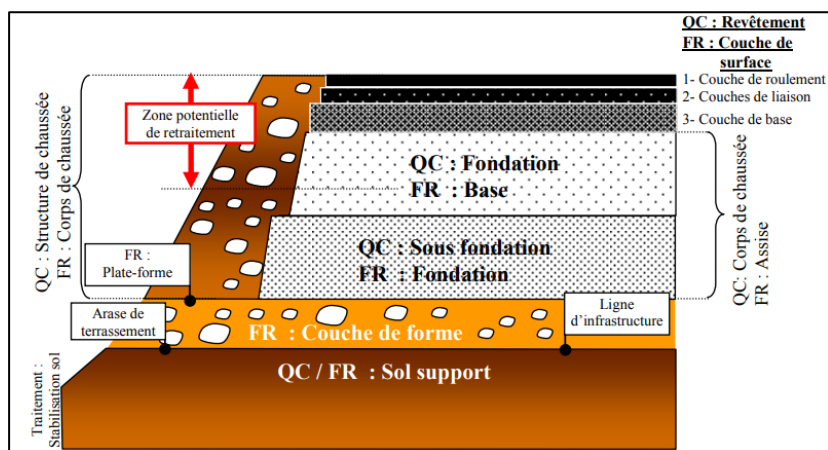


Figure 1.1 Structure multicouche de chaussée de type souple
Adaptée de la référence Bitume Québec (2007)

De plus, l'implantation des ouvrages annexes (fossés, accotements, ouvrages hydrauliques et de drainage, ...) n'est pas à négliger car elle conditionne la durée de vie et le comportement de la chaussée. Le dimensionnement mécanique de la structure de chaussée pour une durée de vie visée doit donc être rigoureux et doit prendre en compte les contraintes liées à l'ouvrage, les caractéristiques mécaniques des couches de la chaussée et du sol support.

1.1.3 Facteurs de dégradation des chaussées

Les facteurs de dégradation influent sur le comportement et la durée de vie des chaussées. Ces actions couplées se traduisent par une réponse complexe des chaussées souples. Ces facteurs de dégradation sont principalement des (Tessier, 1990):

- Facteurs extérieurs :
 - Le trafic - L'agressivité du trafic, par l'intensité et la répétition des charges, a pour effet de dégrader les chaussées. Le trafic génère des sollicitations répétées de traction-flexion dans les couches liées du revêtement bitumineux (fatigue, risque de rupture) et de compression/poinçonnement dans les couches granulaires (risque d'orniérage), principalement le sol support et la sous-fondation (Di Benedetto &

Corté, 2005; SETRA, 1994). Les méthodes de dimensionnement reposent d'ailleurs sur un contrôle des charges pour la durée de vie projetée de l'ouvrage.

- L'environnement - Les phénomènes environnementaux dommageables pour les chaussées sont principalement les gradients de température et l'action de l'eau (Di Benedetto & Corté, 2005). Les variations de température modifient les propriétés mécaniques des matériaux bitumineux qui sont thermosensibles et provoquent des contraintes internes dans les couches (dilatation-contraction). La présence de l'eau influence la rigidité et la portance des couches de la chaussée.

- Facteurs structuraux :

- Les épaisseurs - Une couche de structure de chaussée est caractérisée par un module E, un coefficient de Poisson ν et une épaisseur qui dépendent de la nature et des caractéristiques du matériau dans le but de résister aux contraintes prévues.
- Les interfaces - L'état de l'interface conditionne la répartition des contraintes mécaniques occasionnées par les charges de trafic et les déformations dans chaque couche ; il permet ainsi à la structure de travailler comme un bloc monolithique. Les couches bitumineuses du revêtement sont collées entre elles par des liants d'accrochage tandis que les matériaux granulaires sont souvent collés à la couche de base du revêtement par un liant d'imprégnation. Ainsi une non-continuité à l'interface (mauvais collage) peut entraîner à court ou long terme : 1) un glissement des couches dû à des sollicitations élevées du trafic; 2) un phénomène de fissuration à la base des couches de revêtement ; 3) du faïençage (Jiang et al., 2021).

- Facteurs liés aux matériaux :

- Le compactage - Les couches de matériaux doivent être uniformément compactées jusqu'à un certain degré de compacité lors de la mise en œuvre quel que soit le type de matériaux (Garber & Hoel, 2019). Le compactage est une stabilisation mécanique qui augmente la masse volumique par diminution des vides intergranulaires. Le compactage procure une meilleure capacité de support par augmentation de la résistance au cisaillement et rend les matériaux moins sensibles aux variations climatiques (Tessier, 1990). Pour un matériau granulaire, la masse

volumique sèche varie avec la teneur en eau. À des teneurs en eau faibles la friction entre les particules empêche la densification du matériau et à des teneurs élevées le matériau devient plastique, il y a risque de déplacement des particules (Jeuffroy, 1983). A la teneur en eau optimale, il est possible d'atteindre la masse volumique maximale car la lubrification des particules facilite le compactage. Un manque de compactage diminue la rigidité du matériau en augmentant les sollicitations qui y sont générées.

- La teneur en eau - L'eau impacte sur la dégradation car elle réduit la portance et la rigidité de la chaussée. En pénétrant dans la sous-fondation et la fondation par les porosités et les défauts du revêtement, l'eau augmente la pression entre les granulats ce qui diminue le frottement et donc la masse volumique. Ce phénomène d'accumulation d'eau est accru au printemps lors des dégels. Il est donc important d'assurer un bon drainage de la chaussée et de privilégier l'emploi de matériaux filtrants qui dépendent de la proportion de fines (Tessier, 1990).
- La teneur en liant - La teneur en liant conditionne le comportement et la performance du matériau stabilisé. Les sous-dosages et les surdosages peuvent être dommageables pour les matériaux, notamment en termes de : rigidité du matériau, sensibilité à l'eau, risque de fatigue et d'orniérage, ressuage.

1.1.4 Types de dégradation

Les routes se détériorent avec le temps mais elles doivent conserver un niveau de service adéquat au cours de leur vie utile. Ainsi, la maintenance du réseau routier passe par l'auscultation des chaussées qui permet d'évaluer l'état des routes. Les inspections visuelles permettent de diagnostiquer les causes de dégradations des chaussées souples qui se classent selon les différentes catégories suivantes (Transports Québec, 2007):

- Les défauts de fissuration : fissures transversales, fissures de centre, fissures longitudinales dans les traces de roues, fissures latérales, fissures polygonales, carrelage, lézardes;

- Les défauts de déformation : ornières, affaissements, soulèvements différentiels, ondulations;
- Les défauts de cohésion : désenrobage et arrachements, pelades, nids-de-poule;
- Les défauts de sécurité : ressuage, présence d'eau en surface.

Les dégradations sont caractérisées par type, sévérité et étendue et sont l'effet de causes souvent combinées.

1.1.5 Entretien et réhabilitation des chaussées

Les dégradations de surface diminuent l'uni et l'adhérence des chaussées ce qui impacte la sécurité et le confort des usagers (Richard et al., 2009). Une gestion rentable et efficace du réseau routier doit donc permettre de hiérarchiser les projets selon leur niveau de dégradations et d'intervenir par des méthodes de réhabilitation. Celles-ci peuvent être repoussées grâce à un entretien structuré du réseau qui permet d'augmenter la durée de vie des chaussées et de diminuer les coûts globaux sur le long-terme (AASHTO, 1985; Kulkarni & Miller, 2003).

1.1.5.1 Principe de maintenance du réseau routier

Les interventions sur le terrain sont contraintes par les investissements routiers; il est donc primordial d'optimiser les stratégies d'entretien et de réhabilitation pour maintenir le réseau routier dans des conditions de services acceptables (Zimmerman & AASHTO, 2012). Les stratégies et les moyens doivent être identifiés pour préserver la valeur des infrastructures existantes le plus longtemps possible. Ainsi dans un but de réduction du pourcentage de routes en mauvais état, l'analyse des dégradations de surface doit refléter au mieux l'état des chaussées et permettre de poser un diagnostic précis. La planification d'interventions au cours de la durée de vie des chaussées, éclairée par des auscultations précises, conduit à atteindre les objectifs qualité. Aujourd'hui, les coûts de remise en état peuvent être réduits par

l'optimisation des interventions au bon moment et par l'émergence d'équipements d'auscultation à haut rendement (Bergeron & Carrier, 2007). Pour une gestion optimale du réseau, il faut se poser les bonnes questions et les traiter avec des méthodes adaptées (AASHTO, 1985; Kulkarni & Miller, 2003), soit :

Quel est l'état du patrimoine routier ? Il faut collecter des données pour pouvoir faire un inventaire du réseau routier. Celui-ci peut être segmenté en sections ayant des caractéristiques semblables. Les données précisent la localisation, la géométrie et l'historique de la chaussée; le trafic supporté et les facteurs environnementaux; le bilan des dégradations, l'analyse des indicateurs de performance et le diagnostic des causes. Les agences routières ont recours à plusieurs indices traduisant l'état de l'infrastructure : l'Indice de Rugosité International et des indices de dégradation classés par niveaux de sévérité. Ce portrait de l'infrastructure doit permettre d'estimer la durée de vie résiduelle avant d'atteindre le seuil de performance minimal exigé.

Quel est le niveau de service requis ? Il faut comparer les performances actuelles de la chaussée avec le niveau de service minimal requis et établir un plan d'intervention grâce à l'analyse multicritères des différentes solutions techniques retenues.

Quels sont les segments critiques sur le réseau routier ? Il faut déterminer les segments critiques proches du seuil de performance minimal exigé et évaluer le risque à ne pas intervenir tout de suite. Le taux de dégradations et la probabilité de rupture structurale conditionnent la priorisation du projet dans l'échéancier et le plan de financement.

Quelle est la meilleure option technique et économique? L'intervention doit être effectuée mais il faut choisir la meilleure stratégie via l'analyse multicritères des solutions techniques et l'analyse des coûts.

Quelle est la méthode d'intervention la plus durable ? Les solutions techniques doivent être analysées en termes de coût initial et sur le cycle de vie. Le but étant d'assurer la qualité sur le long terme via des niveaux de financement et des méthodes de suivi.

1.1.5.2 Différentes méthodes de réhabilitation

Il est à noter que les performances des chaussées à long-terme sont largement influencées par l'entretien préventif qui ralentit la détérioration et prolonge la durée de vie. Les méthodes de réhabilitation permettent de restaurer les qualités fonctionnelles et l'intégrité structurelle de la chaussée lorsqu'un simple entretien ou une réhabilitation mineure ne suffisent plus. La Figure 1.2 met en évidence l'amélioration des prévisions de performance dans le temps à la suite d'un entretien préventif à l'année j.

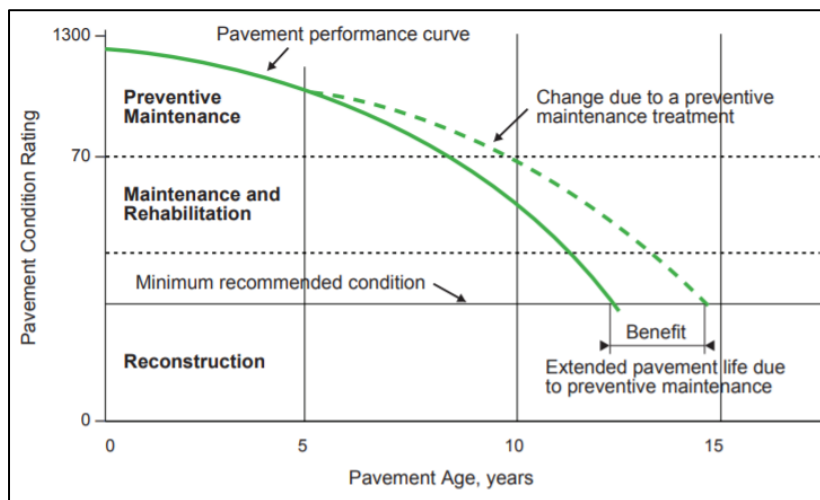


Figure 1.2 Impact de l'entretien préventif sur les performances à long-terme des chaussées
Tirée de Zimmerman & AASHTO (2012)

Au Québec, la durée de vie de conception varie entre 20 à 25 ans (St-Laurent, 2010). Cependant, les chaussées ont tout de même une durée de vie limite et peuvent subir au cours de celle-ci un cycle d'interventions qui comprend (CERIU,2012):

- Construction initiale;
- Routine d'entretien;
- Entretien préventif : scellement de fissures ou de joint, coulis bitumineux, micro-surfaçage, traitement de surface, recouvrement mince, etc;

- Réhabilitation mineure : réparation localisée, rapiéçage manuel, renouvellement de la couche de roulement, etc;
- Réhabilitation majeure : planage et resurfaçage, pulvérisation et stabilisation, etc;
- Reconstruction.

Ces interventions ont pour but commun de ralentir la vitesse de détérioration et de prolonger la durée de vie des chaussées. Selon le niveau d'intervention, la valeur ajoutée pour la chaussée varie : augmentation de la capacité portante, amélioration des caractéristiques de surface, ralentissement du vieillissement, renforcement structurel (Zimmerman & AASHTO, 2012). La solution de traitement doit répondre aux causes probables de dégradations déterminées par le processus d'auscultation et de diagnostic de l'état de la chaussée. Cependant, le choix du meilleur traitement dépend aussi de la disponibilité des ressources et des entrepreneurs, de la qualité des matériaux, de la durée de vie supplémentaire attendue et du coût. Il se rajoute aux contraintes budgétaires, les effets des travaux sur la circulation, la disponibilité des ressources, l'impact environnemental, la capacité des entrepreneurs locaux, l'influence des autorités locales, le critère expérimental ou innovant, la fiabilité de la technique, etc.

1.1.5.3 Le retraitement en place (type I, II et III)

Le retraitement en place est une technique de réhabilitation qui permet le recyclage in situ des matériaux de la structure de chaussée. Le retraitement en place vise à remettre en état le revêtement et/ou une partie de la fondation d'une chaussée et peut être envisagée pour différents correctifs (ralentir ou éliminer le patron de fissures, par exemple). En fonction de l'épaisseur de retraitement et de l'ajout de liants stabilisants, il est possible de (SETRA, 2004) : 1) améliorer les caractéristiques des couches de surface; et 2) obtenir un renforcement structurel. Dans la littérature, le retraitement en place est désigné par plusieurs appellations. Au Québec, Bitume Québec (2017) utilise une classification pour le retraitement à froid en place des chaussées souples (Figure 1.3).

Le retraitement de type I - Il consiste à décohesionner les matériaux du revêtement bitumineux existant sur une profondeur qui varie entre 75 et 150 mm, puis dans la même opération, à incorporer un liant d'ajout au matériau pulvérisé (Cox & Howard, 2013). Après compactage, cette couche recyclée -classifiée comme un MR-7 stabilisé (voir section 1.2.4.2)- devient alors une nouvelle couche de base et nécessite d'être recouverte par un revêtement bitumineux de surface. En Amérique, le retraitement en place de type I est appelé *Cold in-place recycling* (CIR).

Les retraitements de type II et III – Il vise à reconstituer une nouvelle fondation à partir des matériaux existants de la chaussée en fragmentant puis en malaxant le revêtement bitumineux avec tout ou partie de la fondation granulaire et ajout d'éventuels additifs (granulats, liants). Une première étape de décohesionnement consiste à pulvériser le revêtement bitumineux avec une partie de la fondation jusqu'à une profondeur maximale de 300 mm (ARRA, 2015; Cox & Howard, 2013). Après une éventuelle correction granulaire et un reprofilage de la nouvelle fondation homogénéisée, la deuxième étape consiste à stabiliser sur une certaine épaisseur les matériaux à froid avec un liant hydraulique et/ou bitumineux puis à compacter les matériaux. En Amérique, le retraitement en place (type II ou type III) est appelé *Full Depth Reclamation* (FDR). La différence entre le type II et le type III réside dans la correction du profil avant décohesionnement car un fraisage préalable est nécessaire si l'épaisseur de la couche d'enrobé est supérieure à 125 mm (FCM & CNRC, 2005).

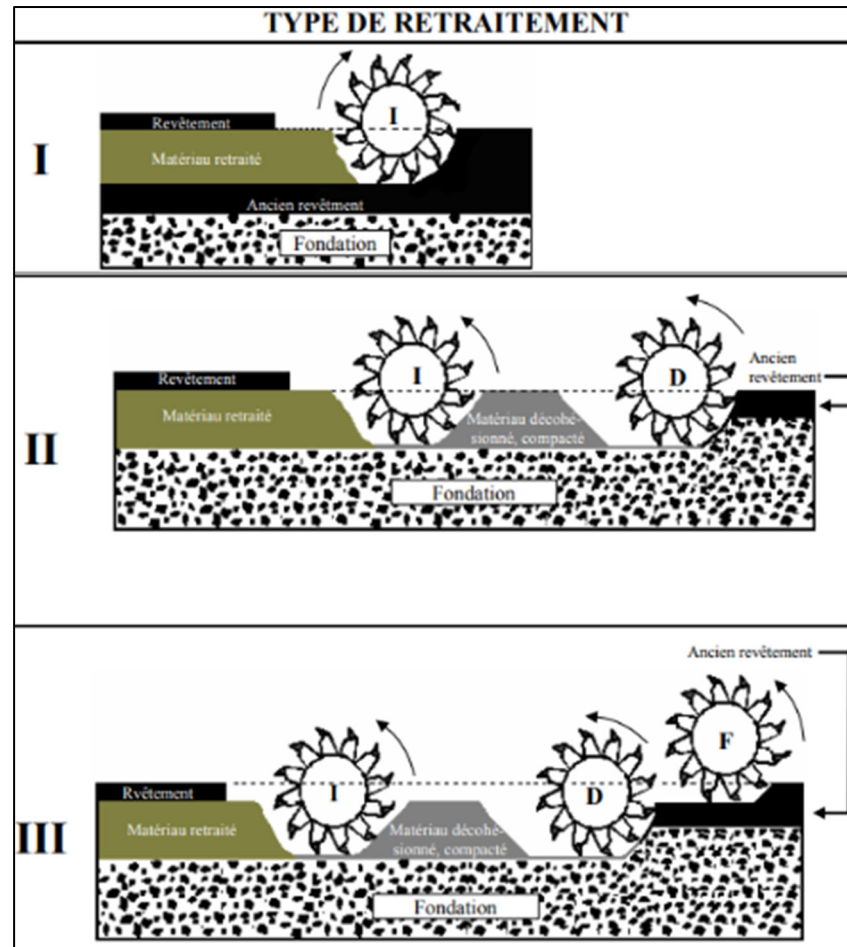


Figure 1.3 Charte #2 - Le retraitement à froid des chaussées souples
Tirée de Bitume Québec (2017)

En France, le retraitement en place est distingué en cinq classes de retraitement selon (Lefort & Girouy, 1997; SETRA, 2004) : 1) la problématique rencontrée : problématique en surface ou défaut structurel; 2) la méthode de stabilisation : hydraulique, bitumineux ou mixte; et 3) l'objectif recherché : renforcement structurel et/ou réhabilitation des couches de surface. Le Tableau 1.1 présente les cinq classes de retraitement en place.

Tableau 1.1 Classification des retraitements en place
Tiré de SETRA (2004)

Classe de retraitement	Objectif	Matériau à retraiter	Epaisseur	Dosage du Liant
CLASSE I	Liant bitumineux			
	Renforcement structurel	Ancienne assise + enduits	10 à 15 cm	3 à 5 % (liant résiduel)
CLASSE II	Réhabilitation des couches de surface	≥ 3/4 noir	5 à 12 cm	1 à 3 % (liant résiduel)
CLASSE III		100 % noir	5 à 12 cm	jusqu'à 2 % (liant résiduel)
CLASSE IV	Liant hydraulique			
	Renforcement structurel	Tout ou partie ancienne chaussée	20 à 30 cm	3 à 6 %
CLASSE V	Liant composé ¹			
	Renforcement structurel ou réhabilitation couches de surface	Ancienne assise ou couches de surface	10 à 30 cm	3 à 7 %

¹ Liant composé : mélange de bitume sous forme d'émulsion ou mousse de bitume et de liant hydraulique

Il est à noter que le choix du procédé dépend de la localisation, de la classe de trafic, de la durée de vie visée, de la qualité des matériaux en place, du besoin de reprofilage de la chaussée et d'autres paramètres techniques ou économiques.

1.2 Le retraitement en place de type II

1.2.1 Données historiques

Le recours à la technique de retraitement en place a débuté dans les années 1960 et s'est popularisé à partir des années 1980 et 1990 avec le développement d'équipements plus appropriés et plus performants (Lefort & Girouy, 1997). Au Québec, la méthode de retraitement en place est utilisée depuis 1989, mais le recours à cette technique reste faible face à l'emploi des techniques conventionnelles (Laboratoire des chaussées, 1996). Selon la PCA, les agences routières utilisant le retraitement en place peuvent économiser entre 30 et 60% des coûts par rapport à l'emploi de techniques conventionnelles comme la reconstruction totale de la chaussée (PCA, 2019). Entre 1991 et 1995, les travaux de retraitement en place ont permis

la réhabilitation de plus de 700 km de chaussées (MTQ, 2000) et de plus de 968 km entre 1991 et 2004, dont 17 %, stabilisés par l'ajout de liant (Bergeron, 2006).

1.2.2 Applicabilité du retraitement en place

Le retraitement en place peut être utilisé pour différents types de chaussées : routes nationales, autoroutes, chaussées urbaines, zones portuaires, aires aéroportuaires (Kearney & Huffman, 1999). Cependant, il n'est pas employé pour traiter tous les types de dégradations (Laboratoire des chaussées, 1996).

1.2.2.1 Étude préliminaire

Le choix de la technique passe d'abord par une étude de réhabilitation dont les étapes sont principalement (SETRA, 2003):

- L'investigation
- L'analyse et le diagnostic
- Le choix des solutions

Investigation - Il est primordial de déterminer la cause de détérioration de la chaussée avant tout positionnement sur le choix de la technique de réhabilitation ou de réfection complète. L'investigation est une étape préliminaire concernant le dimensionnement, la conception et la réalisation de la chaussée permettant de renseigner sur l'état passé de la chaussée et d'en analyser l'état actuel (PIARC, 2021). Au cours de cette étape, des données sur l'historique de l'ancienne chaussée doivent être recueillies telles que : des notes de chantier, des données sur les charges de trafic, la composition et les propriétés des couches, des résultats des essais de déflexion, les conditions de drainage. Ce bilan de l'état actuel de la chaussée doit être complété par une enquête sur le terrain et des essais de laboratoire (Kearney & Huffman, 1999) :

- Relevé visuel des défauts majeurs pour établir une cartographie des dommages en surface;

- Sondages pour connaître la qualité et la nature des matériaux (forage et carottage);
- Profilométrie en été et en hiver (mesure d'IRI) ce qui peut permettre de confirmer d'une sensibilité au gel;
- Évaluation structurale (FWD, pénétromètre dynamique);
- Caractérisation des matériaux en laboratoire (granulométrie, Proctor, gélivité).

Analyse et diagnostic - Un diagnostic préliminaire suite à l'investigation permet alors de déterminer les causes des problèmes décelés et de s'orienter vers des techniques de réhabilitation qui devront être complétées par des analyses et études supplémentaires en vue du dimensionnement (PIARC, 2021). En effet, la confirmation des causes par des essais précis et le facteur économique permettent de choisir l'intervention la plus adéquate. Si l'état de la chaussée permet l'emploi du retraitement en place, il est alors possible de passer à la phase de dimensionnement.

Choix des solutions - Pour des routes de qualité d'usage insuffisante nécessitant une réhabilitation, il y a souvent plusieurs solutions de travaux adaptées. Le but de la technique de retraitement en place de type II et III est de reconstruire une nouvelle couche de fondation pouvant s'intégrer dans une nouvelle structure de chaussée (ARRA, 2015). Cette analyse préalable permet de justifier d'un des trois procédés de retraitement en place de type II:

- Décohésionnement + revêtement
- Décohésionnement + stabilisation + revêtement
- Décohésionnement + rechargement granulaire (stabilisé ou non) + revêtement

Le choix de la solution de travaux dépend aussi des contraintes économiques, techniques et environnementales du projet. La méthode de retraitement en place varie selon les agences routières et son efficacité dépend essentiellement de la localisation du projet, du climat, du trafic, du procédé, de la qualité des matériaux et de la main d'œuvre (ARRA, 2015). Cette méthode devient particulièrement rentable à partir d'un taux de dégradation élevé recouvrant

au moins 20% de la surface de chaussée (G. Bergeron, 2006; PCA, 2019); dans le cas échéant d'autres méthodes de réhabilitation sont employées.

1.2.2.2 Cas favorables au retraitement en place

Le cas favorable pour utiliser la technique est l'intervention sur un sol non gélif dont les dégradations de la chaussée sont associées à un comportement dégradé de sa partie supérieure; soit le revêtement bitumineux et une partie de la fondation. La méthode se justifie principalement lorsque les dégradations sont localisées en partie supérieure de la chaussée sans lien avec (Laboratoire des chaussées, 1996): 1) des problèmes de gel ; 2) des problèmes structuraux majeurs. Le retraitement en place est une solution de réhabilitation efficace lorsque la chaussée est confrontée à l'une de ces problématiques (PCA, 2019):

- Problèmes liés à la couche de fondation
- Dégradations en surface nécessitant plus qu'un resurfaçage ;
- Sous-dimensionnement par rapport au trafic futur ;
- Correction de la géométrie du profil.

En pulvérisant la couche de revêtement bitumineux avec une partie des matériaux granulaires sous-jacents, le retraitement en place avec stabilisation est utilisé pour obtenir un renforcement structurel dans le cas de chaussées qui possèdent une capacité structurale faible et des caractéristiques mécaniques insuffisantes pour le trafic en minimisant les modifications d'élévation ou d'emprise d'origine de la chaussée. La technique est également employée pour améliorer les caractéristiques des couches de surface (ex. : amélioration de l'UNI) (ARRA, 2015). Pour le comportement dégradé de la structure supérieure de la chaussée, il est souvent la conséquence du retrait thermique des enrobés, de la fatigue du revêtement, de la mauvaise qualité des matériaux de fondation, du mauvais collage de la couche de revêtement, de variation de l'épaisseur du revêtement ou du rapiéçage manuel se dégradant avec le temps (Kearney & Huffman, 1999).

1.2.3 Description des étapes de la technique

Les étapes de réalisation d'un chantier de retraitement en place de type II se font dans un ordre précis et les paramètres de chaque phase sont fixés par les études de diagnostic et la formulation du mélange en laboratoire. La séquence des opérations sur chantier est (ARRA, 2015) :

- Le planage/décohésionnement;
- Le reprofilage et le compactage préliminaire;
- La correction de la granulométrie;
- La stabilisation;
- Le compactage final;
- La cure;
- La pose du revêtement bitumineux.

1.2.3.1 Planage/décohésionnement

Le décohésionnement permet la fragmentation des matériaux de chaussée existants et le malaxage du GBR avec les matériaux granulaires de la fondation. Cette étape est assurée par une fraiseuse-malaxeuse dont le rotor à arbre horizontal ou tambour est équipé de dents ou d'outils de type marteau (Kearney & Huffman, 1999). Dans la chambre du rotor, le fraisage se fait en opposition (*up-cutting rotation*) par rapport à la direction d'avance et non en avalant (voir Figure 1.4). Ce sens de rotation permet de limiter les chocs mécaniques avec les granulats et de permettre le refroidissement des outils de coupe dans l'air lors du malaxage du matériau granulaire (PCA, 2019).

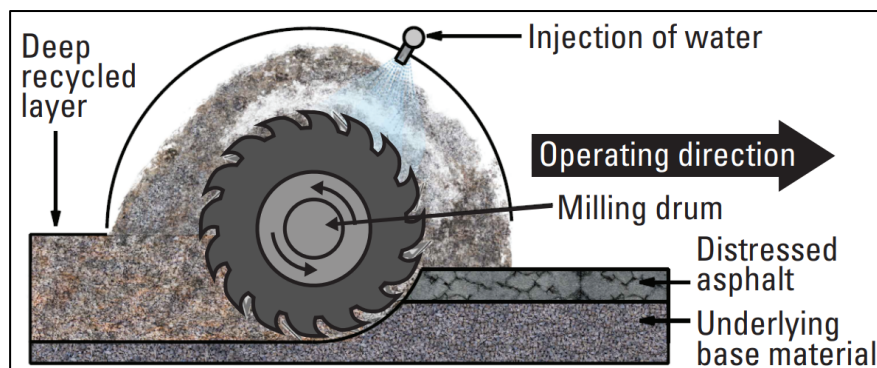


Figure 1.4 Opération de décohesionnement avec mouvement « up-cutting rotation »
Tirée de PCA (2019)

Selon l'épaisseur d'enrobé en place et les objectifs ciblés, un planage préalable pour enlever une surépaisseur de la couche de revêtement bitumineux peut s'avérer nécessaire (retraitement en place de type III). En effet, la proportion de GBR dans le matériau décohesionné varie en fonction de l'épaisseur du revêtement bitumineux et de la profondeur de décohesionnement. Cette étape permet, en plus de respecter la proportion maximale de GBR (les MR-5 incluent 35% à 50% de GBR) dans la couche de fondation, de limiter l'usure excessive des outils de coupe et d'augmenter la productivité (ARRA, 2015). Il s'agit également de limiter le rehaussement du profil de la chaussée et/ou de réutiliser les résidus de planage dans une autre chaîne de valorisation (SETRA, 2003).

1.2.3.2 Reprofilage et compactage préliminaire

Le reprofilage de la chaussée doit également être effectué avant stabilisation pour éviter un gradient en dosage de liants dans le matériau recyclé (Laboratoire des chaussées, 1996). Une niveleuse est donc utilisée pour reprofiler la couche de matériau recyclé à la géométrie de la route. Il est important d'effectuer ces réajustements d'alignement ou d'élévation après décohesionnement et avant stabilisation car après stabilisation la fondation se rigidifie et tout remodelage entraîne des surcoûts (PCA, 2019). Cette mise en forme de la chaussée permet de

traiter l'épaisseur souhaitée longitudinalement et transversalement sans avoir une application différentielle de liants (voir Figure 1.5) (Asphalt Academy, 2020).

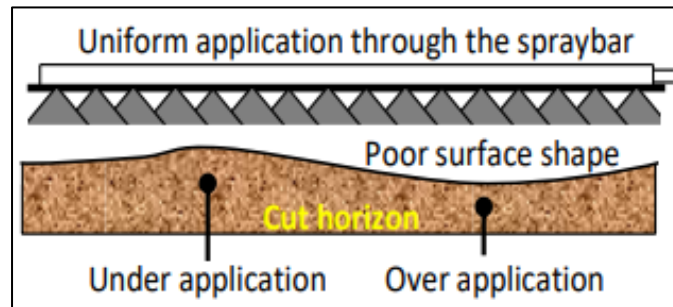


Figure 1.5 Conséquence d'un mauvais reprofilage sur l'application en liants
Tirée de Asphalt Academy (2020)

Une fois la chaussée nivelée, un léger compactage préliminaire permet d'obtenir une base plus stable pour la suite des opérations et diminue l'orniérage de la couche recyclée lors des étapes de la construction (PCA, 2019).

1.2.3.3 Correction de la granulométrie

Au besoin, il peut s'avérer nécessaire de corriger la granulométrie des matériaux en place avant stabilisation. Dans le cas d'une correction granulaire, un épandeur répend les granulats d'apport en surface de façon uniforme après le décohesionnement. Les granulats correctifs peuvent également être nécessaires pour augmenter l'épaisseur de la couche à stabiliser ou pour répondre aux exigences de formulation du mélange. Un passage supplémentaire de malaxage du matériau recyclé sous-jacent est alors nécessaire pour obtenir un mélange homogène avant l'application du ciment et/ou du liant bitumineux (ARRA, 2015).

1.2.3.4 Stabilisation

Pour le retraitement en place de type II, les principaux liants utilisés dans la stabilisation des matériaux granulaires sont les liants bitumineux (émulsion de bitume ou mousse de bitume) et les liants hydrauliques (ciment, chaux). Le choix du dosage et du type de liant dépend de (ARRA, 2015):

- La structure de chaussée existante;
- Les propriétés du matériau recyclé;
- Le renforcement souhaité;
- La disponibilité des additifs stabilisateurs;
- L'expérience de l'agence routière et des entrepreneurs;
- Les coûts.

Les liants peuvent être ajoutés par épandage sur la chaussée avant passage du malaxeur ou directement dans la préchambre du rotor ; cela permet d'éviter les émissions de poussières dans le cas de liant pulvérulent comme le ciment ou la chaux (SETRA, 2003). La méthode d'ajout de liants dépend du type de liant, des équipements disponibles et du résultat souhaité. Les recycleurs équipés d'un système d'ajout de liant incorporent les additifs au cours du décohesionnement ; ce qui permet d'éliminer les phases de pulvérisation et de reprofilage préalables dans le cas de chaussées uniformes en matériaux, épaisseur et conditions de surface (ARRA, 2015). La stabilisation s'effectue par accouplement de camions citernes pour l'approvisionnement en additifs nécessaires au mélange, généralement du bitume et de l'eau. Le fluide est injecté dans la chambre de malaxage par des buses équidistantes placées sur une rampe de pulvérisation. Dans les recycleurs équipés d'un système de pompage et de microprocesseur, le débit du fluide est mesuré précisément et régulé en fonction du volume de matériau dans la chambre de malaxage (PIARC, 2021).

1.2.3.5 Compactage final

Puisque le retraitement en place est une technique à froid, l'énergie de compactage est plus élevée que celle nécessaire pour le compactage des enrobés bitumineux à chauds traditionnels (PIARC, 2021). Le nombre de passages nécessaires lors du compactage de la couche stabilisée dépend de (Asphalt Academy, 2020):

- La masse du rouleau et l'énergie de compaction vibratoire;
- La méthode de compactage (vitesse et trajectoire);
- La rigidité des couches sous-jacentes;
- La granulométrie et le type de matériau compacté;
- La teneur en humidité;
- L'épaisseur de la couche compactée;
- La densité cible.

La séquence de compactage est généralement déterminée suite à la réalisation d'une planche d'essai (Laboratoire des chaussées, 1996). L'effort de compactage pour atteindre la masse volumique voulue étant minimisé par la présence d'humidité ou d'une teneur en fluides suffisante, il est possible de rajouter une faible quantité d'eau pour faciliter la mise en œuvre à l'étape de compactage (ARRA, 2015). Le degré de compactage influe sur la performance future de la chaussée après travaux. Les exigences de compactage doivent être satisfaites pour éviter les risques d'orniérage par post-compactage du trafic, le désenrobage en surface causé par une résistance faible à jeune-âge ou la fissuration prématurée causée par l'insuffisance de la résistance après cure (ARRA, 2015).

1.2.3.6 Cure des matériaux stabilisés

Les propriétés mécaniques et volumétriques des fondations stabilisées aux liants hydrauliques et/ou bitumineux puis compactées évoluent dans le temps du fait du processus de cure qui permet un gain de cohésion au sein du matériau. Suite à l'étape de compactage, l'eau se déplace

au sein du matériau par évaporation (Asphalt Academy, 2020) et par écoulement induit par la pression interstitielle entre les granulats (Tebaldi et al., 2014). Cette teneur en eau au sein de la couche stabilisée diminue jusqu'à atteindre un équilibre avec le milieu voisin (Graziani et al., 2018). En présence de ciment et d'un liant bitumineux, les mécanismes physiques et chimiques de la cure qui se rajoute à la diminution de la teneur en eau sont : la rupture de l'émulsion, le phénomène de répulsion bitume/eau et l'hydratation du ciment (Asphalt Academy, 2020; Bocci et al., 2011; Raschia, 2020; Wirtgen GmbH, 2012). Dans les matériaux traités à l'émulsion ou à la mousse de bitume, les propriétés mécaniques (rigidité, résistance à la traction) augmentent durant la cure par formation d'une liaison entre le mastic bitumineux (fines, bitume : voir section 1.2.4.3) et le squelette granulaire (Tebaldi et al., 2014). Les émulsions de bitume en comparaison avec les mousses de bitume peuvent conduire à des teneurs en humidité plus élevées (voir Figure 1.6) rallongeant les délais de cure et de réouverture au trafic (Jones et al., 2021). Le ciment encourage la rupture de l'émulsion en favorisant la coalescence du bitume et nécessite la présence d'eau pour s'hydrater sans pour autant contribuer à la diminution de la teneur en eau (Cardone et al., 2015).

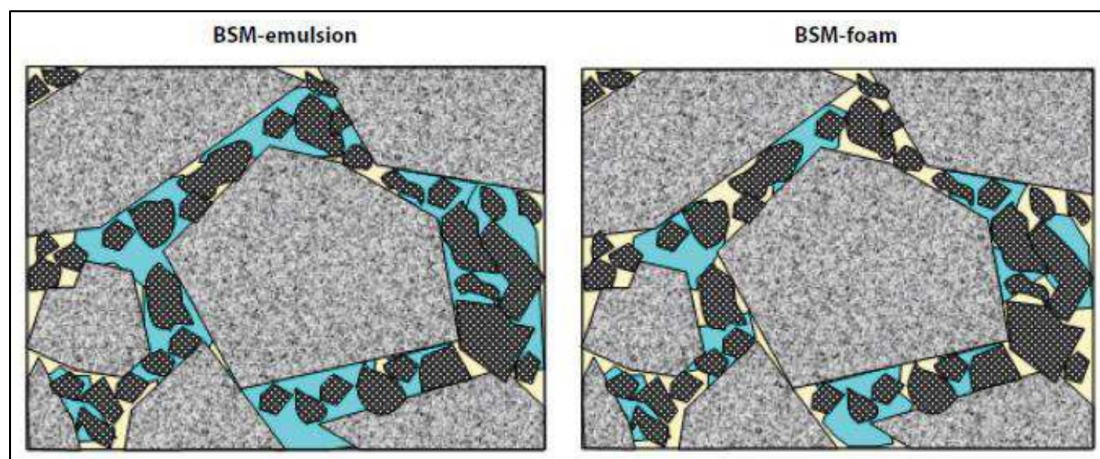


Figure 1.6 Eau dans un matériau stabilisé à l'émulsion (à gauche) et à la mousse (à droite)

Tirée de Godenzoni (2017)

Rôle de l'eau dans le matériau - D'après Graziani et al. (2018), le matériau stabilisé aux liants hydrauliques et bitumineux est constitué (voir Figure 1.7) :

- D'une phase solide : GBR, granulats d'apport, ciment;
- D'une phase liquide : eau libre;
- Du bitume présent dans le liant bitumineux;
- D'air.

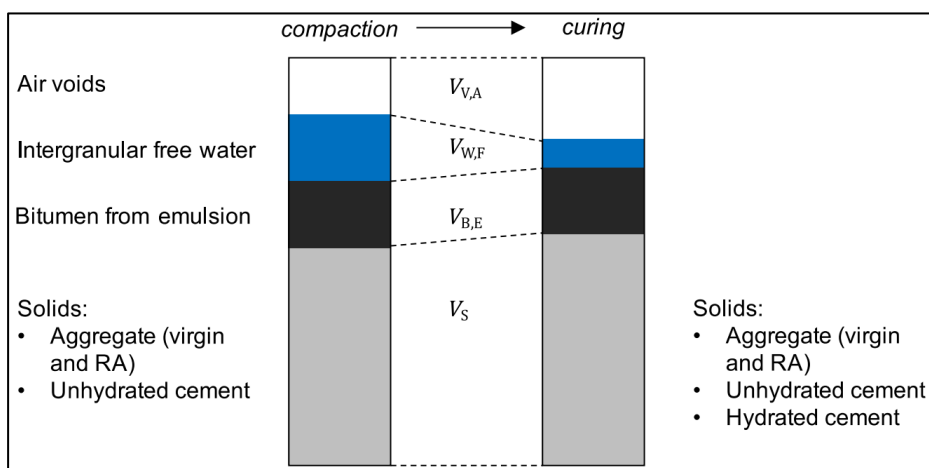


Figure 1.7 Évolution des propriétés volumétriques des phases dans un matériau stabilisé durant la cure
Tirée de Graziani et al. (2018)

L'eau dans le mélange stabilisé se répartit en : eau absorbée par les granulats, eau contenue dans la mousse ou l'émulsion, eau ajoutée au cours du malaxage, eau en surface des granulats dû à l'humidité (Godenzoni, 2017). L'eau absorbée selon la porosité des granulats n'appartient pas au volume d'eau libre intergranulaire mais plutôt au volume des granulats.

À l'état initial, l'eau ajoutée aide à la dispersion du bitume dans le matériau granulaire recyclé et joue un rôle de lubrifiant au cours du compactage. Après compactage, la cure du matériau débute et la teneur en eau varie jusqu'à atteindre une teneur en eau résiduelle faible. L'apport d'eau initial doit être contrôlé car (Godenzoni, 2017) :

- Une quantité trop faible complique la mise en œuvre et la dispersion du liant au sein du matériau granulaire;
- Une quantité trop élevée augmente le temps de cure, diminue la masse volumique au compactage et l'enrobage des granulats car l'eau limite les contacts bitume-granulats.

Au cours de la cure, le volume global occupé par l'eau devient en partie un volume d'air (voir Figure 1.7). Il est à noter que la granulométrie et la structure du réseau de vides dans le matériau influence la présence de l'eau au sein des granulats et son évaporation. En plus de l'évaporation de l'eau, l'eau et le ciment interagissent au cours de la réaction d'hydratation du ciment; ce qui entraîne une diminution de la teneur en eau libre et un accroissement des vides dû au fait que le volume des hydrates formés est inférieur aux volumes de l'eau et du ciment anhydre initial (contraction de Le Chatelier) (Graziani et al., 2018).

Facteurs influençant la cure - La cure in-situ est influencée par plusieurs facteurs en lien avec : la formulation du mélange (type et dosage en liant, teneur en eau initiale), les caractéristiques de construction (degré de compactage, phasage, épaisseur, conditions de drainage) et les conditions environnementales (température, humidité, vent) (Cardone et al., 2015; Graziani et al., 2022; Khosravifar et al., 2013). L'évolution de la teneur en eau dépend aussi des conditions environnementales du projet, de la perméabilité des matériaux des couches adjacentes mais aussi de la longueur du projet qui influe sur la variabilité des conditions en place (Arévalo, 2013). La stabilité et la vitesse de rupture de l'émulsion influe également sur le temps de cure au moment de la pose. Le développement de recommandations pour ces matériaux est complexe car il touche à de nombreux paramètres (Graziani et al., 2018).

Délais de cure - Les délais de cure sont nécessaires pour atteindre les performances mécaniques ultimes de la chaussée ; la période de cure varie entre quelques jours et 2 semaines dépendamment des facteurs d'influence (Godenzoni, 2017; Morian et al., 2012). Les enjeux du temps de cure pour atteindre les performances à long-terme sont la réouverture au trafic et le pavage de l'enrobé bitumineux (Tebaldi et al., 2014). L'évolution de la cure conditionne

aussi le gain en cohésion de la fondation et les risques de désenrobage et d'arrachements des granulats de la fondation granulaire stabilisée sous circulation (ARRA, 2015). En effet, la combinaison d'une teneur en eau élevée et des charges de trafic avant la cure finale sur la chaussée peut provoquer une perte d'adhésion bitume/granulats et donc une diminution de la résistance au cisaillement (Asphalt Academy, 2020). Les liaisons non continues de mastic bitumineux (voir section 1.2.4.3) entre les granulats restent fragilisées tant que la présence d'eau dans la structure est trop importante; il s'agit de l'eau contenu dans les vides granulaires, les vides du mastic et l'eau superficielle des granulats humides. Cependant après évaporation et renforcement des liaisons intergranulaires, l'exposition à l'eau n'endommage pas la cohésion du matériau recyclé stabilisé (Arévalo, 2013). Le suivi de la diminution de teneur en eau permet d'évaluer la progression de la cure et d'aider au choix du moment de pose de l'enrobé à jeune âge. Il est important que l'eau continue à s'évaporer de la couche de fondation stabilisée jusqu'à obtenir une teneur en eau stable avant la pose de l'enrobé en surface (Tebaldi et al., 2014).

1.2.4 Matériaux utilisés

Les chantiers de retraitement en place de type II permettent le recyclage des matériaux du revêtement bitumineux et de la fondation granulaire. L'emploi d'additifs permet la valorisation des matériaux en place tels que les granulats d'apport, les liants bitumineux ou les liants hydrauliques. Ces principaux constituants des matériaux stabilisés sont décrits dans les sections suivantes.

1.2.4.1 Granulats de correction

Le matériau décohesionné doit respecter les exigences granulométriques et de formulation du devis technique. L'ajout de granulats de correction s'avère parfois nécessaire pour améliorer la granulométrie et la qualité du matériau existant ou pour augmenter l'épaisseur de la couche

à stabiliser (ARRA, 2015). Cette correction granulaire, addition de pierres concassées, permet également un renforcement et une stabilisation mécanique de la structure. Bien qu'elle soit avantageuse et économique, la stabilisation mécanique n'est pas nécessairement la plus rentable ou durable des options de stabilisation car l'augmentation de la capacité portante peut être insuffisante (Kearney & Huffman, 1999).

1.2.4.2 Matériaux recyclés

Au Québec, les matériaux recyclés (MR) sont classés en fonction de la proportion massique de leurs constituants : les résidus d'enrobés bitumineux (EB), les résidus de béton (BC) incluant la brique de béton et les granulats naturels (GN). Les résidus d'enrobés de chaussées bitumineuses sont appelés granulats bitumineux recyclés (GBR) au Québec, agrégats d'enrobés en France (AE) et Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) aux États-Unis. La norme NQ 2560-600 (BNQ, 2002) spécifie sept catégories de matériaux recyclés du MR-1 au MR-7 en fonction de la nature et de la proportion des granulats (voir Figure 1.8).

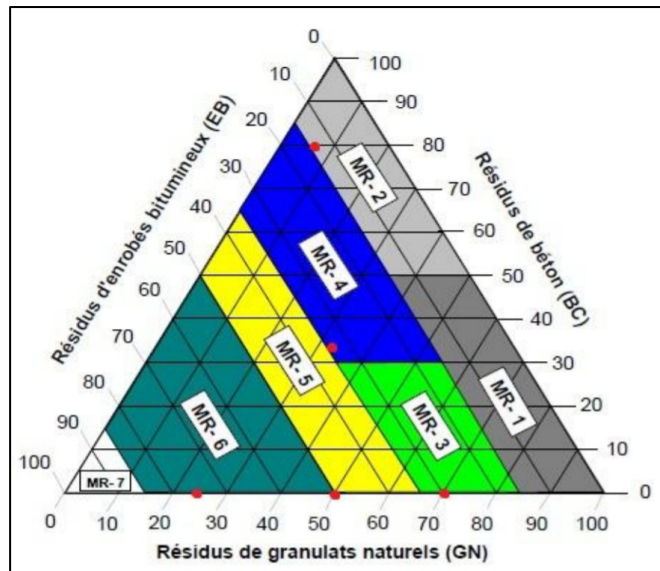


Figure 1.8 Classification et désignation des matériaux recyclés de la norme NQ 2560-600
Tirée de BNQ (2002)

La norme NQ 2560-600 est une réglementation relative à l'identification et à l'utilisation des MR. En fonction des exigences du cahier des charges du donneur d'ouvrage, des études complémentaires peuvent permettre de spécifier les caractéristiques granulométriques, intrinsèques (densité brute des granulats, résistance à l'usure par attrition et aux chocs) et de fabrication (particules plates et allongées, fragmentation).

Les matériaux recyclés peuvent contenir ou non une partie de matériaux granulaires qui proviennent des carrières, des gravières, des sablières ou des infrastructures existantes. Dans le cas des fondations granulaires stabilisées, les MR proviennent du décohésionnement de la couche de revêtement bitumineux et des matériaux de fondation. L'objectif est d'obtenir une fondation en réutilisant une forte proportion de granulats bitumineux recyclés (entre 35 et 50 % de GBR pour un MR-5) ce qui permet de limiter les matériaux d'apport (Bitume Québec, 2008). Pour renforcer la structure et améliorer la portance des matériaux décohésionnés, les MR sont stabilisés aux liants bitumineux et/ou hydrauliques.

1.2.4.3 Liants bitumineux

Le bitume est un mélange d'hydrocarbures issus de la distillation et du raffinage des pétroles bruts. Il est principalement utilisé comme liant dans les enrobés bitumineux pour donner de la cohésion au squelette granulaire et pour étanchéfier les surfaces de chaussées. Le bitume est un matériau viscoélastique c'est-à-dire que son comportement varie essentiellement en fonction de (Di Benedetto & Corté, 2005):

- La vitesse de sollicitation (temps de charge et intensité de sollicitation);
- La température.

Le bitume peut être mis en œuvre à chaud ou à froid à une viscosité qui facilite l'enrobage des granulats. Ainsi pour abaisser la viscosité, il peut être chauffé à haute température (entre 140°C et 180°C en général) ou être modifié (mousse ou émulsion de bitume).

Dans le cas spécifique des travaux de retraitement, le liant bitumineux utilisé sous la forme d'émulsion de bitume ou de mousse de bitume sont des liants bitumineux incorporés au cours du malaxage de la fondation pulvérisée. L'ajout de ces liants au cours de cette étape de mélange avec les granulats froids permet de faciliter la mise en œuvre à température ambiante (Raschia, 2020). Pour ces deux liants bitumineux, la méthode de production et le processus de gain en cohésion au sein du matériau granulaire sont différents.

La mousse de bitume

La mousse de bitume est un mélange d'eau, d'air et de bitume chauffé à 160-180°C. L'eau et l'air sous pression sont ajoutés au bitume chauffé ce qui provoque la vaporisation de l'eau et la formation d'une mousse de bitume (Voir Figure 1.9). La mousse de bitume est produite en ajoutant des teneurs en eau, variant généralement de 1 à 3% par rapport à la masse de bitume, au bitume chaud (Weir et al., 2021).

Au cours du mélange avec les granulats, la viscosité du bitume à l'état expansé diminue ce qui lui permet d'enrober et d'adhérer aux particules fines du matériau granulaire (Voir Figure 1.10); il se crée alors un mastic de fines et de bitume qui vient lier les gros granulats entre eux (Fu, 2009). Après compactage, des liaisons non continues se forment en surface des granulats et permettent la cohésion des gros granulats par le mastic bitumineux (Weir et al., 2021).

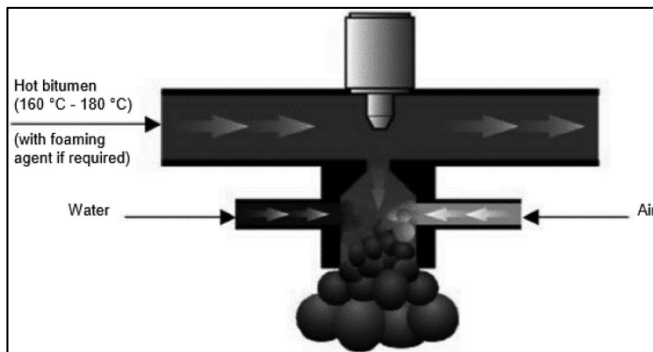


Figure 1.9 Processus de fabrication de la mousse de bitume
Tiré de Weir et al. (2021)

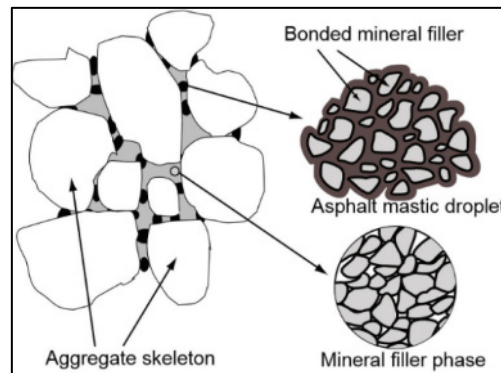


Figure 1.10 Mécanisme de cohésion dans un mélange granulaire stabilisé à la mousse de bitume
Tiré de Fu (2009)

L'état moussé du bitume est conditionné selon une durée précise car les bulles de bitume sont dans un état instable au cours du mélange. Le mélange avec les matériaux doit être rapide pour obtenir la formation du mastic bitumineux. Ainsi, l'efficacité de la dispersion de la mousse de bitume au cours du mélange est conditionnée par la demi-vie et le ratio d'expansion (Wirtgen GmbH, 2012). La demi-vie est la durée nécessaire au bitume pour perdre la moitié de son volume expansé initial, elle témoigne de la capacité qu'à le bitume à rester dans un état de mousse au cours du mélange. Le ratio d'expansion est égal au rapport du volume expansé du bitume moussé sur le volume initial du bitume avant moussage.

L'émulsion de bitume

Une émulsion bitumineuse est un mélange hétérogène constitué de deux phases (ISTED, 1989):

- 1) Une phase continue dispersante : eau additionnée d'acide ou base, amine ou résine ;
- 2) Une phase discontinue dispersée : le bitume.

Au cours de la fabrication d'une émulsion, le bitume est dispersé en fines gouttelettes dans l'eau par une énergie mécanique de cisaillement. Les gouttes de bitume ont des diamètres allant de 1 à 30 μm (Zhao, 2007). Pour maintenir la stabilité de ce système, il est nécessaire d'utiliser un agent tensio-actif aussi appelé émulsifiant (Le Bec, 2012). Les proportions volumiques des composants d'une émulsion sont généralement : 40 à 75 % de bitume ; 25 à 60 % d'eau ; 0,1 à 2,5 % d'émulsifiant et autres composants (Salomon, 2006).

L'agent tensio-actif forme un film protecteur autour des gouttelettes ce qui empêche la coalescence du bitume et permet de maintenir le mélange stable ; ce tensio-actif est important car il diminue la tension interfaciale eau-bitume et charge électriquement les gouttelettes de bitume, créant ainsi un effet de répulsion électrostatique qui assure la stabilité du système (Lombardi, 2007).

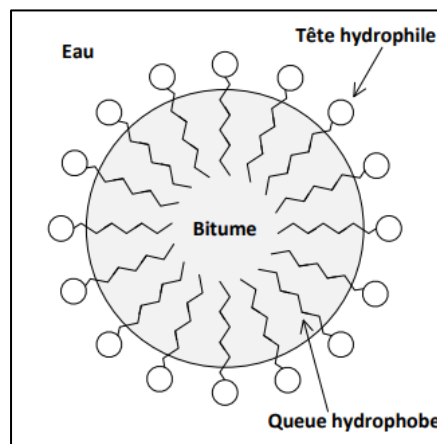


Figure 1.11 Schématisation d'une molécule d'émulsifiant
Tirée de SFERB (2006)

Les molécules d'émulsifiant sont constituées d'une tête ionisable dite hydrophile émergeant dans l'eau et d'une queue hydrophobe présentant une grande affinité avec le bitume (voir Figure 1.11) (ISTED, 1989). Les émulsions sont soit de type cationique (charge positive) ou anionique (charge négative) en fonction de la charge électrique en surface des gouttes de bitume (Zhao, 2007).

L'efficacité d'une émulsion de bitume est conditionnée par :

- La stabilité au stockage,
- La viscosité,
- La vitesse de rupture.

La stabilité de l'émulsion – Il s'agit de l'aptitude qu'à l'émulsion à conserver ses propriétés constantes au cours de sa durée de vie ; ainsi, le temps de stockage de l'émulsion est fonction de la nature du tensioactif, de la teneur en tensioactif et de la qualité du bitume (Le Bec, 2005). Un des atouts des émulsions est leur faible viscosité à basse température qui tend vers celle de la phase dispersante au cours du malaxage avec les granulats froids, leur température d'utilisation est comprise entre 10°C à 80 °C (SFERB, 2006).

La viscosité de l'émulsion – Elle dépend de la viscosité de la phase dispersante, du taux de bitume et de la dimension des gouttelettes de bitume (ISTED, 1989).

Le processus de rupture – Il se décompose en plusieurs étapes : l'agglomération, la floculation, la coalescence aussi appelée coagulation, la prise et le mûrissement (Voir Figure 1.12) (Le Bec, 2005). A la rupture, les gouttes de bitume adhèrent aux granulats et la phase dispersée se sépare de la phase dispersante par évaporation. La classification des émulsions est basée en bonne partie sur la rapidité de rupture : rapide (Rapid Setting), semi-rapide (Medium Setting), lente (Slow Setting) ou surstabilisée. Les émulsions cationiques sont très employées car elles rompent avec les matériaux basiques ou acides (ISTED, 1989).

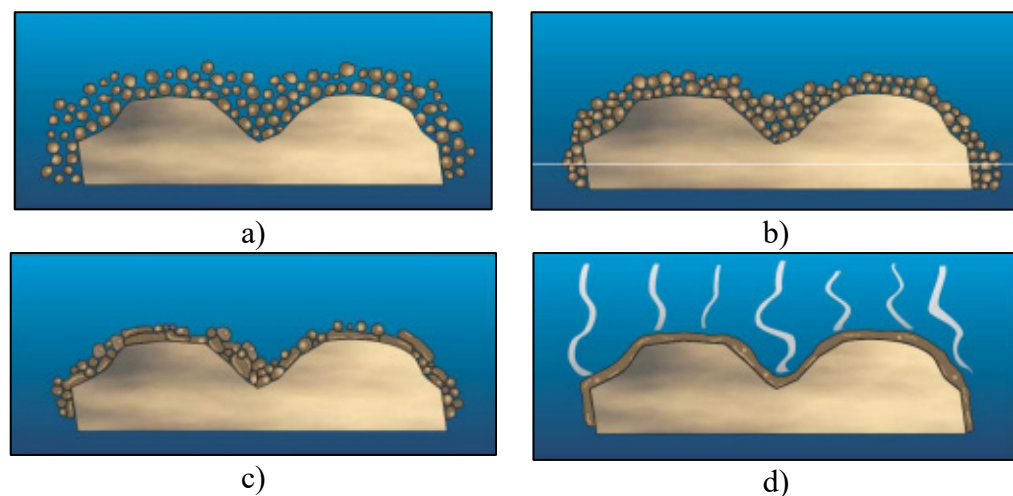


Figure 1.12 Étapes de la rupture d'une émulsion : a) agglomération, b) flocculation, c) coalescence, et d) rupture
Tirée de Le Bec (2005)

Par sa possibilité de stockage et sa facilité d'utilisation, l'émulsion de bitume est utilisée comme liant bitumineux pour des travaux en place et à froid, comme l'enrobé à froid, le traitement de surface, le microsurfaçage ou la stabilisation des fondations. Le choix du type d'émulsion résulte alors d'un essai d'affinité émulsion-granulats. Pour le retraitement en place, l'émulsion permet (Godenzoni et al., 2018a) :

- 1) D'agir comme un lubrifiant au cours du compactage ;
- 2) De retarder les effets du ciment pour augmenter le temps de travail sur site ;
- 3) D'intégrer un taux important de fines au mélange pour stabiliser la fondation traitée et limiter les effets néfastes de l'eau.

1.2.4.4 Liants hydrauliques

D'après Duclos et al. (2022), les liants hydrauliques routiers employés dans le retraitement en place sont : le ciment (GU, GUL), la chaux hydratée, le ciment mélangé (SCM ou avec des

matériaux cimentaires), les cendres volantes (classe C ou F), le laitier de haut-fourneau, et la poussière de four à ciment (CKD) ou de four à chaux (LKD)

Ces liants hydrauliques ou pouzzolaniques ont pour buts d'augmenter les propriétés mécaniques des couches traitées (module de rigidité, résistance en compression, traction, ...), d'améliorer la durabilité de la couche de fondation et peuvent apporter une bonne résistance aux cycles de gel-dégel (Serfass, 2009). Selon Betti et al. (2017), les liants hydrauliques actifs sont aussi utilisés dans les matériaux stabilisés au bitume pour :

- 1) Aider à la dispersion du bitume ;
- 2) Obtenir plus rapidement la capacité portante souhaitée (surtout le ciment) ;
- 3) Contrôler le taux d'humidité ;
- 4) Incorporer les particules fines dans le mélange granulaire.

Le ciment

Le ciment Portland est un liant hydraulique c'est-à-dire qu'il réagit avec l'eau et qu'il se rigidifie avec le temps. La réaction d'hydratation du ciment, entre l'eau et le ciment Portland, conduit en partie à la formation d'un gel de silicates de calcium hydratés (C-S-H) qui donne la rigidité de la pâte de ciment. Un ciment dans un sol s'hydrate et fait prise avec les particules de sol (Tessier, 1990).

Le ciment est, parmi les liants hydrauliques, le liant qui conduit à obtenir la meilleure rigidité du matériau stabilisé (Raschia, 2020). Il permet d'augmenter la capacité portante d'une couche de matériau granulaire ; c'est-à-dire qu'il augmente la résistance en traction-compression et réduit la plasticité du matériau. Cependant, l'ajout de ciment peut rendre -en fonction du dosage- le matériau fragile et moins flexible même si les effets obtenus dépendent aussi du type de matériau retraité (Bocci et al., 2011).

1.3 Le comportement des matériaux stabilisés

Les teneurs en bitume et en ciment ont une influence sur les propriétés des matériaux stabilisés (Raschia, 2020). Le comportement des matériaux stabilisés est donc dicté par le type et le dosage des liants qui sont ajoutés au cours du retraitement en place. Les sections suivantes ont pour but de préciser le rôle ainsi que l'influence du bitume et du ciment sur le comportement des matériaux stabilisés.

1.3.1 Rôle du bitume dans les matériaux stabilisés

Les liants bitumineux, émulsion ou mousse de bitume, agissent selon des procédés différents pour donner de la cohésion au matériau, mais à long-terme ils conduisent à des performances similaires au cours de la durée de vie des chaussées (Jones et al., 2021). L'émulsion de bitume permet d'enrober partiellement les granulats puis, après évaporation de l'eau, le liant adhère à la surface des particules pour donner la cohésion au mélange. La mousse de bitume assemble les fines et les gouttes de bitume moussées dans un mastic bitumineux qui crée des liaisons non-continues entre les granulats. Dans le cas des mousses de bitume, la qualité et le taux de fines importent beaucoup pour la formation du mastic bitumineux (Raschia, 2020).

Dans les matériaux traités au bitume (MTB), la teneur en bitume et en ciment (jusqu'à 1%) influe sur la rigidité et sur la thermosensibilité du matériau (Bocci et al., 2011). Le comportement des MTB est similaire à celui des couches granulaires avec une cohésion interne augmentée et une sensibilité réduite à l'humidité (Godenzoni, 2017). En effet, l'influence de l'eau est réduite car le bitume est principalement dispersé dans les fines qui sont encapsulées et immobilisées (Asphalt Academy, 2020). L'ajout de bitume permet d'améliorer la durabilité; mais à des taux élevés le mélange est plus susceptible à la rupture par déformation permanente ou par cisaillement (Bocci et al., 2011). La viscoélasticité du bitume confère la rigidité et la résistance à la flexion aux MTB. Cependant, ce matériau granulaire lié n'est pas susceptible à la fissuration par fatigue car les granulats ne sont pas complètement liés ou enrobés comme

dans une couche d'enrobé (Asphalt Academy, 2020). Jusqu'à deux années après la construction, la principale dégradation observée est la déformation permanente qui peut résulter d'une réouverture prématurée au trafic ou d'une cure encore en cours (Quick & Guthrie, 2011).

1.3.2 Rôle du ciment dans les matériaux stabilisés

Lorsqu'il est combiné avec de l'eau, le ciment cohésionne le matériau granulaire par captage de l'eau libre nécessaire à la réaction d'hydratation. L'hydratation du ciment a lieu grâce à la phase aqueuse introduite dans le mélange via l'émulsion de bitume ou l'ajout d'eau facilitant le compactage (Raschia, 2020).

Le ciment stabilise ou modifie chimiquement le matériau en fonction du dosage et de la qualité des matériaux retraités ; il permet de réduire la plasticité, d'augmenter la rigidité et/ou d'augmenter la résistance à jeune âge ou à long-terme en retardant la fissuration par fatigue (Jones et al., 2021). En comparaison avec les couches granulaires non stabilisées, les matériaux traités au ciment sont plus résistants à l'humidité car ils sont moins perméables. A long-terme, les matériaux stabilisés au ciment sont durables et maintiennent de bonnes propriétés mécaniques même dans un état saturé (PCA, 2019). En cas de dosage élevé en ciment, la principale dégradation des fondations traitées au ciment est la fissuration transversale dû au retrait de prise et/ou au retrait thermique qui se propage de la fondation stabilisée jusqu'à l'enrobé (Jones et al., 2021). Les performances des fondations traitées en place au ciment dépendent de la diversité des matériaux en place et des liants mais il est possible d'atteindre des modules de 10 000 à 20 000 MPa (Serfass, 2009).

Le retraitement en place au ciment permet d'augmenter la capacité structurale ce qui augmente l'aptitude de la chaussée à répartir les charges des véhicules dans les couches sous-jacentes (PCA, 2019). En comparaison avec une fondation granulaire non stabilisée, la stabilisation au ciment de la couche de fondation répartit mieux la contrainte dans le sol support et réduit la

déformation sous chargement dans les couches de la chaussée. L'ajout de ciment permet d'augmenter la résistance à la déformation permanente mais à des taux trop élevés l'ajout de ciment rend le matériau plus fragile (réduction de la déformation), augmente la sensibilité à la fissuration par fatigue et encourage le retrait du matériau (Weir et al., 2021).

1.3.3 Diversité de comportement mécanique

Le comportement mécanique des matériaux stabilisés, ou traités, varie selon les propriétés et le dosage en liants hydrauliques et bitumineux (Figure 1.13). D'après Bocci et al. (2011) et Cardone et al. (2015), les principales catégories de comportement sont classées en :

- Matériaux traités au ciment (MTC)
- Matériaux traités au bitume (MTB)
- Matériaux traités au ciment et au bitume (MTCB)

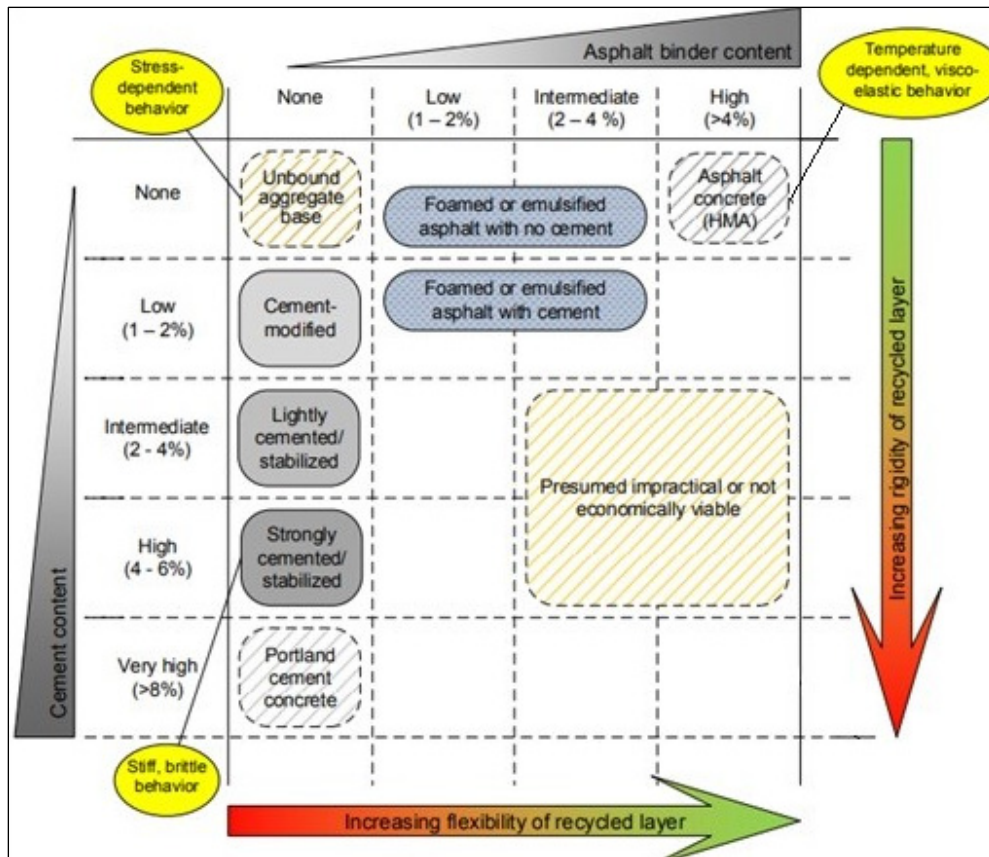


Figure 1.13 Les différentes compositions des matériaux stabilisés à froid
Adaptée de Jones et al. (2021)

Les **matériaux traités au ciment (MTC)** contiennent des taux de ciment de 2 à 5% par rapport à la masse de granulats. Les matériaux recyclés au ciment présentent généralement une grande rigidité et un comportement fragile susceptible de fissurer prématurément ; leur rigidité dépend de la température et de la fréquence de chargement sans pour autant être attribuable à la présence du bitume des GBR (Godenzoni, 2017).

Les **matériaux traités à l'émulsion ou à la mousse de bitume (MTB)** possèdent des teneurs en bitume d'au plus 3% par rapport à la masse sèche de granulats et des teneurs en ciment allant jusqu'à 1% (Wirtgen GmbH, 2012). Le comportement des MTB reste principalement dicté par le bitume même dans le cas où il y a présence de ciment. Les matériaux stabilisés au bitume ont un comportement mécanique, dépendant de la contrainte, proche d'une couche

granulaire (rupture par déformation permanente ou contrainte de cisaillement) (Godenzoni, 2017). Les gouttes de bitume confèrent à la structure une résistance à la flexion mais le matériau reste proche d'un matériau granulaire du fait des liaisons non-continues de mastic bitumineux. Les matériaux stabilisés au bitume ont une sensibilité réduite à l'humidité et sont plus durables que les fondations granulaires non traitées car les fines sont contenues dans le mastic bitumineux et sont moins réactives à l'humidité (Fu, 2009).

Les matériaux traités au ciment et au bitume (MTCB) possèdent des teneurs en ciment pouvant aller jusqu'à 2,5% par rapport à la masse de granulats (Godenzoni, 2017) ; ils possèdent une meilleure cohésion et rigidité que les matériaux traités au bitume (MTB) uniquement. Le comportement mécanique est plus viscoélastique et sensible à la fatigue (dépendant de la température, la fréquence) se rapprochant plus d'un enrobé que d'un matériau granulaire (Jones et al., 2021). Le dosage en bitume résiduel et en ciment influence la rigidité et la thermosensibilité du matériau (Bocci et al., 2011). Le squelette granulaire est lié par le mastic bitumineux suite à la rupture de l'émulsion ou l'atteinte de la durée de vie de la mousse ; et par le mortier hydraulique formé par le ciment hydraté (Godenzoni, 2017).

1.4 Le contrôle de la qualité des opérations

La qualité de la fondation stabilisée finale dépend des paramètres de la machinerie, des taux en liants réellement incorporés, de la réalisation des opérations de retraitement et du matériau d'origine en place (Wirtgen GmbH, 2012). En conséquence, les opérations peuvent être suivies tout au long du processus de travaux via des points de contrôle qualité et des essais ayant pour but de s'assurer du fonctionnement optimal des machines, du contrôle des paramètres du projet et de permettre la réactivité in-situ en cas de problème. S'agissant de travaux à fort taux de rendement, le but est de détecter les problèmes et de les solutionner au cours de la mise en œuvre pour garantir la productivité, limiter les délais de temps et les pertes d'argent.

D'après le Laboratoire sur les chaussées (1996), plusieurs phases doivent être suivies au cours du déroulement du chantier tels que : le décohesionnement, l'ajout des matériaux d'apport, la stabilisation, le reprofilage et compactage, la pose du revêtement final. Pour chacun de ces niveaux, les résultats du contrôle qualité doivent être cohérents avec les spécifications et les exigences du projet. Un bon suivi du chantier permet d'obtenir les caractéristiques voulues par le dimensionnement en vue de respecter les tolérances imposées (ARRA, 2015):

- Profondeur de réhabilitation et limites géométriques du projet;
- Type et quantité des additifs (granulats d'apport, liants);
- Degré de compactage;
- Enlèvement des matériaux excédentaires;
- Exigences pour la cure des matériaux;
- État de surface final.

A chaque étape, plusieurs paramètres influencent la qualité des travaux de retraitement dont les causes sources peuvent relever du matériel employé, du matériau stabilisé et de la réalisation des opérations.

1.4.1 Suivi et contrôle sur chantier

Travaux de décohesionnement

Pour comparer les travaux de décohesionnement aux attentes de la formulation, l'examen de conformité est fait visuellement et relève aujourd'hui majoritairement de l'expérience du travailleur (Wirtgen GmbH, 2012). Les points clés à vérifier suite à une opération de décohesionnement, soit la pulvérisation et le malaxage, sont :

- La profondeur de décohesionnement;
- L'homogénéité du matériau recyclé;
- La granulométrie du matériau recyclé.

La **profondeur de décohesionnement** influence le ratio en GBR dans la nouvelle fondation (% GBR dans le MR-5) et doit dans tous les cas être contrôlée (PIARC, 2021). L'épaisseur décohesionnée doit être mesurée périodiquement en comparaison avec la largeur voisine encore intacte, avec une jauge de profondeur ou par sondage.

L'**homogénéité du matériau recyclé** doit être assurée pour obtenir le ratio en GBR souhaité; et minimiser les variations de composition du matériau in situ dans le sens transversal et vertical ainsi que suivant la longueur du projet. La trajectoire du recycleur doit être respectée et contenue dans l'emprise du projet.

La **granulométrie du matériau recyclé** doit être contrôlée pour effectuer une comparaison avec le matériau de la formulation en menant un essai de tamisage périodique (Wirtgen GmbH, 2012). D'après l'ARRA (2015), la granulométrie du matériau recyclé est influencée par :

- La vitesse d'avance de la fraiseuse-malaxeuse;
- La vitesse de rotation du tambour;
- Le type d'outils et leur usure;
- L'ouverture de porte avant/arrière de la chambre de malaxage;
- La position et le type de barre de concassage;
- La température ambiante.

La vitesse d'avance de la fraiseuse-malaxeuse est fonction de la profondeur de décohesionnement, des propriétés des matériaux en place et des additifs; elle se situe généralement entre 6 m/min et 12 m/min (Wirtgen GmbH, 2012). Une telle opération de décohesionnement diffère du fraisage normal où la couche de revêtement bitumineux est enlevée le plus rapidement possible; ici l'objectif est de maximiser la fragmentation en optimisant la vitesse d'avancement (Asphalt Academy, 2020). La barre de concassage sert à limiter la dimension maximale des granulats. La fermeture de la porte avant/arrière de la chambre de malaxage favorise le malaxage et le décohesionnement des granulats. La

dimension maximale, généralement inférieure à 40 mm, est fixée par le maître d'œuvre (ARRA, 2015).

Tableau 1.2 Fuseau granulométrique de spécifications des MR-5

Tamis (mm)				Tamis (μm)	
40	28	14	5	315	80
Passants (%)					
100	80-100	50-90	25-55	5-20	3,0-10,0

Selon les exigences au Québec indiquées au Tableau 1.2, les granulats décohesionnés doivent avoir un diamètre maximal de 40 mm suite au décohesionnement et une analyse granulométrique doit être effectuée en laboratoire (Laboratoire des chaussées, 1996). L'essai de tamisage in situ -pour la dimension maximale fixée- est plus commun que l'analyse granulométrique (ARRA, 2015; Scullion et al., 2012).

Travaux de stabilisation

Les taux d'application d'additifs et l'uniformité de la fondation granulaire ont une incidence sur les propriétés finales du matériau; le contrôle de la qualité pour garantir la quantité de stabilisants incorporée est donc une mesure importante pour assurer une stabilisation efficace (Scullion et al., 2012). Les points clés à vérifier suite à une opération de stabilisation, soit le malaxage et l'ajout de liant, sont :

- L'épaisseur de stabilisation;
- Le taux d'application de liants;
- L'uniformité transversale et en profondeur.

L'**épaisseur de stabilisation** doit être contrôlée périodiquement tout au long du chantier avec une jauge de profondeur, des sondages ou même l'emploi de phénolphtaléine pour indiquer la quantité de chaux ou de ciment présente. La phénolphtaléine produit une couleur fuchsia en présence de chaux ou de ciment; cet indicateur permet d'estimer la profondeur stabilisée avec

un liant hydraulique mais le changement d'intensité de couleur n'est pas précis pour connaître la quantité de stabilisant (Scullion et al., 2012).

Les **taux d'application de liants** doivent être contrôlés via les contrôleurs de débits des machines ou via le calcul du rapport entre la quantité de liants dans les citernes et la surface totale stabilisée. Pour minimiser les perturbations à l'étape de stabilisation, le dimensionnement de liants dans les camions-citernes doit être prévu en fonction de l'ampleur du projet et du tracé (PIARC, 2021). Les quantités mesurées par l'équipement de stabilisation doivent être comparées aux quantités réellement incorporées par des essais en laboratoire ou des pesées d'échantillons dans le cas du ciment. La conformité du liant doit être vérifiée à la livraison de la citerne sur le certificat (Asphalt Academy, 2020). L'uniformité de l'ajout en liant est influencée par :

- La vitesse d'avance du recycleur;
- Le volume ou la profondeur de matériaux traités;
- Le taux d'application de liants.

L'**uniformité transversale et en profondeur** peut être vérifiée par échantillonnage ou forage à des chaînages précis pour analyser la composition du sol.

Travaux de reprofilage et de compactage

Le reprofilage doit être d'aspect uniforme sur toute la longueur du projet en évitant toutes irrégularités ou dépressions et le compactage qui suit doit respecter les exigences. Les points clés à vérifier suite à une opération de reprofilage et compactage sont :

- L'uniformité de la surface transversale et longitudinale;
- Le degré de compactage.

Le **reprofilage** ou nivellement de la surface est particulièrement utile au niveau du joint longitudinal car les matériaux peuvent s'accumuler entre les différents passages du recycleur.

Le reprofilage après décohesionnement est particulièrement nécessaire pour des pentes supérieures à 4% et pour des épaisseurs recyclées inférieures à 150 mm car les matériaux décohesionnés peuvent se déplacer vers le bas de la pente (Wirtgen GmbH, 2012).

Le **compactage** doit être uniforme transversalement, longitudinalement et en profondeur pour assurer la performance du retraitement avec un certain pourcentage de compacité (ARRA, 2001). Le compactage doit être terminé dans la journée de l'étape du décohesionnement (Laboratoire des chaussées, 1996). En effet, celui-ci permet de stabiliser les sols et d'augmenter la capacité portante. Sur chantier, les paramètres d'état (masse volumique sèche et teneur en eau) de la couche compactée sont mesurés par un nucléodensimètre et comparés à ceux de l'essai Proctor modifié. Le degré de compactage se calcule suite à ces deux essais. Le compactage des couches est fonction de la vitesse et du schéma de compactage du rouleau, de la rigidité des couches sous-jacentes, de la teneur en eau, de la nature du matériau et de l'épaisseur compactée (Asphalt Academy, 2020).

La cure

L'étape de cure comprend plusieurs phénomènes physico-chimiques (évaporation de l'eau, hydratation du ciment, rupture de l'émulsion) et son déroulement est influencé par plusieurs facteurs (voir section 1.2.3.6). L'évolution de la teneur en eau au sein de la couche stabilisée est une phase particulièrement importante qui conditionne la pose de l'enrobé de surface mais aussi ultimement la performance à court et long-terme de la fondation stabilisée. Sur chantier, les délais de cure pour obtenir une diminution suffisante de la teneur en eau doivent être estimés; ce qui représente une phase d'arrêt des travaux (Asphalt Academy, 2020). La teneur en eau de la fondation stabilisée pourrait donc être mesurée avant le recouvrement en enrobé de façon non-destructive pour estimer la rigidité in-situ de la chaussée (ARRA, 2015). En pratique, les choix relatifs au type de liants employés lors de la stabilisation sont principalement basés sur des expériences précédentes. Ainsi, le manque de recommandations techniques et de contrôle qualité sur le terrain conduit à ne pas prendre en compte les facteurs

qui influencent réellement les propriétés mécaniques des matériaux (Bocci et al., 2011). La cure pour les chantiers de retraitement en place est considérée comme une préoccupation ou une problématique pour plusieurs agences routières d'Amérique du Nord car elle détermine le délais avant mise en œuvre de l'enrobé bitumineux (Bowers et al., 2020). Les spécifications actuelles conditionnant le mise en place de l'enrobé imposent un délais de cure et/ou une teneur en eau spécifique; ce dernier paramètre représente soit une teneur en eau maximale ou un pourcentage de réduction de la teneur en eau (Bowers et al., 2020). Au Québec, les délais de cure sont fixés en fonction des conditions météorologiques du chantier et du type de liants utilisés (voir Tableau 1.3).

Tableau 1.3 Délais de cure recommandés au Québec

Type de liant	Durée minimale de la cure
Émulsion de bitume	3 jours de beau temps, sinon 7 jours
Bitume moussé	24 heures de beau temps, sinon 3 jours
Liant bitumineux + additif	2 jours de beau temps, sinon 4 jours

Les connaissances actuelles mettent seulement en évidence la mauvaise performance à court-terme des structures contenant une teneur en eau élevée et un délai de cure insuffisant (Bowers et al., 2020). Cependant des études supplémentaires sont nécessaires pour comprendre la relation entre la teneur en eau, l'ouverture au trafic, le moment de mise en place de la couche d'enrobé superficielle et la performance à court ou long-terme.

1.4.2 Essais in situ pour le contrôle des matériaux de chaussée

Les essais in situ jouent un rôle essentiel dans le contrôle des matériaux de chaussée car ils permettent d'évaluer les performances et la qualité des matériaux utilisés dans les conditions réelles de la chaussée. Ces essais in situ fournissent des informations précieuses sur les caractéristiques mécaniques des matériaux de chaussée en place aidant directement à la prise de décision concernant la conception et le contrôle qualité des chaussées. Notamment, les agences routières ne sont pas en mesure d'évaluer rapidement la qualité du matériau recyclé suite au retraitement en place ou de déterminer si la capacité structurelle de la chaussée

stabilisée est suffisante pour supporter le trafic lourd sans causer de dommages (Diefenderfer et al., 2020, 2021). Ainsi, la nécessité d'essais basés sur la performance et l'acceptation des exigences en chantier pourraient s'appuyer sur des essais in situ et non destructifs tels que le LWD et le DCP (Kessler, 2009; Lee et al., 2021; Livneh & Goldberg, 2001; Nazzal, 2007; Park et al., 2018; Siekmeier et al., 2009).

1.4.3 Défectomètre à masse tombante (LWD)

L'utilisation d'appareils de contrôle non destructifs (NDT) pour la mesure des déflexions de la chaussée sous une charge s'intègre dans le processus d'évaluation structurale et d'auscultation des chaussées. Bien que ces essais non destructifs soient utilisés depuis longtemps par l'industrie de la chaussée, le recours à ces équipements est de plus en plus répandu. En effet, le développement des méthodes d'analyse mécanistique rend essentiel la connaissance de l'interaction des différentes couches et de la réponse de la structure de chaussée sous charge dynamique (Desrochers, 2001).

1.4.3.1 Description générale

Développé en Allemagne en 1981, le défectomètre portable ou *Light-weight deflectometer* (LWD) est une version portable du *Falling-weight deflectometer* (FWD). Le LWD et le FWD sont utilisés pour estimer par rétro-calcul la rigidité et le module élastique d'une ou plusieurs couches de matériaux par transmission d'énergie à la chaussée d'une masse tombante sur une plaque de chargement. La profondeur d'influence de cette propagation d'énergie dépend généralement du diamètre de la plaque; elle peut varier entre 0,9 et 1,1 fois le diamètre de la plaque (Akmaz et al., 2020; Kessler, 2009; Nazzal, 2007). Durant chaque essai, la déflexion de la surface est mesurée par un capteur de déplacement et permet de déterminer le module élastique (Nazzal, 2007). Le LWD peut aussi être utilisé pour mesurer la déflexion des sols support et des couches de fondation en matériaux granulaires (Loizos et al., 2017).



Figure 1.14 Réalisation d'un essai de LWD en chantier

Le LWD est un essai non-destructif simple adapté à différents types de matériaux. Étant portatif, il peut être déplacé rapidement à un endroit du chantier (voir Figure 1.14). Généralement ces appareils sont durables, légers (< 35 kg), s'utilisent de manière rapide (< 1 minute) et coûtent moins cher qu'un FWD (Kessler, 2009). De plus en plus utilisé dans le monde entier, il est employé lors de la construction et en service sur les routes à revêtement mince (Kumar et al., 2017). Le LWD est considéré comme un outil polyvalent utilisé pour le contrôle qualité et pour faciliter les décisions relatives à l'intégrité structurale d'une large gamme de matériaux de chaussée (P. R. Fleming et al., 2007). Plus économique que le FWD, le LWD peut être plus facilement disponible sur site indépendamment de la charge de travail et de la taille du projet (Loizos et al., 2017).

Le LWD est un outil manuel qui utilise une technologie similaire à celle de l'équipement FWD. La principale différence est la charge maximale applicable qui est de 15 kN pour le LWD en comparaison avec 120 kN pour le FWD (Loizos et al., 2017). Le LWD est conçu pour reproduire le chargement d'une roue de véhicule circulant sur une chaussée. La sollicitation produite par la chute libre de la masse sur la plaque de chargement induit une réponse de la chaussée et la déflexion de la surface est mesurée par un capteur de déplacement. La méthode d'essai est décrite dans la norme ASTM-E-2583 « Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD) ». Les caractéristiques de l'essai changent en fonction des variables suivantes : poids, hauteur de chute, diamètre de la plaque, vitesse de chargement (P. R. Fleming et al., 2007). L'essai consiste à relâcher une masse de 10 kg d'une hauteur de 0,5 m à 1,0 m pour transmettre une contrainte au sol par l'intermédiaire d'une plaque circulaire de 200 mm ou 300 mm de diamètre. Un géophone ou un accéléromètre est fixé à la base pour mesurer la déflexion au centre de la plaque suite à l'impact et permet de calculer la contrainte transmise au sol (Kessler, 2009). Le module de surface d'un sol (en MPa) résulte du calcul de la force nécessaire pour générer une déformation précise (en mm).

1.4.3.2 Applicabilité au contrôle qualité des fondations stabilisées

Des essais de LWD peuvent être menés pour déterminer le module de surface des matériaux stabilisés au ciment et au bitume et ainsi évaluer à court-terme la capacité portante de la couche de fondation stabilisée suivant une démarche d'assurance qualité (Tebaldi et al., 2014). En Italie, l'essai LWD est nécessaire 4 h après compactage pour assurer de la rigidité de la fondation stabilisée et le module doit être supérieur à 45 MPa selon les spécifications de Italian Road Authority (Betti et al., 2017). Lors de travaux de retraitement en place, la variabilité du processus de recyclage peut résulter en une variabilité des conditions dans le mélange stabilisé. La possibilité d'identification des sections homogènes est ainsi utile dans le retraitement en place pour prévenir des zones de faiblesses et pour intervenir pour atteindre les exigences avant

la fin de la construction. Le LWD permet ces auscultations in situ car il est possible de réaliser rapidement et facilement un grand nombre d'essais (Tebaldi et al., 2014).

1.4.4 Pénétromètre dynamique à cône (DCP)

En dimensionnement et conception de chaussée, la caractérisation des sols à faible profondeur est importante car elle permet d'avoir une bonne connaissance du comportement mécanique et de la variabilité spatiale du sol.

1.4.4.1 Description générale

Développé en Afrique du Sud dans les années 1960, le pénétromètre dynamique à cône (DCP) est un instrument d'évaluation in situ du comportement mécanique des couches de sol d'infrastructure et de fondations en matériaux granulaires (Mejías-Santiago et al., 2015; Wu, 2011). Le DCP a été conçu pour caractériser la résistance à la pénétration, par enfoncement d'un cône, d'un matériau constituant une structure de chaussée ou un sol (Konrad & Lachance, 2001). Il permet donc d'établir un profil des propriétés mécaniques in situ des matériaux testés en fournissant des données sous la surface de la fondation ou de la plate-forme existante (Kessler, 2009; Sudarsono et al., 2020). En plus de mesurer les résistances des sols en fonction de la profondeur, le DCP peut être utilisé pour déterminer l'épaisseur et la nature des couches d'une structure de chaussée. Lors d'un diagnostic préliminaire de reconnaissance de sols, il s'agit aussi d'une méthode rapide, économique et simple d'utilisation pour évaluer le niveau et l'homogénéité du compactage des sols (Ganju et al., 2018; George & Uddin, 2000; Gourvès & Barjot, 1995). Le DCP compte parmi les solutions les moins coûteuses pour caractériser la qualité des couches d'une chaussée (Chen et al., 2001).



Figure 1.15 Réalisation d'un essai de DCP en chantier

Le principe des essais au DCP consiste à enfoncer dans le sol, par impacts successifs d'une masse, une pointe conique fixée à un train de tiges métalliques (voir Figure 1.15). L'appareil mesure en continu la pénétration par coup, aussi appelée *Penetration Rate (PR)* ou *Dynamic Cone Penetration Index (DCPI)*, qui s'exprime en mm/coup. Les mesures obtenues témoignent de la résistance à l'enfoncement du cône dans le matériau testé avec un plus petit DCPI indiquant un matériau plus rigide (Mejías-Santiago et al., 2015) et un meilleur compactage (Siekmeier et al., 2009). Ces essais in situ non-destructifs présentent une procédure d'essai simple à mettre en œuvre et permettent d'effectuer une inspection en minimisant les déformations permanentes du sol en considérant le diamètre réduit des tiges utilisées (Lee et al., 2021). Les pénétromètres fournissent une caractéristique du sol à la rupture puisque la pointe de l'appareil le poinçonne constamment (AFNOR, 2012). La famille des pénétromètres dynamiques à cône comprend des pénétromètres à énergie d'impact : 1) constante par chute d'une masse tombante standardisée; ou 2) variable par battage manuel à l'aide d'un marteau standardisé.

Le pénétromètre dynamique à cône standard – Il s’agit du DCP standard en Amérique du Nord. L’essai se déroule selon la norme ASTM D6951/D6951M “Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications” (ASTM, 2018). L’essai consiste à lâcher une masse tombante de 8 kg d’une hauteur de chute standard de 575 mm le long d’une tige; la masse heurtant une enclume permet l’enfoncement d’une pointe conique dans le sol testé. Dans ce premier cas, la masse tombe en chute libre depuis une hauteur qui reste constante lors du sondage et l’énergie de battage est constante.

Le pénétromètre dynamique léger à énergie variable – L’essai est encadré par la norme française NF P 94-105 (AFNOR, 2012). Le principe d’enfoncement dans le sol des tiges est similaire au DCP standard mais le battage est effectué manuellement à l’aide d’un marteau standardisé. Pour chaque coup, la profondeur de pénétration de la pointe dans le sol et la déformation provoquée par l’impact du marteau sur la tête de battage sont enregistrées par des capteurs. Il est alors possible de calculer la quantité totale d’énergie transmise à chaque coup et d’obtenir en temps réel la résistance en pointe q_d (formule des Hollandais) selon l’enfoncement. Dans ce second cas, la masse du marteau est accélérée ou ralentie pendant le battage et l’énergie de battage est donc variable.

1.4.4.2 Mesure de la pénétration et établissement d’un profil vertical des matériaux de structure

Les données de l’essai sont relatives à la mesure de l’enfoncement du cône à chaque coup qui se caractérise par l’indice de pénétration DCPI en mm/coup. La profondeur de pénétration totale de la tige est enregistrée par coup et témoigne de la résistance à la pénétration du matériau testé (Wu, 2011). L’unité centrale d’acquisition enregistre et traite les données des deux capteurs de l’appareil. Le capteur d’enfoncement mesure en continu la profondeur de pénétration de la tige par un système de courroie. Les jauges extensométriques situées dans la tête de battage mesurent la déformation du corps d’épreuve. La résistance en point q_d est alors calculée et s’exprime comme une caractéristique de la portance.

L'indice de pénétration DCPI – Il représente la profondeur atteinte par le cône entre deux coups frappés sur la tête de battage. Le DCPI dépend de la capacité à pénétrer le matériau testé et de l'énergie transférée à la pointe du cône lors de l'essai. Le DCPI se calcule de la façon suivante :

$$\text{DCPI [mm/coup]} = D_{n+1} - D_n \quad (1.1)$$

Où : D_n la profondeur de pénétration enregistrée au coup numéro n.

Résistance en point q_d – La résistance de pointe q_d est calculée à partir de l'équation de battage (Eq. 1.2) appelée formule des Hollandais (Benz-Navarrete, 2009).

$$q_d = \frac{1}{A} \times \frac{E}{e} \times \frac{M}{M + P} \quad (1.2)$$

Où : q_d la résistance de pointe dynamique (en MPa), E l'énergie de battage (en J), A la section du cône (en mm^2), e l'enfoncement (en m), M la masse du marteau (en kg), P la masse battue (en kg).

La formule des Hollandais considère un choc parfaitement inélastique ($\varepsilon = 0$) et les déformations élastiques du pénétromètre et du sol négligeables. Dans le cas du PANDA 2, l'énergie de battage E est l'énergie de déformation élastique du corps de la tête de battage et non l'énergie potentielle (Mgh) de la formule des Hollandais initiale. La technique de mesures dynamiques est basée sur la théorie de la propagation longitudinale d'une onde de contrainte dans une tige élastique. Au cours de l'impact permettant l'enfoncement de la pointe dans le sol, le transfert d'énergie se fait sous la forme d'une onde de compression unidirectionnelle qui se propage de la tête de battage vers la pointe du cône (Escobar Valencia, 2015). Pour mesurer la déformation engendrée par le passage de l'onde, la tête de battage comprend des jauges de déformation qui enregistrent les ondes au point de mesure et qui permettent le calcul de l'énergie transmise (Benz-Navarrete, 2009)

1.4.4.3 Corrélation des résultats DCP avec d'autres propriétés mécaniques

Généralement, les essais in situ mesurent des paramètres qui sont indirectement reliés aux propriétés conventionnelles des sols : densité, angle de frottement, cohésion, module d'élasticité (Escobar Valencia, 2015). Ainsi de nombreuses études en laboratoire et en chantier ont conduit à établir des relations empiriques entre les caractéristiques intrinsèques des sols et les données in situ de DCP. Le DCPI peut être converti en certains des indices de sol les plus courants comme : la capacité portante (CBR), les modules recalculés au FWD, la résistance à la compression (UCS) ou le module sous chargement statique à la plaque (George & Uddin, 2000; Paige-Green & Du Plessis, 2009; Sudarsono et al., 2020). Le DCPI permet à l'aide de relations empiriques d'estimer la résistance au cisaillement et le module réversible (M_r) des matériaux granulaires non liés (Siekmeier et al., 2009).

California Bearing Ratio (CBR) - L'essai CBR est un essai de portance qui permet d'estimer la résistance au poinçonnement d'un matériau étudié en comparaison avec la résistance d'un matériau standard. L'essai est réalisé pour des valeurs de pénétration de 2,54 mm (0,1 pouce) et de 5,08 mm (0,2 pouce) selon la norme ASTM D1883 (ASTM, 2021b). La valeur CBR est exprimée en % par rapport à de la pierre conventionnelle concassée.

Module réversible (M_r) – La mesure de la rigidité d'un matériau s'exprime comme le rapport d'une contrainte sur une déformation dans un axe de chargement. Les matériaux granulaires ont un comportement mécanique qui varie selon le domaine de déformations. Ainsi, la relation contrainte-déformation devient : 1) constante dans le domaine linéaire; 2) varie en fonction de l'état de contrainte dans le domaine non linéaire. Lors d'un chargement répété, l'endommagement du matériau après plusieurs cycles se décompose en une déformation élastique (réversible) et une déformation plastique (permanente). Le module réversible (M_r) correspond à la pente du comportement élastique après plusieurs cycle de chargement. Il est le

rapport entre la contrainte déviatorique cyclique (σ_d) et la déformation axiale réversible (ϵ_r) (Doucet et al., 2014).

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1.3)$$

Où : σ_d la contrainte déviatorique cyclique ($\sigma_1 - \sigma_3$), ϵ_r la déformation axiale réversible.

Cette mesure des propriétés élastiques des matériaux permet de prédire l'endommagement cyclique des structures de chaussées sous l'effet du trafic et d'en évaluer la performance (Desrochers, 2001). Les modèles de dimensionnement mécanistes-empiriques sont basés sur le module de résilience et la déformation verticale maximale.

Facteurs influençant les mesures DCP - Les données d'essai DCP sont représentatives du matériau en chantier et peuvent varier en fonction des paramètres des matériaux. Ces facteurs influençant les mesures DCP sont essentiellement : la nature du matériau, la granulométrie, la dimension maximale des particules, la densité, la teneur en eau, la friction latérale et le confinement vertical (George & Uddin, 2000; Hassan, 1996; Livneh et al., 1995).

1.4.4.4 Applicabilité au contrôle qualité des fondations

Le DCP peut être employé pendant la construction pour le contrôle qualité car il s'agit d'un essai rapide et non-destructif qui donne des indications sur les couches de matériaux en place. Il peut constituer un outil de comparaison absolu par rapport à une exigence ou une comparaison relative au sein d'une même zone (Paige-Green & Du Plessis, 2009). Le DCP peut être utilisé pour vérifier la qualité du compactage (degré et uniformité de compactage) par mesure de la résistance au cisaillement du matériau. De plus, la courbe de l'indice de pénétration en fonction de la profondeur peut permettre d'identifier les épaisseurs d'une couche de matériaux (Chen et al., 2001). Le suivi de l'épaisseur peut être effectué pendant le recyclage, après compactage pour connaître l'épaisseur initial avant cure ou quelques jours

après cure du matériau retraité (Jones et al., 2021). Il incombe toutefois à l'utilisateur de comprendre les conditions et l'environnement lors de la campagne d'essai pour relier les données DCP mesurées à l'état in situ du matériau; les paramètres tels que la composition du matériau, la granulométrie, la teneur en humidité, la densité ont un effet sur les valeurs d'indice de pénétration (Paige-Green & Du Plessis, 2009). Dans le but de fournir des spécifications à l'industrie, il est nécessaire : 1) de fixer un indice de pénétration seuil, 2) de réaliser l'essai sur la couche de fondation granulaire rapidement après construction, 3) lorsque l'indice DCP n'est pas conforme à cette spécification, d'améliorer la zone nécessitant un traitement supplémentaire pour répondre aux exigences avant que la couche suivante ne soit autorisée à être construite (Wu, 2011).

Aujourd'hui de plus en plus utilisé par les agences routières, le DCP est un excellent outil pour l'inspection sur les chantiers de construction (Ganju et al., 2018). Ces essais non-destructifs rapides permettent de mener des programmes d'assurance qualité basés sur des mesures de résistance ou de module (Chen et al., 2001).

CHAPITRE 2

OBJECTIFS, MÉTHODOLOGIE EXPÉRIMENTALE ET ORGANISATION DE LA RECHERCHE

2.1 Objectifs de la recherche

La revue de la littérature a permis de mettre en évidence l'intérêt de la technique de retraitement en place de type II- décohesionnement/stabilisation selon des critères techniques, économiques et environnementaux. Cependant, au Québec, les agences routières ne disposent pas de directives techniques et d'exigences en matière de contrôle de la qualité (CQ) et de suivi de l'évolution de la cure, ce qui limite le potentiel d'utilisation de cette technique de réhabilitation. L'importance de développer des méthodes pour mesurer de manière quantitative la performance des matériaux in situ et pour éviter l'apparition de problèmes/défauts à court-terme après construction a été soulignée dans la revue de littérature.

En vue d'accroître le potentiel d'utilisation de la technique de retraitement en place de type II tout en obtenant des ouvrages durables et de qualité, l'objectif principal de ce projet est d'évaluer l'applicabilité de différentes méthodes d'essais existantes (DCP et LWD) en chantier pour évaluer les propriétés mécaniques et effectuer le suivi de l'évolution de la cure des matériaux pulvérisés et/ou stabilisés.

2.2 Présentation du chantier à l'étude

Les travaux de recherche se sont concentrés sur un chantier expérimental de retraitement en place situé à la ville de Prévost (Québec). Les travaux en chantier de cette maîtrise ont été réalisés à l'été 2022. Le chantier à l'étude était la réhabilitation d'une portion du chemin du Lac Écho, entre la rue Forget et la rue Joseph (Figure 2.1). La solution de retraitement de type II-décohesionnement/stabilisation a été retenue pour l'amélioration de la capacité portante de la chaussée par intervention au niveau de la fondation. Les travaux de réhabilitation de la

chaussée ont permis le renforcement de la structure et la correction des défauts de profil liés à une fissuration excessive. Après réhabilitation, la nouvelle structure supérieure de chaussée obtenue était constituée de 200 mm de couche de fondation dite « stabilisée » (traitée à la mousse de bitume et au ciment) et de 80 mm de couche d'enrobé (ESG-14).

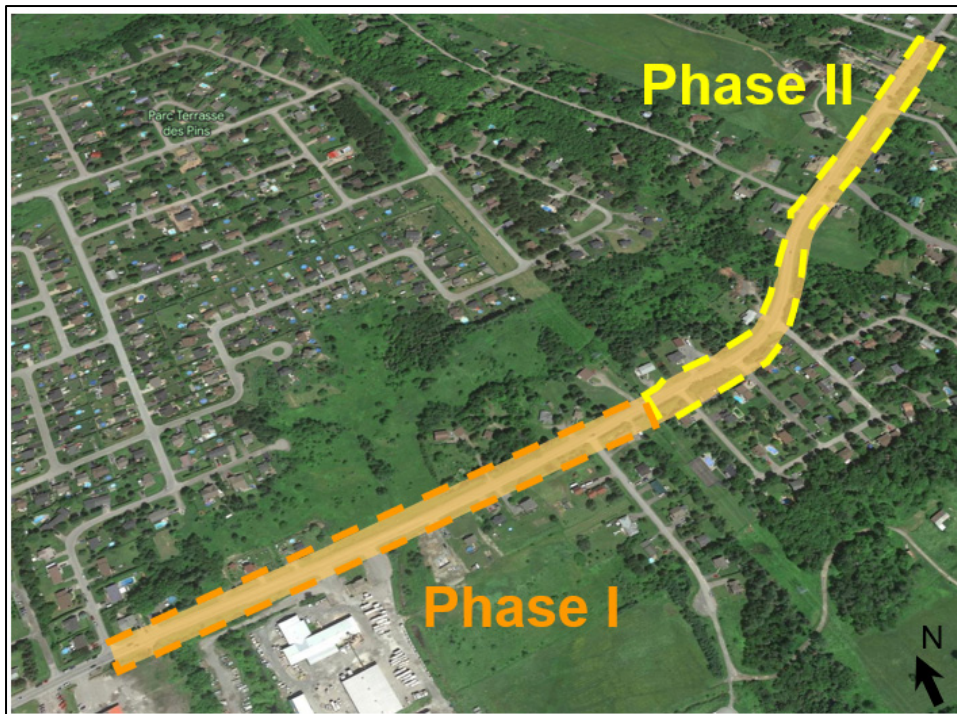


Figure 2.1 Présentation du découpage du chantier en deux phases : phase 1 et phase 2, changement de phase à la rue Marchand

Les travaux de réhabilitation se sont échelonnés en deux phases sur une période de 2 mois. Les deux phases de travaux se différencient par les formulations des mélanges stabilisés, entre autre par le dosage en ciment (phase 1 : 1,0% de ciment, phase 2 : 1,5% de ciment, voir ANNEXE II pour plus de détails). La chronologie de réalisation de la planche d'essai est détaillée au Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Chronologie de réalisation de la planche d'essai

Réalisation de la planche d'essai			
Phases	Dates	Travaux sur le site	Chainages
Phase 1	2022/07/21	Décohéssionnement	0+225 m @ 0+700 m
	2022/07/22	Stabilisation	0+225 m @ 0+700 m
	2022/07/27	Pavage	0+225 m @ 0+700 m
Phase 2	2022/08/09	Décohéssionnement	0+700 m @ 1+500 m
	2022/08/15	Stabilisation	0+700 m @ 1+104 m
	2022/08/16	Stabilisation	1+104 m @ 1+500 m
	2022/08/24	Pavage	0+700 m @ 1+500 m

La réalisation des travaux comprenait plusieurs différentes étapes : décohéssionnement, stabilisation aux liants hydrauliques et bitumineux, nivelage/compactage, cure des matériaux stabilisés et pavage. La Figure 2.2 présente les principales opérations réalisées en chantier.



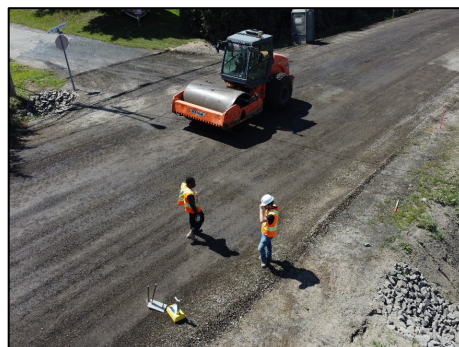
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 2.2 Photos du processus de retraitement en place de type II lors de la réalisation de la planche d'essai; (a) décohesionnement, (b) épandage du ciment, (c) train de stabilisation, (d) compactage de la fondation stabilisée

2.3 Présentation de la méthodologie expérimentale

Les principales étapes du programme expérimental qui ont été réalisées pour ce projet de recherche sont illustrées au Tableau 2.2 en fonction de l'avancement des travaux de réhabilitation.

Tableau 2.2 Détails du programme expérimental de ce projet de recherche dans sa globalité

<p>I. Avant réhabilitation</p> <p><i>a. Étude de la stratigraphie de la structure de chaussée initiale</i></p> <p><i>b. Relevé d'uni</i></p> <p>c. Caractérisation au FWD (2 x 1 voies, /100m)</p> <p>d. Collecte de données in situ</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pénétrromètre dynamique à cône (DCP)
<p>I. Réhabilitation : étape de décohésionnement et compactage</p> <p>a. Échantillonnage des matériaux pulvérisés et essais laboratoire</p> <p>b. Collecte de données in situ</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pénétrromètre dynamique à cône (DCP)
<p>II. Réhabilitation : étape de stabilisation et compactage</p> <p>a. Installation de la station météorologiques</p> <p>b. Échantillonnage des matériaux stabilisés et essais laboratoire</p> <p>c. Instrumentation de la chaussée avec capteurs (Phase 1)</p> <p>d. Collecte de données in situ</p> <ul style="list-style-type: none"> • Déflexomètre léger à masse tombante (LWD) • Capteurs d'humidité et de température (Phase 1) • Données météorologiques
<p>III. Après délai de cure et pavage du revêtement bitumineux</p> <p>a. Collecte de données in situ</p> <ul style="list-style-type: none"> • Capteurs d'humidité et de température (Phase 1) • Données météorologiques <p><i>b. Relevé d'uni</i></p> <p>c. Caractérisation au FWD (2 x 1 voies, /100m)</p>
<p><i>*Les indications en italique ont été effectuées hors du cadre de cette maîtrise.</i></p>

Dans la perspective d'étudier l'applicabilité des différentes techniques choisies pour évaluer les propriétés en place des couches de fondation décohésionnée et stabilisée, les essais suivants ont été réalisés lors des phases 1 et 2 des travaux : a) réalisation des essais de pénétrromètre dynamique à cône (DCP); et b) des essais de déflexomètre à masse tombante portatif (LWD).

2.3.1 Localisation des essais de pénétromètre (DCP)

Les essais de DCP ont été réalisés à cinq (5) endroits de la chaussée où les profils stratigraphiques avant travaux étaient connus (Tableau 2.3). Les profils stratigraphiques sont présentés en ANNEXE I. Les mesures de DCP ont été effectuées sur la fondation de la chaussée avant et après décohesionnement. Avant décohesionnement, les essais de DCP ont été effectués dans la structure de chaussée initiale après forage de la couche d'enrobé pour atteindre la fondation granulaire. Après décohesionnement, les essais de DCP ont été effectués en surface de la fondation nivelée et compactée, pour les phases 1 et 2.

Tableau 2.3 Localisation des essais de DCP

Phase	Chainage	Forages de référence (réalisés avant travaux)
1	0+364 m (A)*	F2
	0+672 m (B)	F6
2	0+971 m (C)	F3
	1+130 m (D)	F5
	1+471 m (E)	F4

*Nomenclature de l'article 1

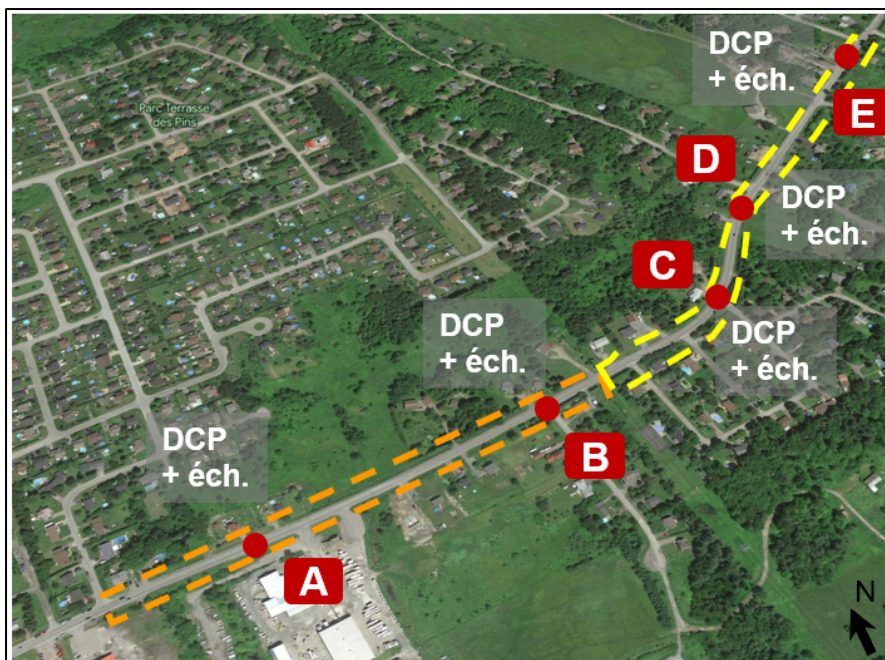


Figure 2.3 Localisation et terminologie (relative à l'article 1) des essais de DCP en chantier

2.3.2 Localisation des essais de déflectomètre portatif (LWD)

Les essais de LWD ont été réalisés à neuf (9) endroits de la chaussée (Tableau 2.4). Les mesures ont été effectuées sur la fondation de la chaussée après stabilisation pour les phases 1 et 2. Pour suivre l'évolution des valeurs de modules de surface (E_{LWD}), les mesures ont été réalisées à différents intervalles de l'avancement du processus de cure des matériaux stabilisés selon les phases des travaux et les chainages. Le choix des heures de réalisation des mesures était dépendant de la réalisation d'autres essais in situ et des contraintes sur le chantier. Les mesures au LWD ont été réalisées en centre de voie à droite et/ou à gauche selon le chaînage. La voie de droite est considérée comme la voie en direction Est vers la route 333. La voie de gauche est considérée comme la voie en direction Ouest vers la route 117.

Tableau 2.4 Localisation des essais de LWD

Phase	Chainage -	Forages de référence (réalisés avant travaux)
1	0+364 m**	F2
	0+474 m**	-
	0+672 m**	F6
2	0+750 m (A)*	-
	0+850 m (B)	-
	0+971 m (C)	F3
	1+050 m (D)	-
	1+130 m (E)	F5
	1+471 m (F)	F4

*Nomenclature de l'article 2

**Non inclus dans l'article 2

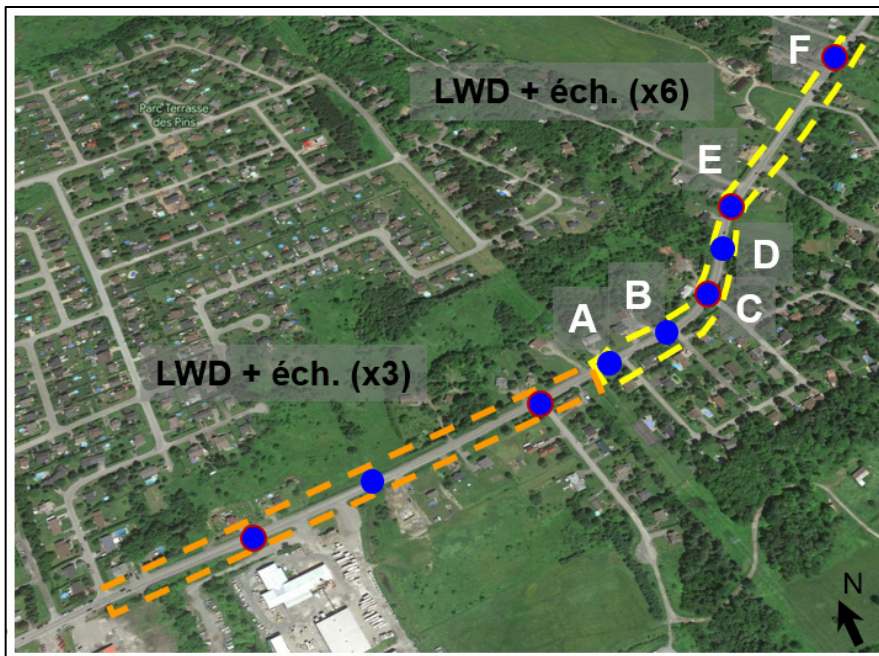


Figure 2.4 Localisation et terminologie (relative à l'article 2) des essais de LWD en chantier

2.3.3 Prélèvement d'échantillons et essais complémentaires

Dans le but d'effectuer des essais de laboratoire sur les matériaux en place, de nombreux échantillons de matériaux pulvérisés et stabilisés ont été prélevés sur chantier en parallèle à la réalisation des travaux. La réalisation d'essais en laboratoire sur ces échantillons, en collaboration avec le partenaire industriel, a permis d'analyser les données collectées in situ tout en considérant la caractérisation du milieu testé.

Il est à noter que les travaux de cette maîtrise s'inscrivent dans le programme d'un vaste projet de recherche. Pour cette raison, la section à l'étude a fait l'objet d'une caractérisation au déflectomètre à masse tombante lourd (*Falling weight deflectometer*, FWD) avant et après réhabilitation entre la piste cyclable du Petit Train du Nord (chainage : 0+040 m) et la rue Joseph (chainage : 1+500 m). Les mesures au FWD ont été réalisées en dehors des phases de travaux, sur la structure de chaussée initiale et sur la nouvelle structure de chaussée après pavage. Les résultats de caractérisation au FWD sont présentés en ANNEXE VIII et ANNEXE IX. De façon complémentaire à ce projet de maîtrise, une station météorologique a été installée sur un poteau électrique adjacent à la route (chainage : 0+425 m) pour collecter des données climatiques. De plus, quatre (4) capteurs sans fils de mesure d'humidité et de température ont été installés au sein de la fondation stabilisée le 22 juillet 2022 aux chainages 0+364 m (près du forage F2) et 0+474 m lors de la phase 1. Les sections 5.3 et 5.4 résument ces interventions.

2.4 Organisation du document

La revue de littérature du CHAPITRE 1 a permis de présenter certaines notions relatives à la réhabilitation des chaussées souples et notamment du retraitement en place de type II, en établissant une revue des connaissances relative aux étapes de construction, aux paramètres influençant la qualité et au contrôle qualité en chantier.

Le CHAPITRE 2 décrit les objectifs de la recherche, la méthodologie employée ainsi que l'organisation de ce document.

Le CHAPITRE 3 présente le premier article intitulé « *Using dynamic cone penetrometer (DCP) to characterize full-depth reclamation (FDR) materials on-site* ». Cet article porte sur l'applicabilité du DCP à un chantier de retraitement en place pour évaluer la profondeur effective de décohesionnement et caractériser l'état du matériau existant, avant et après décohesionnement. Les résultats de DCP qui y sont présentés sont exclusivement liés à la structure de chaussée initiale avant travaux et à l'étape de décohesionnement. Les principaux résultats soulignent une diminution de la résistance en pointe dans la fondation décohesionnée en comparaison avec la structure initiale de chaussée; et que les modules réversibles corrélés à partir du DCP sont cohérents avec les valeurs utilisées dans le logiciel de dimensionnement de chaussée CHAUSSÉE 2. Ce premier article a été soumis dans la revue scientifique *International Journal of Pavement Engineering* en mars 2023 et est en cours de révision.

Le CHAPITRE 4 présente le second article intitulé « *Applicability of the light-weight deflectometer (LWD) as an on-site quality control tool of cement-bitumen-treated materials (CBTM)* ». Cet article porte sur l'utilisation du LWD pour effectuer le suivi de l'évolution des propriétés des matériaux stabilisés. Les mesures de LWD présentées dans cet article correspondent aux mesures effectuées après compactage et jusqu'à 24 ou 48 heures de cure. Les principaux résultats soulignent que le gain en rigidité -exprimé en modules de surface- est très rapide, notamment à partir de 4 heures après stabilisation. De plus, les résultats démontrent que la variabilité longitudinale est très importante sur chantier bien que l'évolution de la cure soit représentée par une tendance similaire à tous les chainages. Ce second article a été soumis dans la revue scientifique *Road Materials and Pavement Design* en avril 2023 et est en cours de révision.

Le CHAPITRE 5 présente une analyse complémentaire des résultats publiés dans les articles. On retrouve également dans ce chapitre une analyse des résultats non publiés tels que les

résultats de LWD à des heures spécifiques, les données de station météorologique et les méthodes d'installation des capteurs de teneurs en humidité.

Des études préliminaires visant à déterminer la nature des matériaux en place dans la structure de chaussée ont été effectuées avant les travaux de réhabilitation (hors programme expérimental de cette maîtrise). Les informations obtenues lors de l'étude de stratigraphie des sols suite à une réalisation de sondages sur la chaussée sont présentées en ANNEXE I. Les résultats d'essais effectués en laboratoire visant à la préparation de la formule de mélange stabilisé à la mousse de bitume et au ciment pour le chantier concerné sont présentés en ANNEXE II. De plus, les résultats détaillés relatifs aux échantillonnages et essais en chantier sont également présentés tels que : les distributions granulométriques des matériaux pulvérisés (voir ANNEXE III); les pénétrogrammes des essais de DCP (voir ANNEXE IV); les modules de surface et déflexions mesurés au LWD (voir ANNEXE V, ANNEXE VI et ANNEXE VII); et pour finir, les déflexions mesurées au LWD avant et après réhabilitation (voir ANNEXE VIII et ANNEXE IX).

Dans le cadre des travaux de la maîtrise, deux autres articles ont été publiés dans la revue Via Bitume. Également, les résultats ont fait l'objet d'une présentation au congrès annuel de l'organisme du CERIU ainsi qu'une présentation par affiche lors du congrès annuel de la CTAA 2022, à Kelowna en Colombie-Britannique. Cette affiche a été récompensée par le premier prix « *Prix de la meilleure affiche technique étudiante* ».

CHAPITRE 3

USING DYNAMIC CONE PENETROMETER (DCP) TO CHARACTERIZE FULL-DEPTH RECLAMATION (FDR) MATERIALS ON-SITE

Manon Rinieri^a, Éric Lachance-Tremblay^a, Sébastien Lamothe^a and Michel Vaillancourt^a

^a Département de Génie de la construction, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C1K3

Article soumis pour publication dans la revue *International Journal of Pavement Engineering* en mars 2023

3.1 Abstract

The full-depth reclamation with no stabilization (FDR-NS) is widely used as a pavement rehabilitation technique, but it lacks requirements (or quality acceptance criteria) for construction operations to meet project specifications or specific pavement design criteria. Specifically, to avoid short-term underperformance after construction, it is therefore important to evaluate the on-site characteristics of FDR-NS materials. The need for performance-based testing could then be supported by in situ and non-destructive testing, such as dynamic cone penetrometer (DCP), considering their advantages. The objective of this research is to evaluate the potential of using DCP for the evaluation of reclaimed materials characteristics. To this aim, field and laboratory tests were conducted. Field tests included DCP tests and material sampling, while laboratory tests included determining basic soil properties (sieve analysis, asphalt content and maximum dry density) and California bearing ratio (CBR). To associate DCP results to pavement structural design parameters, CBR and resilient modulus (M_r) were calculated using established empirical correlations. Overall, DCP test results showed a good reliability thus the potential of using DCP for FDR-NS rehabilitation was confirmed (effective tool). Moreover, the results showed a significant difference in terms of DCP, CBR and M_r values between the granular base course before and after the reclamation process. From the

established empirical correlations, calculated and predicted CBR obtained from DCP test results matched well with laboratory CBR test results.

3.2 Introduction

Full-depth reclamation (FDR) is a pavement rehabilitation technique that consists in pulverization of the existing asphalt course with a predetermined portion of the underlying granular materials. After this pulverization process, a new recycled base course, which combines reclaimed asphalt pavement (RAP) and a part of existing base course aggregates is obtained. The resulting base course can also be enhanced by mixing bituminous or hydraulic stabilizing agents to increase structural strength (Kearney and Huffman 1999, Asphalt Academy 2009, Wirtgen GmbH 2012). After the new base course has been adequately shaped, compacted or cured, it can be overlaid with an asphalt wearing course. By minimizing truck hauling and the amount of new materials, in-place recycling is increasingly used as it offers a cost-effective alternative to total reconstruction of pavement with technical and environmental advantages (Luhr et al. 2007). Typical FDR construction steps refer to pulverization, stabilization, shaping and compaction. FDR reclamation depth generally ranges from 150 to 300 mm (Cox & Howard 2013). Since rehabilitation requirements depends on project evaluation, the Asphalt Recycling and Reclaiming Association (ARRA 2015) classifies FDR techniques into the following subtypes: no stabilization (FDR-NS), mechanical, chemical or bituminous stabilization.

Construction operations should meet project specifications to ensure quality and performance. To achieve optimum performance, quality control is a critical step to attest on-site materials performance and to avoid construction issues. FDR specifications (or guidelines) have been developed worldwide but construction requirements and quality acceptance criteria vary by agencies (Morian et al. 2012, Bowers et al. 2020). Usual FDR-NS specifications are related to maximum particle size, gradation, layer thickness, density and water content (Morian et al. 2012, Scullion et al. 2012, Le et al. 2016). The Portland Cement Association (PCA) states the

importance of controlling the depth and uniformity of pulverization (Reeder et al. 2017). Guthrie et al. (2007) express the importance of recycling depth as it leads to variation in RAP content and influences the mechanical properties of the recycled base. The need for performance-based testing and field acceptance could rely on in situ and non-destructive tests.

Due to technical and specification (or standards) limitations, dynamic cone penetrometer (DCP) test is not commonly used yet. Bowers et al. (2020) found that the use of DCP was specified in 4% of reviewed FDR specifications in North America. Johnson et al. (2006) has reported DCP test refusal in cement stabilized base as the strength gain exceeded DCP effective range of penetration. In the last few years, DCP gained interest as it is a simple, rapid and economical technique to characterize pavement structures (Amini 2003, Mohammad et al. 2007). Research has assessed the use of DCP as a construction quality control/quality assurance (QC/QA) device to estimate material strength, compaction level and to detect on-site variability (Seyman 2003, Nazzal 2007, Siekmeier et al. 2009, Wu 2011, Mejías-Santiago et al. 2015, Ganju et al. 2018). Park et al. (2018) has shown that DCP field measurements are sensitive to the quality of construction and can help isolate lower quality areas.

3.3 Background

In situ tests such as DCP are carried out to provide indirect measurements of pavement design parameters, such as California bearing ratio (CBR) and resilient modulus (Mr). Published correlations are used to link the indirect measurements with design parameters values. However, it is essential that the limitations of the in situ tests and the conditions are considered so as to avoid misinterpretation of the data obtained.

3.3.1 Dynamic cone penetrometer (DCP)

The Dynamic Cone Penetrometer (DCP) is an on-site pavement evaluation test method to evaluate the depth and strength profile of granular base course or subgrade layers (Livneh and

Ishai 1987, Gabr et al. 2000, Lambert et al. 2008). The DCP test procedure consists of impacting a cone tip attached to steel rods with a falling hammer to drive the cone into the pavement material. The resistance to penetration in the tested material is continuously and automatically measured to the depth (D) and is expressed in inches/blow or mm/blow as the DCP index (DCPI: Eq. (3.1)). The DCPI gives an indication of the in situ shear strength of the tested material (Kleyn and Savage 1982). Multiple material factors have been known to affect DCP results such as soil type, density, gradation characteristics, water content, side friction or vertical confinement (Livneh et al. 1995, Hassan 1996).

$$\text{DCPI [mm/blow]} = D_{n+1} - D_n \quad (3.1)$$

Where: D_n and D_{n+1} are penetration depths measured between successive blows n and $n+1$. Resistance to penetration testing is mostly used for identification and stratification purposes but DCP results have also been correlated to pavement design parameters (Hassan 1996). Several laboratory and field empirical relationships have been developed to correlate the DCPI with other strength parameters such as CBR (Kleyn 1975, Ese et al. 1994, Chen et al. 1999, Gabr et al. 2000) and M_r (Hassan 1996, George and Uddin 2000, Gudishala 2004). Chen et al. (1999) observed limitations to these relationships for low DCPI values.

3.3.1.1 DCP to pavement design parameters (CBR and M_r)

The DCP used in this study is a variable energy dynamic cone penetrometer. Therefore, results are presented in terms of depth versus cone dynamic resistance (q_d) given by the following Dutch formula (Eq. (3.2) (Cassan 1988, Benz-Navarrete 2009):

$$q_d \text{ [MPa]} = \left(\frac{1}{A}\right) \left(\frac{E}{e}\right) \left(\frac{1}{1+\frac{P}{M}}\right) \quad (3.2)$$

Where: A is the cone area (in this study, $A = 2 \text{ cm}^2$), E is the variable energy for each blow, e is the measured depth of each blow, P represents the weight of the driven system into the soil (anvil, rods, and cone) and, M represents the weight of the hammer.

A relation exists to link DCPI to the cone dynamic resistance (q_d) by Eq. (3.3 (Sol Solutions n.d.):

$$\text{DCPI [mm/blow]} = \frac{1}{0,0097 * q_d} \quad (3.3)$$

Then, it becomes necessary to relate the DCPI value to useful values for pavement design such as CBR and Mr.

The California bearing ratio (CBR) test is a popular method to assess the bearing capacity of the subgrade, subbase, and base course materials conducted in accordance with the procedure laid by ASTM D1883-21 standard (ASTM, 2021a). It is performed by forcing a circular piston at a constant penetration rate ($1.27 \text{ mm/min} = 0.05 \text{ inch/min}$) into the soil compacted in a mold at the maximum dry density ($\rho_{d \text{ max}}$) determined before by modified Proctor test. The force at 0.1 inch (2.54 mm) and 0.2 inch (5.08 mm) penetration in the tested material are recorded and compared to a standard material of well-graded crushed stone (ASTM, 2021a). CBR test is conducted on dry (unsoaked) specimens and 96 ± 2 hours-soaked specimens. The CBR values are used to estimate the structural capacity of pavement layers, i.e., the thickness depending on the loading conditions. It can be described as a load deformation testing that measures the relative resistance of a tested material on a standard material to uniaxial penetration. The CBR test can be performed either in the field or laboratory. Compared to repeated load triaxial test, which provides information on the mechanical behaviour of the material, empirical methods such as CBR do not provide resilient and permanent deformation characteristics. However, CBR remains an important parameter as the determination of the resilient modulus is more complex and requires expensive equipment (Araya et al. 2010). Among several methods to estimate CBR such as soil grading or plasticity data, the DCP is the most accurate method to predict in situ CBR (Harison 1987). Ese et al. (1994) have developed a correlation between

DCPI and laboratory CBR (Eq. (3.4)). The following correlation they established is independent of water content (w %) and dry density (ρ_d) while taking into account differences from the field to the laboratory, such as confining pressure effects:

$$\text{CBR [\%]} = 10^{2.438 - 1.065 \cdot \log(\text{DCPI})} \quad (3.4)$$

Where: DCPI in mm/blow.

The resilient modulus (M_r) of granular base course or subgrade soils is a required input parameter in a mechanistic-empirical pavement design (MEPD) approach (Drumm et al. 1990, Vennapusa et al. 2012). M_r refers to the stress-strain behaviour under repeated dynamic loading condition of a pavement material (AASHTO 1993). Its use in structural analysis of layered pavement helps simulate field pavement conditions subjected to moving wheels loads and evaluate the performance of the pavement during its design life. In the laboratory, repeated load triaxial test used to determine M_r is a complex testing procedure that requires special and elaborate equipment and significant time investment. To develop prediction models, alternative methods have been evaluated to estimate M_r from empirical correlations and/or non-destructive tests (Drumm et al. 1990, Park et al. 2018). George and Uddin (2000) have developed a correlation between DCPI and laboratory M_r for coarse-grained soil using a regression analysis (Eq. (3.5)):

$$M_r \text{ [MPa]} = 235.3 * \text{DCPI}^{-0.475} \quad (3.5)$$

($R^2 = 0.4$; RMSE = 18.5)

Where: M_r in MPa and, DCPI in mm/blow.

3.4 Objective and methodology

The objective of this study is to assess the potential of using DCP to evaluate FDR-NS material characteristics on-site. To this aim, multiple DCP tests were performed on a FDR-NS trial

section. CBR and M_r were calculated from DCP test results via empirical correlations (Eq. (3.4) and Eq. (3.5)). In parallel, materials were sampled on-site at DCP test locations. Sieve analysis, asphalt content (AC), modified Proctor (maximum dry density and optimum water content) and CBR laboratory tests were performed on sampled materials; results were analyzed in a way to attempt to link materials characteristics to DCP test results. Then CBR calculated from DCP test results were compared to laboratory CBR values in order to validate empirical correlations (Eq. (3.4) and Eq. (3.5)).

3.4.1 Trial section description

The trial section concerned by this study is located in Ville de Prévost, Québec, Canada. The trial section under study was the rehabilitation of a 1.5 km portion with an estimated average annual daily traffic of 7,900. The existing pavement structure consisted of an asphalt layer of varying thickness (an average of 50 mm) over an unbound granular base. Prior to rehabilitation, a stratigraphic study of the pavement structure was carried out to determine the pavement structure layers thickness and type of materials. In addition, pavement conditions were evaluated by investigating: 1) longitudinal road profile to calculate the International Roughness Index (IRI) and, 2) pavement structural capacity through Falling Weight Deflectometer (FWD) tests. The existing pavement was characterized by low-severity rutting, high-severity fatigue, and transverse cracking. Following evaluation, pavement distresses were indicative of a low bearing capacity or frost heaving problem in the pavement structure.

The targeted new pavement structure consisted of an 80 mm thick hot mix asphalt (HMA) layer over a 200 mm thick reclaimed base course composed by 50 % RAP and 50 % crushed existing aggregates. Rehabilitation was carried out in two (2) phases over a period of two (2) months and consisted of an FDR with foamed asphalt and cement stabilization. The present study only deals with the FDR-NS prior to stabilization. FDR-NS mainline construction included:

- 1) Phase 1: reclamation was done from 0+225 m to 0+700 m on June 21st, 2022 (sampling and testing at locations A and B);
- 2) Phase 2: reclamation was done from 0+700 m to 1+500 m on August 9th, 2022 (sampling and testing at locations C, D and E).

Construction of the FDR-NS sections consisted of the following steps: reclamation and mixing of existing asphalt layer and base material, wetting of the reclaimed surface to near optimum water content, initial compaction and final compaction. Figure 3.1 shows the reclamation process resulting in a new recycled base course and the compaction process.

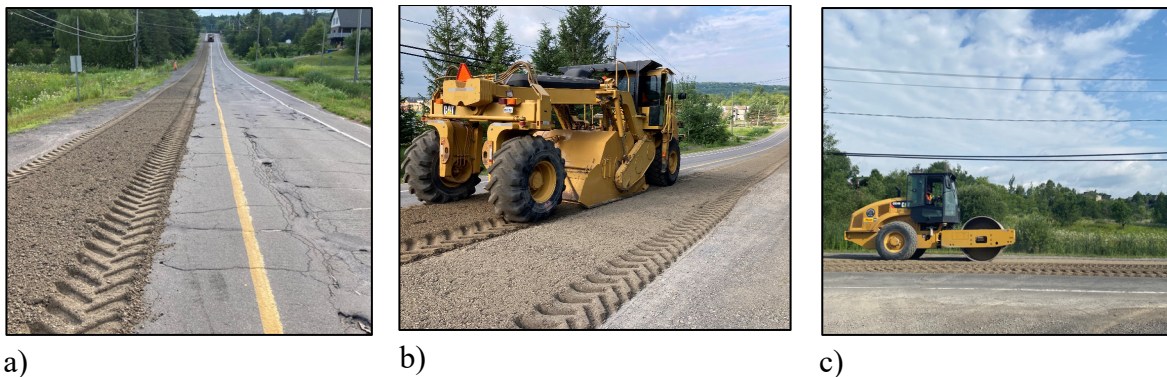


Figure 3.1 FDR-NS construction process: a) reclamation of the asphalt course and mixing with underlying granular materials, b) recycling on construction site and, (c) compaction of reclaimed base course

Five (5) locations were identified on the trial section along the 1.5 km trial section strip for DCP testing and material sampling. The testing and sampling locations will be referred as: A (0+364 m), B (0+672 m), C (0+971 m), D (1+130 m) and E (1+400 m). It is important to note that DCP tests were first performed prior to the reclamation at each five-test locations on the existing pavement structure. Once the FDR-NS construction process was completed, DCP tests were then performed at the exact location of the five (5) test locations on the reclaimed base course. For each DCP tests, one repetition per location was performed as a measurement.

3.4.2 DCP test description

As previously said, the DCP used in this study is a variable energy dynamic cone penetrometer. The principle is similar to that of the standard DCP except that the energy transmitted to the penetrometer is variable as it is manually driven with a standardized hammer (1.7 kg). The equipment consists of a driving cone tip (2 cm²), 50 cm long rods, an anvil for striking with the hammer, a dialog box to setup test parameters and a central acquisition unit, which measures rod vertical movement. For each blow from the hammer to the instrumented head of the DCP, the energy transmitted is registered and processed immediately after the impact by means of extensometric strain gauges. The penetration depth is also measured in real time by a retractable belt. The dynamic resistance (q_d) for each penetration depth is then calculated using the Dutch formula (Eq. (3.2)) and displayed in real time on the microprocessor screen. The penetration depth of the cone is inversely related to the dynamic resistance q_d of the material. At the end of each DCP test, rods driven into the pavement structure were extracted using a mechanical rod extractor.

3.5 Results

All the results obtained from the laboratory and from the field are presented in the following section.

3.5.1 Laboratory characterization of sampled reclaimed materials

As mentioned before, a series of laboratory tests were performed on the sampled reclaimed materials from each identified sampling locations. The results from sieve analysis, water and asphalt contents, modified Proctor and CBR are presented in the following sections.

3.5.1.1 Sieve analysis of sampled reclaimed materials

The results from sieve analysis of all five (5) samples are presented in Figure 2. The nominal maximum aggregate size of all reclaimed materials samples is the same (NMAS: 20 mm) with a variation in the maximum size (MS: 28 to 56 mm). The requirements to be met are those for a recycled MR-5 material according to Québec province standard NQ 2560-600 (BNQ 2002). All requirements were met, except for the upper limit at the 5 mm sieve and for materials C and D (arrow: Figure 3.2), without any real consequence.

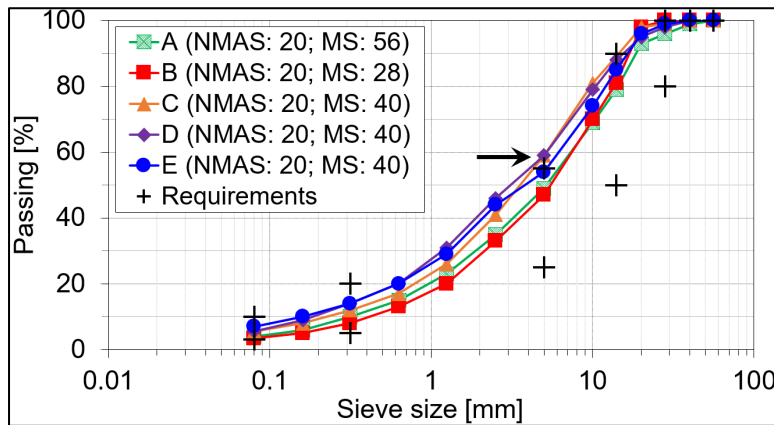


Figure 3.2 Sieve analysis of sampled reclaimed materials (NMAS is the nominal maximum aggregate size and MS is the maximum size in mm)

3.5.1.2 Maximum dry density and optimum water content of sampled reclaimed materials

Sampled reclaimed materials were tested for their compaction characteristics under modified Proctor in accordance with ASTM D1557-12 standard (ASTM, 2021b). Figure 3.3 presents the maximum dry density ($\rho_{d \max}$ in kg/m³) and optimum water content (w_{opt} in %) of sampled reclaimed evaluated from phase 1 and phase 2. The maximum dry densities ($\rho_{d \max 1}$ and $\rho_{d \max 2} = 2246$ and 2250 kg/m³) and optimum water contents ($w_{\text{opt 1}}$ and $w_{\text{opt 2}} = 4.8$ and 4.6 %, respectively) are very close for both phases.

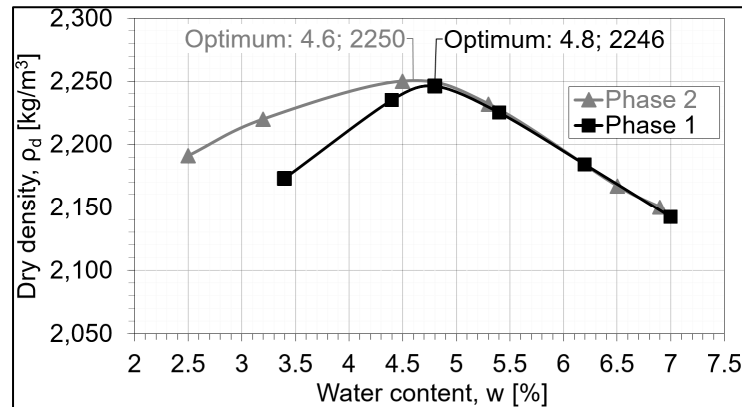


Figure 3.3 Dry density (ρ_d) versus water content (w %) for reclaimed materials determined from modified Proctor tests (Phases 1 and 2 for locations A-B and C-D-E, respectively)

3.5.1.3 California bearing ratio (CBR) of sampled reclaimed materials

At the maximum dry density ($\rho_{d \max} = 2246$ or 2250 kg/m³), determined before by the modified Proctor test, the strength of all materials samples was evaluated in the laboratory through soaked and unsoaked CBR tests corresponding to the condition as stipulated in ASTM D1883-21 standard (ASTM, 2021a). CBR values obtained from laboratory tests ranged from 67.2 to 86.4 % in unsoaked conditions and from 22.0 to 59.3 % in soaked conditions (extreme values underlined: Tableau 3.1). Lower soaked CBR can be observed for A and B test locations (Phase 1) compared to C and D values (Phase 2); this may show that A and B are more sensitive to the water effect. It has also be noted that A and B had coarser grading distribution in comparison with other tested locations (bottom curves: Figure 3.2). Also, the asphalt content (AC: Tableau 3.1) in reclaimed materials is higher for A and B test locations (1.91 and 2.26 %: dotted underlining of values) compared to C and D test locations (1.24 and 1.76 %), which may explain the lower soaked CBR values. RAP content measurements were made partially on field samples, but the results show that the RAP content in the recycled base course was either equal to 33 or 45 %.

Tableau 3.1 California bearing ratio values from laboratory tests performed on reclaimed materials

Parameter		For each test location, CBR [%] from laboratory test				
		Phase 1		Phase 2		
		A	B	C	D	E
Unsoaked CBR	0.254mm	74.2	68.6	67.2	77.5	---
	0.508mm	86.4	75.1	72.9	80.8	---
Soaked CBR	0.254mm	22.0	32.6	40.6	49.3	---
	0.508mm	22.5	30.5	59.3	55.6	---
Asphalt content, AC (%)		1.91	2.26	1.24	1.76	2.05

3.5.2 In situ characterization of pavement structure materials

As previously mentioned, in situ tests were performed using DCP at two stages: 1) on the existing/initial pavement (IP: before FDR-NS process); 2) on the reclaimed and compacted materials (after FDR-NS process). The results from field measurements refer to dynamic resistance q_d from DCP testing. In situ relative compaction and water content were also evaluated.

3.5.2.1 In situ relative compaction and water content measurements

Field relative compaction and water content were evaluated on the reclaimed base course (or reclaimed materials) after final compaction using a nuclear gauge at the five (5) testing locations. Relative compaction values obtained from the nuclear gauge ranged from 92.0 to 98.1 %, for an average value of 96.4 % (Figure 3.4). The lowest relative compaction value (92.0 %) was measured at test location C, where the water content measured (2.6 %) was also the lowest and farthest from the optimum (Opt. = 4.6 %) determined for the phase 2 materials.

A reduction of the water content from 4.7 to 2.6 % significantly reduces the relative compaction obtained: from 98.1 to 92.0 % (Figure 3.4).

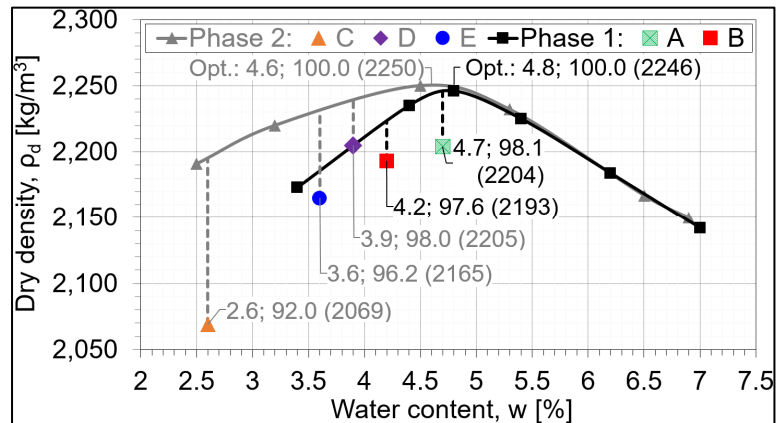


Figure 3.4 Dry density and water content of materials at locations A, B, C, D and E determined with a nuclear gauge (water content and relative compaction are given in %, dry density in kg/m³ between brackets and, each dotted line represents the distance from a point to the theoretical curve at a given water content)

3.5.2.2 In situ dynamic cone penetrometer (DCP) measurements

As previously said, DCP measurements were performed at two (2) stages: 1) on the existing/initial pavement (IP), and 2) after FDR-NS construction process (FDR-NS). Using Eq. (3.2, the dynamic resistance (q_d) can be calculated. The q_d results according to the penetration depth can also be plotted to allow a different interpretation of the results. Figure 3.5 a) and b) shows the q_d according to penetration depth for test locations A and C, respectively. The black curve is related to the measurements done on the initial pavement (IP) structure before rehabilitation. The red curve is related to the measurements done on materials after reclamation and compaction without stabilization (FDR-NS). As seen on Figure 3.5, there is a significant difference between q_d curves relative for initial/existing pavement (IP) structure and those for after reclamation and compaction of 0-200 mm depth (FDR-NS materials). For a penetration

depth over 200 mm, it is interesting to note that the black curve (IP: before reclamation) and red curve (FDR-NS materials: after reclamation and compaction) are overlapping (Figure 3.5). As a reminder, the targeted reclamation depth for this project was fixed to 200 mm. The graphical representation of q_d according to penetration depth presented in Figure 3.5 allows for a good interpretation of the effective reclamation and the existing structure layers' depths.

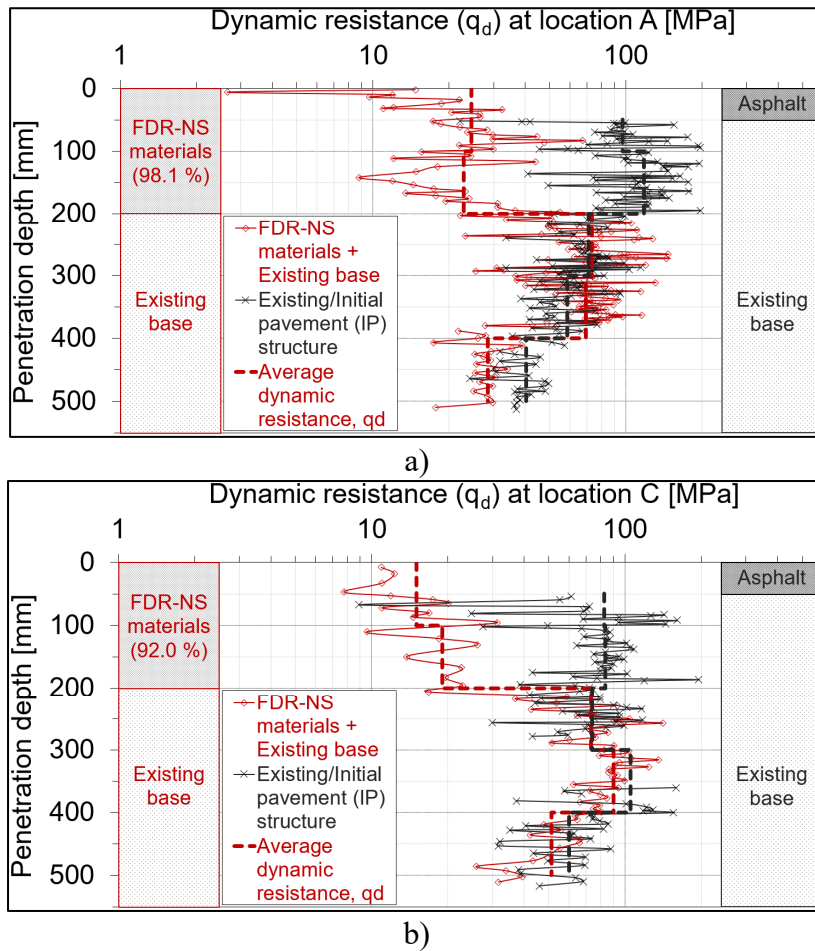


Figure 3.5 Dynamic resistance results from DCP measurements performed on initial/existing pavement (IP) structure (black curve) and on full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials (red curve): a) Test location A and, b) Test location C

The detailed results of dynamic resistance for different penetration depth intervals are presented in Tableau 3.2. Although there are fluctuations in the q_d values, it is possible to

determine an average value for each layer or depth interval (dotted lines: Tableau 3.3). The average q_d value according to 0-200 and 200-500 mm depth intervals for all five-test locations for IP and FDR-NS are presented in Tableau 3.3.

Tableau 3.2 Summary of in situ dynamic resistance test results performed with DCP on initial/existing pavement (IP) structure and on full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials

Depth [mm]	At each test location, dynamic resistance, q_d [MPa]									
	Phase 1					Phase 2				
	A		B		C		D		E	
	IP	FDR-NS	IP	FDR-NS	IP	FDR-NS	IP	FDR-NS	IP	FDR-NS
000-100	97	25	114	23	83	15	91	14	69	10
100-150	123	19	91	49	81	18	116	16	62	3
150-200	113	26	82	101	86	20	132	47	41	22
200-300	71	73	80	88	74	73	99	54	32	23
300-400	59	69	77	81	105	90	64	65	46	31
400-500	40	29	53	58	60	51	62	85	64	42

- IP: measurements on initial pavement structure were done in underlying granular materials after coring through the asphalt layer.
- FDR-NS: measurements on reclaimed and compacted materials (full-depth reclamation non-stabilized).

Tableau 3.3 Average dynamic resistance values and relative difference (rel. diff.) for 0-200 mm and 200-500 mm depth intervals for initial pavement (IP) and full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials

Depth [mm]	At each test location, average dynamic resistance values ($q_{d\bar{x}}$) for different depth [MPa]														
	Phase 1					Phase 2									
	A			B*		C			D		E				
	IP	FDR-NS	Rel. diff.	IP	FDR-NS	IP	FDR-NS	Rel. diff.	IP	FDR-NS	Rel. diff.				
0-200	111	23	-79%	96	36*	-63%	83	18	-78%	113	26	-77%	57	12	-79%
200-500	57	57	0%	70	75*	7%	80	72	-10%	75	68	-9%	47	32	-32%

* For test location B, depth of reclamation measured on field was 150 mm. Therefore, the $q_{d\bar{x}}$ values for test location B are 0-150 mm and 150-500 mm.

Looking at the 0-200 mm penetration depth (targeted depth of the reclamation), the $q_{(dx)}$ values for IP ranges from 57 to 113 MPa (underlined values: Tableau 3.3). After FDR-NS, the average dynamic resistance values range from 12 to 36 MPa, which are very low values (dotted underlining of values: Tableau 3.3). A significant decrease in terms of $q_{(dx)}$ is observed within the reclamation depth. It is important to note that for test location B, the depth of reclamation measured on field was 150 mm. Therefore, the $q_{(dx)}$ values of 46 and 75 MPa are for depth intervals of 0-150 mm and 150-500 mm, respectively. However, more surveys/measurements should have been done to see if this was bridging (location B test) or broader (for a given length). Those measurements could not be completed because of the construction crew planning.

Finally, the relative difference (Rel. diff.) of the $q_{(dx)}$ values for IP and FDR-NS were calculated, detailed results are presented in Tableau 3.3. Interestingly, looking at the test location where the measured reclamation depth was 200 mm, the relative difference values are almost identical (-79 % for A, -78 % for C, -77 % for D and, -79 % for E: Tableau 3.3). For test location B where the reclamation depth was 150 mm, the calculated relative difference is -63 %, which is considered quite similar to the other four-test location. According to those results, it seems that the decrease in terms of $q_{(dx)}$ (-79 to -66 %: Tableau 3.3) is uniform and significant for FDR-NS materials in comparison of IP materials.

3.6 Analysis

3.6.1 Grading, relative compaction, water and asphalt contents influence on dynamic resistance

As previously seen in the literature review, several materials factors have been known to affect DCP results such as soil type, density and gradation characteristics including maximum particle size (Livneh et al. 1995, Hassan 1996, George and Uddin 2000). It is well known that the compaction of a granular material influences its bearing capacity, thus the dynamic strength evaluated during a DCP test. This can be verified in this specific case using the data in Figure

3.4 (relative compaction in %). In addition, the particles (or grains) size and the maximum size (MS) of this granular material will influence its bearing capacity. In particular, a coarser material (higher MS) will provide a higher load-bearing capacity. Furthermore, a high graded (grading) material will be denser and have a better bearing capacity. For this purpose, we will refer to the maximum density line (MDL). MDL is a theoretical line included on the 0.45 power curve that represents the gradation that would produce the maximum bulk density (maximum dry density) of an aggregate gradation. For a granular material, the MDL is related to the maximum size (MS). The MDL can be calculated using Eq. (3.6).

$$P_s [\%] = \left(\frac{S}{MS} \right)^{0.45} \times 100 \quad (3.6)$$

Where P_s is the percentage passing the "S" sieve, S is the size of the sieve in order to calculate the P_s to determine the MDL and MS is the maximum size of the granular material.

For each sample (test location A to E), the total area confined between the grading and MDL was calculated according to a MS of 28 mm. The trapezoidal rule was used for the integration with a difference on the x-axis corresponding to the difference between the sieve sizes. The total area confined between the grading of sample B and MDL is represented in Figure 3.6.

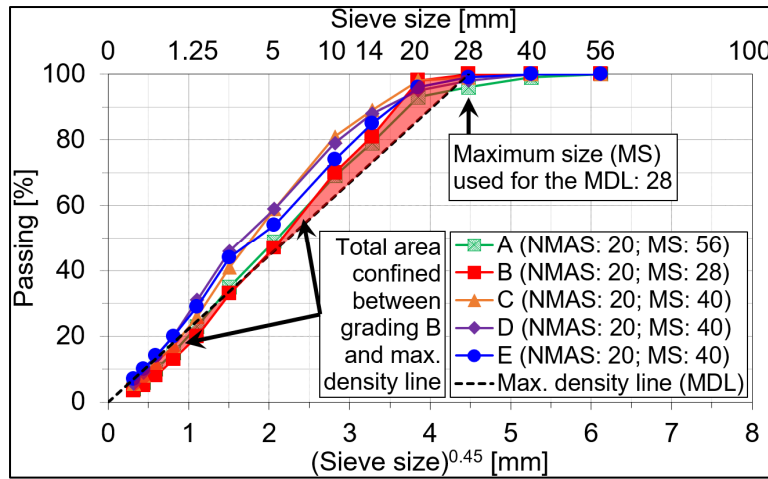


Figure 3.6 Grading analysis of sampled reclaimed materials against the maximum density line (MDL) by calculating the confined area between the MDL and each material grading

The detailed values, expressed in $\text{mm} \times \%$, are the following: A = 106, B = 167, C = 305, D = 280 and, E = 229. Figure 3.7 presents, for each test location, the total area confined (a), the water content (b), the asphalt content (c) and the relative compaction (d) with respect to $q_{d(x)}$ measured in the 0-100 mm depth interval. The lowest the total area confined values is, the more compact the granular materials is and thus, the dynamic resistance increase (Figure 3.7a). In this particular case, the sample for test location A is the one with the most compact gradation compared with the other samples and, C is the sample with the least compact gradation. Despite this last statement and poor compaction (92.0 %: Figure 3.7d), the material at location C obtains a q_d of 15 MPa compared with the others (10 to 24 MPa). Water (2.6 %: Figure 3.7b) and asphalt content (1.24 %: Figure 3.7c) for location C are also the lowest measured values. Apart from results at location C, it can be noted that an increase in relative compaction, water and asphalt content is related to a decrease in dynamic resistance. The highest correlation is obtained for the total area confined between the grading and MDL with respect to the dynamic resistance q_d ($R^2 = 0,61$: Figure 3.7a). The other correlations highlight that water content, asphalt content and relative compaction are inversely related to dynamic resistance q_d values but with lower R^2 (Figure 3.7b, Figure 3.7c and Figure 3.7d).

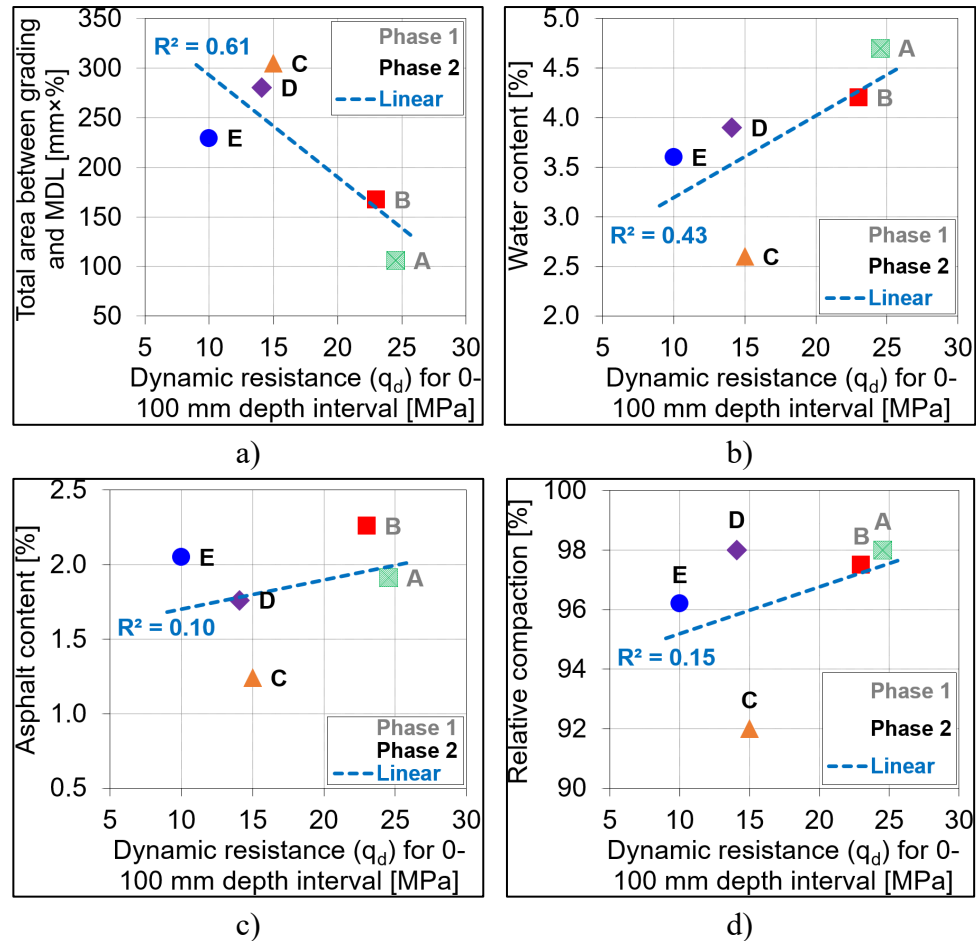


Figure 3.7 Dynamic resistance for 0-100 mm depth interval according to a) total area confined between grading of samples and maximum density line (MDL), b) water content (w %), c) asphalt content (AC) and d) relative compaction

3.6.2 Comparison between CBR calculated values from DCP measurements with CBR values from laboratory test

As presented in previous sections, Ese et al. (1994) proposed an empirical model to calculate CBR values from the dynamic cone penetrometer index (DCPI) (Eq. (3.4)). In order to assess the reliability of the DCP measurements, the CBR calculated values from DCPI were compared with the CBR values from laboratory tests. As a reminder, the reclamation of the existing pavement was done to target a 200 mm depth. However, some reclamation depth measured on

the field were inferior that 200 mm (test location B: reclamation depth of 150 mm). Therefore, the CBR were calculated from DCPI for the 0-200 mm depth intervals at test location A, C and D. For the test location B, the CBR was calculated for the 0-150 mm depth interval. For test location E, although a sample was taken, there was not enough materials to perform a CBR test in the laboratory. Detailed results of CBR calculated values as well as CBR values from laboratory test are presented in Tableau 3.4.

Tableau 3.4 California Bearing Ratio (CBR) values calculated from DCP measurements and CBR values from laboratory tests

Depth intervals [mm]	At each test location, CBR calculated from DCPI [%]*				
	Phase 1		Phase 2		
	A	B	C	D	E
0-150	---	<u>89.7</u> ^(4.2 %w)	---	---	---
0-200	57.4 (4.7 %w)	---	42.9 (2.6 %w)	77.4 (3.9 %w)	<u>33.4</u> (3.6 %w)
Water condition; depth penetration [mm]	For each test location, CBR from laboratory tests [%]				
	A	B	C	D	E
Soaked, Unsoaked; 0.254 and 0.508	22.0-86.4	30.5-75.1	40.6-72.9	49.3-80.8	---
* The water content is indicated in brackets and superscript.					

As seen in Tableau 3.4, the CBR calculated values varies significantly from a test location to another, from 33.4 to 89.7 % (extreme underlined values). The CBR laboratory tests were performed at different water content in order to account for the water content range that can be observed on the field. For this reason and to allow comparison between CBR from DCP tests performed on the field, the minimum and maximum values of CBR soaked and unsoaked were used for the comparison as the water content can vary from one test location to another.

With the exception of test location B, all three (3) other CBR calculated values fall within the range of CBR laboratory values, which shows a good reliability of the test method to provide an estimation of the CBR value. On the other hand, for test location B, the CBR calculated value is higher than the range from CBR laboratory values. By looking at the results from

Tableau 3.2, it seems that the q_d for 0-100 mm depth and 100-150 mm depth interval are quite different for test location B (23 vs 49 MPa) compared with the other test location, where the differences are much smaller. As the q_d value for 0- 100 mm depth interval of test location B is much higher than the 100-150 mm depth interval, the CBR calculated from 0-150 mm depth interval might be overestimated.

It is important to note that differences between laboratory and estimated field CBR from DCP results may be explained by differences in water contents, dry densities, associated to relative compaction, and grading distribution (Karahancer et al. 2017). Also, the laboratory assessment of CBR does not simulate the exact same in situ properties such as water content and dry density. Laboratory CBR may be higher than estimated field CBR from DCP results as modified Proctor compaction is carried out in a confined rigid mold.

3.6.3 Resilient modulus calculated values from DCP measurements

As previously said, M_r is frequently used as an input parameter in pavement design. Multiple correlations exist to calculate resilient modulus from various material properties. In this study, the model proposed by (George and Uddin 2000) was used to calculate M_r from DCPI (Eq. (3.5)). As the reclamation depth was 200 mm, the resilient modulus was calculated for the 0-200 mm depth interval except for test location B where the reclamation depth was 150 mm (0-150 mm depth interval considered). Resilient modulus calculated values are presented in Tableau 3.5.

Tableau 3.5 Resilient modulus (M_r) values calculated from DCP measurements performed on full-depth reclamation non-stabilized (FDR-NS) materials

Penetration depth [mm]	At each test location, M_r calculated from DCPI [MPa]				
	Phase 1		Phase 2		
	A	B	C	D	E
0-150	---	<u>140</u>	---	---	---
0-200	116	---	101	117	<u>78</u>

As seen in Tableau 3.5, calculated M_r vary from test location to another, from 78 to 140 MPa (underlined values). M_r from test location E is lower (78 MPa) than other calculated results. As an example, the empirical design approach used in Québec considers resilient modulus of 113 or 153 MPa for a non-stabilized reclaimed material (respectively, for a 50 % RAP and 50 % aggregates or a 15 % RAP and 85 % aggregates) (St-Laurent 2010). Increasing the RAP content decreases the M_r . With the exception of test location E, M_r calculated from empirical correlations are very similar to M_r considered in Québec pavement design approach. This observation shows that the model used as good ability to estimate M_r from DCP test results.

3.7 Conclusion

The objective of this research was to evaluate the potential of using dynamic cone penetrometer (DCP) to evaluate full-depth reclamation with no stabilization (FDR-NS) material characteristics. DCP tests were performed, and materials were sampled at five (5) different locations. Various laboratory tests were performed on the sampled materials (sieve analysis, water and asphalt contents, modified Proctor and CBR). CBR and M_r were calculated from DCP test results via empirical correlations. Then CBR calculated from DCP test results were compared to laboratory CBR values to validate empirical correlations.

Based on the results, the following conclusions were made:

- DCP test allows to give a good interpretation of the effective reclamation and existing structure layers' depth (Figure 3.5);

- A significant decrease in terms of dynamic resistance (q_d) is observed within the reclaimed layer (reclaimed and compacted materials: after FDR-NS process) in comparison with the q_d of the existing/initial pavement (IP: before FDR-NS process) (Tableau 3.2, Tableau 3.3);
- The gradation of the reclaimed materials seems to have more impact than the infield relative compaction on dynamic resistance, q_d (Figure 3.6, Figure 3.7a);
- Relative compaction, water and asphalt content seem to have less influence on dynamic resistance q_d values (Figure 3.7b, Figure 3.7c and Figure 3.7d).
- Californian bearing ratio (CBR) and resilient modulus (M_r) can be calculated from DCPI via established empirical correlations (Eq. (3.4) and Eq. (3.5));
- In general, the calculated CBR from DCP results obtained via proposed correlation corresponded well with laboratory CBR results (Tableau 3.4);
- M_r calculated from DCP measurements are very similar to conventional M_r values used in Québec pavement design method (Tableau 3.5);
- Overall, DCP test results showed a good reliability thus the potential of using DCP for FDR-NS project was confirmed.

The in-field measurement campaign that was carried out for this research study was limited to one repetition of DCP per location test due to technical limitations and site logistics. Therefore, a higher repeatability of measurements for future work would be recommended even though DCP is a reliable measuring device. Empirical correlations allow the interpretation of dynamic resistance q_d but it should be noted that these correlations used to relate DCPI to CBR (Eq. (3.4) and M_r (Eq. (3.5) were established in specific study contexts.

3.8 Future work

Selected equipment and information from this study provide a rational basis for establishing specifications. Inspection protocols on FDR-NS projects should be implemented to ensure construction quality which will ultimately help avoid short-term underperformance after construction. For a standard test method to be incorporated in any QC specification, the

precision and bias, if it can be determined, which defines the repeatability and reproducibility of the test method must exist. In order to develop a QC guidelines or method applied to FDR-NS projects, future work will focus on defining acceptability limits, selecting a testing plan and including explicit method for handling construction that are found not conform to the desired quality standard.

CHAPITRE 4

APPLICABILITY OF THE LIGHT-WEIGHT DEFLECTOMETER (LWD) AS AN ON-SITE QUALITY CONTROL TOOL OF CEMENT-BITUMEN-TREATED MATERIALS (CBTM)

Manon Rinieri^a, Éric Lachance-Tremblay^a, Michel Vaillancourt^a and Sébastien Lamothe^a

^a Département de Génie de la construction, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C1K3

Article soumis pour publication dans la revue *Road Materials and Pavement Design* en avril 2023

4.1 Abstract

Full-depth reclamation (FDR) is a sustainable technique with time savings and reduced environmental impacts. Due to binders' addition, FDR stabilized materials need time to achieve sufficient strength gain before reopening to traffic and paving the asphalt course. Specifically, many agencies do not have quality control requirements and this challenge limits the broader use of FDR. It would be very useful to determine the appropriate time to resume construction (hot-mix asphalt laying operations) to reduce delays and avoid damage at early age. The suitability of using light-weight deflectometer (LWD) has been investigated as it allows for on-site stiffness quantification. This paper aims at evaluating LWD in assessing FDR materials in field curing conditions. Overall, LWD test results showed a good reliability for monitoring the strength gain of stabilized materials following construction. Results highlighted that the stiffening rate became significant from 4h after construction and that traditional laboratory/field measurements were highly variable.

4.2 Introduction

By minimizing truck hauling and the number of new materials, in-place recycling has become attractive as it offers a cost-effective alternative to total reconstruction of pavement with technical and environmental advantages (Luhr et al., 2007). Full-depth reclamation (FDR) is an in-place rehabilitation technique consisting in the pulverization of the existing asphalt course with a predetermined portion of the underlying granular materials. The outcome of this reclamation process is a new recycled base course which combines reclaimed asphalt pavement (RAP) and a part of existing base course aggregates. FDR reclamation depth ranges from 150 to 300 mm (Cox & Howard, 2013). Usually in FDR, the next construction step up from pulverization is the stabilization process in order to improve the characteristics of the reclaimed materials, including increasing structural capacity and reducing susceptibility to moisture (Kearney & Huffman, 1999). Since rehabilitation requirements depend on project evaluation, the Asphalt Recycling and Reclaiming Association (ARRA, 2015) classifies FDR techniques into the following subtypes: no stabilization (FDR-NS), mechanical, chemical or bituminous stabilization; knowing that the combination of the different FDR categories are possible. The stabilization of the reclaimed base course can be achieved: 1) mechanically with the addition of granular materials; 2) chemically by mixing hydraulic binders such as cement, lime or fly ash and; 3) with the addition of bituminous binders such as asphalt emulsion or foamed bitumen (ARRA, 2015; Asphalt Academy, 2020; Morian et al., 2012). Typical FDR construction steps refer to pulverization, stabilization, shaping and compaction. After the recycled mix has been adequately shaped and compacted, stabilized materials require a curing period of post-construction that delays reopening to traffic and surfacing/paving operations.

Curing is a process whereby the stabilized materials gain strength and stiffness overtime through several mechanisms: reduction in moisture content due to evaporation and repulsion by the bitumen, formation of asphalt mastic, breaking of asphalt emulsion and cement hydration (Asphalt Academy, 2020; Bocci et al., 2011; Jenkins, 2000; Wirtgen GmbH, 2012). The type and content/dosage of binders that are added during FDR have an influence on the

curing process and the mechanical properties of stabilized materials (Bocci et al., 2014; Cardone et al., 2015). Different cold-recycled mixtures can be obtained from FDR process depending on the binders' content of the mix design. Cement-bitumen treated materials (CBTM) refers to cold-recycled mixtures containing a bituminous binder, either asphalt emulsion or foamed bitumen, and cement content up to 2.5 % by aggregate weight (Bocci et al., 2011; Godenzoni et al., 2018b; Grilli et al., 2012). In-field, the development of CBTM's curing process and thus their final mechanical properties are influenced by several factors. These influencing factors are mainly related to material characteristics (binder dosage and initial water content), construction parameters (layer thickness, drainage conditions, compaction level and overlay operations) and environmental factors (temperature, humidity and wind) (Graziani et al., 2022; Khosravifar et al., 2013; Tebaldi et al., 2014). As curing influences the final performance of the pavement structure, CBTM challenges are mainly related to water content control and achieving sufficient bearing capacity (Betti et al., 2014).

FDR has been shown to be a sustainable technique with construction time savings and reduced environmental impacts but quality assurance remains a critical step to achieve optimum performance and cost effectiveness. The potential of using FDR is currently limited by a lack of: 1) long-term performance data on recycled materials; 2) correlations between laboratory simulation and field measurement on stabilized materials; and 3) standardized requirements/criteria to attest quality (Bowers et al., 2020; Diefenderfer et al., 2016). Nowadays, in-field curing agency specifications are based on moisture content or time delays before reopening to traffic and paving the asphalt course. Time delays to achieve sufficient strength gain ranges from two (2) days to two (2) weeks depending on the type and content of additives binders and the climate conditions (Morian et al., 2012). Therefore, it would be interesting to know the appropriate time to resume construction after early/intermediate curing in order to avoid damage to the stabilized base layer at an early age and to reduce the resulting delays and associated costs (Bowers et al., 2020; Hand et al., 2021; Kwon et al., 2021).

4.3 Background

Despite the increasing use of FDR by agencies, there is no accepted approach widely used to: 1) describe the structural properties of FDR materials (Meocci et al., 2017) and, 2) evaluate the in-field curing evolution to attest a period to reach minimum strength requirements (Guthrie et al., 2005; Hill & Braham, 2016; Quick & Guthrie, 2011). In *Québec* province, the Marshall stability of FDR stabilized materials sampled from the construction field are evaluated within a short period of time (2 hours) following mixing with cement and bituminous binder. Due to the time-dependent stiffness evolution of CBTM, laboratory tests are challenging to perform and do not offer a reliable representation of the in-field properties (Plati et al., 2010). For that reason, agencies are unable to rapidly assess the quality and properties of FDR stabilized materials. Only a few studies have investigated in situ properties or related performance of FDR stabilized materials and several questions remain regarding the strength gain of FDR stabilized materials over time.

4.3.1 Light-weight deflectometer (LWD)

The light-weight deflectometer (LWD) is a non-destructive test that evaluates the structural properties of pavements at low strain levels. LWD is a light device (< 35 kg) that enables fast testing (< 1 min) while being more affordable than a falling weight deflectometer (FWD) (Kessler, 2009). The main difference between LWD and FWD is the maximum applicable load which is 15 kN for the LWD compared to 120 kN for the FWD (Loizos et al., 2017). LWD is particularly adapted to routine assessment and quality control measurements during pavement construction (P. R. Fleming et al., 2007). Flexibility in test protocol is possible as LWD characteristics change according to the following variables: weight, drop height, plate diameter and loading speed. In Europe, the 300 mm diameter plate is more common for LWD as it corresponds to the FWD loading plate dimensions (Kessler, 2009). As it is low-cost and simple to use, LWD can be applied for repeated testing in quality control and quality assurance (QC/QA) (Livneh & Goldberg, 2001).

The principle behind LWD testing is to measure the surface deflection of a tested layer produced from a given drop weight and height onto a circular loading plate (refer to ASTM E 2583-07 standard: ASTM International, 2020). During testing, the load pulse and soil velocity time history are measured by a load cell and at least one geophone. The load cell is used to measure the falling weight applied load at each impact which can be recorded either as a force (in kN) or a stress below the plate area (in kPa). Geophones or deflection sensors are used to measure the maximum vertical displacement and provide velocity characteristics (Khosravifar, 2015). Resulting deflections are measured in the center of the plate where the force pulse but can also be measured at several radial distances from the load with additional geophones (ASTM International, 2020). The vertical displacement below the loading plate is determined by integrating the velocity (Mooney & Miller, 2009). Peak force (F_{max}) and vertical deflection of the surface ($w_{r,zmax}$) values are extracted from the measured time history file to calculate surface elastic modulus (E_{LWD}) (Hoffmann et al., 2004).

4.3.1.1 Determination of LWD surface modulus (E_{LWD})

Boussinesq (1885) has analysed the distribution of stresses in a single elastic layer resulting from surface loads. Boussinesq equations are used to calculate the surface modulus from surface deflections based on assumptions of soil homogeneity and isotropy. Using load distribution and stress-strain equation, the response due to a concentrated load over a circular area with a radius " a " on an elastic half-space is given by the Equation (4.1 (Boussinesq, 1885).

$$E_{0,z} = \frac{A (1 - \nu^2) F_{max}}{\pi a w_{0,z}} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} \quad (4.1)$$

Where: $E_{0,z}$ is the surface modulus at distance r and depth z , both = 0, $w_{0,z}$ is the surface deflection (maximum center deflection), A is the shape factor ($A = 2$ for a uniform contact stress distribution), F_{max} is the maximum vertical force, ν is the Poisson's ratio (0,35 is the

estimated value of ν for soil), a is the load plate radius and, r is the radial distance from the center load.

Eq. (4.1 is used to calculate E_{LWD} under the central loading point, i.e., assuming $z = 0$. With additional geophones, the surface modulus at any point at a radial distance r ($r > 2a$) measured from the center of a circular load plate distributing uniform pressure may be expressed as in Equation (4.2 (Grasmick et al., 2015; Ullidtz, 1998):

$$E_{r > 2a,0} = \frac{(1 - \nu^2) F_{\max}}{\pi r w_{r > 2a,0}} \quad (4.2)$$

Where: $w_{r > 2a,0}$ is the surface deflection at radial offsets greater than $2a$ ($r > 2a$) and depth $z = 0$.

The depth of influence of the energy transmitted by the LWD to the soil depends on the diameter of the plate (Akmaz et al., 2020; Kessler, 2009). Therefore, the calculated LWD modulus provides a useful information of the composite surface modulus that may represent one or more layers depending on the thickness of the tested layer (Akmaz et al., 2020). Hoffmann et al. (2004) noted that the calculated elastic modulus (E_{LWD}) is corresponding to an equivalent or composite modulus as the half-space only considers a unique Poisson's ratio without differentiating the values according to the number of layers. As it is not a precise measurement of a single layer, LWD surface modulus is considered to represent an overall stiffness which can be used for relative comparison during construction rather than for characteristic of an individual layer.

4.3.1.2 Repeatability of LWD measurement

There is no guidance on LWD repeatability and relatively few statistical analyses published (P. Fleming & Edwards, 2013; McLain et al., 2018; Nazzal et al., 2007; Volovski et al., 2018).

Repeatability is a measure of the ability of the method to generate similar results, it is therefore related to the absolute difference between successive repeated measurements on the same subject under identical conditions. The measuring device may introduce variability in the results because LWD contact with the surface under the test may be difficult due to the presence of coarser aggregates (P. R. Fleming et al., 2007). ASTM E2583-07 standard suggests that the coefficient of variation (COV) of the test method for a single operator and a single equipment in typical field conditions should be no more than 10 to 20 % for silty gravel (GM), clayey gravel (GC) and poorly graded gravel (GP) soils (ASTM International, 2020).

4.4 Objective and methodology

The goal of this study is to evaluate the potential of using LWD in assessing FDR materials in field curing evolution. In North America, there is a growing interest in the use of LWD as evidenced by numerous research but there is limited data regarding the applicability of LWD for pavement rehabilitation works. The suitability of using light-weight deflectometer (LWD) was investigated as it allows for on-site stiffness quantification.

To do so, multiple LWD tests were performed on a FDR trial section. LWD tests were performed immediately after stabilization and at various time intervals until 24 or 48 hours depending on the test locations. Then, on-site measured LWD surface moduli (E_{LWD}) were analyzed to develop variability estimates and to perform a statistical analysis regarding the curing time and test location.

In parallel, materials were sampled on-site at LWD test locations during pulverization and stabilization construction phases. Sieve analysis, modified Proctor (maximum dry density and optimum water content), total asphalt content (AC) and Marshall stability laboratory tests were performed on either reclaimed and stabilized sampled materials. Laboratory results were analyzed in a way to establish a relationship between the materials characteristics and the LWD test results.

4.5 Experimental project description

4.5.1 Trial section

The trial section concerned by this study is located in *Ville de Prévost, Québec, Canada*. The trial section under study was the rehabilitation of a 1.5 km section with an estimated average annual daily traffic (AADT) of 7,900. The existing pavement structure consisted of an asphalt layer of varying thickness (an average of 50 mm) over an unbound granular base. The targeted new pavement structure consisted of an 80 mm thick hot mix asphalt (HMA) layer over a 200 mm thick stabilized base course. FDR construction consisted of the following steps: reclamation and mixing of existing asphalt layers and granular base material, stabilization of the recycled materials with foamed asphalt and cement, shaping and final compaction. FDR mainline construction included:

- 1) Reclamation was done on August 9th, 2022 along the entire length (sampling at all locations: A to F);
- 2) Stabilization was done from 0+700 to 1+104 m on August 15th, 2022 (sampling and testing at locations A to D) and from 1+104 to 1+500 m on August 16th, 2022 (sampling and testing at locations E and F).

Recorded by a weather station, construction stages, LWD tests and sampling were carried out without rain and under great sunshine at ambient temperatures between 11 and 28°C.

4.5.2 Cement-Bitumen-Treated materials (CBTM) mix design

The FDR mix design included foamed bitumen and cement, resulting in cement-bitumen-treated materials (CBTM). CBTM were produced by mixing the recycled granular blend with additives (water and binders). A conventional Portland cement as a hydraulic stabilizing binder was used. The bituminous binder used was a non-modified PG 58S-28 asphalt grade. Tableau

4.1 specifies the CBTM mix design characteristics and requirements where dosage percentages are expressed by dry aggregate weight. Based on the laboratory mix design of CBTM, the mix design target were the addition of 2.54 % of asphalt (here, foamed) content and water to obtain a 4.8 % of total water content by aggregate mass. The total bitumen content (4.3 %) accounts for the residual bitumen within the reclaimed materials and the added bitumen during the stabilization process with foamed bitumen.

Tableau 4.1 Cement-Bitumen-Treated materials (CBTM) mix design characteristics

Dosage properties	Values
Total bitumen content (%)	4.3
Foamed bitumen addition (%)	2.54
Cement (%)	1.5
Total water content (%) need for mixing	4.8
Maximum density of CBTM mixture (kg/m ³)	2,557
Air void content (%)	12.6
Unsoaked Marshall stability (N)	17,370
Retained Marshall stability (%)	78.2

4.5.3 Testing program

Six (6) test locations were identified along the trial section strip for LWD testing and material sampling. The testing and sampling locations are referred to as: A (0+750 m), B (0+850 m), C (0+971 m), D (1+050 m), E (1+130 m) and F (1+471 m).

LWD tests using a PRIMA100 LWD (Sweco) were conducted at the six test locations. Each LWD test was completed using a 300 mm diameter plate with a 10 kg drop mass. As the load plate must be in contact with the material being tested, loose aggregates on the surface were removed before conducting the test. The first drop was not used in the determination of the average modulus because the equipment establishes full contact with the testing surface. All LWD tests comprised the determination of E_{LWD} values based on two (2) distinct weight drop

heights – half-falling (HF= 385 mm) and full-falling (FF= 645 mm) – which corresponded to an applied load of approximately 6 kN and 8.5 kN respectively. As previously said, LWD tests were performed at various time intervals until one (1) or two (2) curing days after final compaction of the FDR stabilized base course.

4.6 Test results: laboratory characterization of sampled materials

As mentioned before, a series of laboratory tests were performed on the sampled reclaimed and stabilized materials from each identified sampling locations. The results from sieve analysis, modified Proctor, asphalt content determination and Marshall stability are presented in the following sections.

4.6.1 Sieve analysis and optimal dry density

Once the first reclamation process was completed (before stabilization), reclaimed base course materials were sampled at the exact six (6) test locations previously identified. The results from sieve analysis performed in the laboratory of all samples and requirements according to NQ 2560-600 standard are presented in Figure 4.1 (BNQ, 2002). The nominal maximum aggregate size of all reclaimed materials samples is the same (NMAS: 20 mm) with a variation in the maximum size (MS: 28 to 40 mm). All requirements were met, except for the upper limit at the 5 mm sieve for materials C and E (arrow: Figure 4.1), without any impact on the materials quality as the difference were minor.

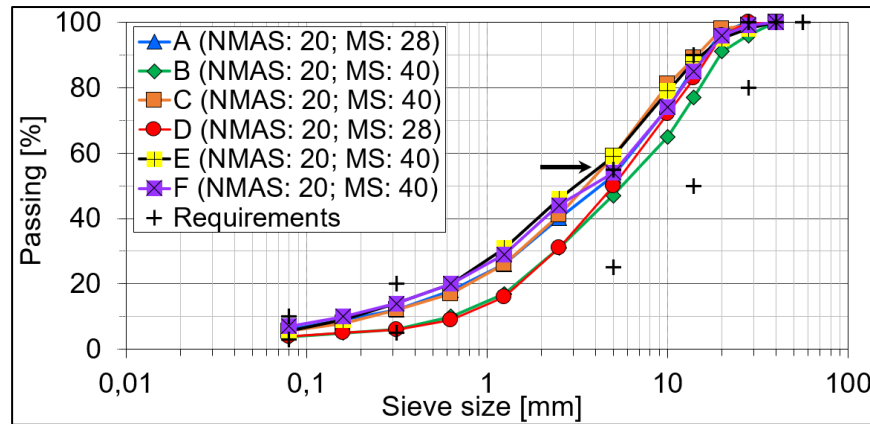


Figure 4.1 Sieve analysis of sampled reclaimed materials (NMAS is the nominal maximum aggregate size and MS is the maximum size in mm)

4.6.2 Marshall stability

Marshall stability was evaluated in the laboratory on stabilized sampled materials through soaked and unsoaked test conditions. Retained Marshall stability values are given as a measurement of resistance to deformation and durability. Higher retained Marshall stability can be observed for test location F compared to C where the minimum value is obtained (extreme values underlined: Tableau 4.2). As retained Marshall stability represents a ratio related to water sensitivity for each sample, unsoaked and soaked Marshall stability of stabilized materials are higher – twice more – for A test location (respectively 24,704 and 20,286 N) compared to E test location (respectively 10,887 and 8,601 N). Results are highly variable depending on test locations. Also, the total asphalt content in stabilized materials is higher for D test location (5.10 %) compared to C test location where the value is the lowest (3.79 %) (dotted underlining of values: Tableau 4.2).

Tableau 4.2 Marshall stability and total asphalt content values from laboratory tests performed on stabilized materials

Water condition or Ratio of Marshall stability	Marshall stability [N] from laboratory tests for each test location					
	A	B	C	D	E	F
Unsoaked	24,704	---	19,246	17,723	10,887	20,609
Soaked	20,286	---	15,105	14,890	8,601	18,286
Retained [%]	82.1	---	78.5	84.0	79.0	88.7
Total asphalt content, AC (%)	4.17	---	3.79	5.10	4.87	5.02

4.7 Test results: In situ light-weight deflectometer (LWD)

4.7.1 Detailed approach

LWD tests were performed at the six (6) test locations after FDR stabilization and final compaction. During the test, vertical surface deflections ($w_{r,zmax}$) were recorded by the central ($r = 0$ mm) and the two (2) additional geophones at a distance (r) equal at 300 mm and 600 mm. The load cell was used to measure the falling weight applied load at each impact which is measured as a peak force F_{max} (in kN). The test procedure to operate LWD at each location involved a minimum of five (5) seating drops at half-falling height (HF) followed by a minimum of five (5) drops at full-falling height (FF). In this project, additional test drops were run at HF and FF drop heights at each test location to capture the variability of the LWD measurement. In the case of a measurement comprising several individual measurements, the measurement error is a random variable and outlier data are data points that differ significantly from the other observations (Baleo et al., 2003). After on-site LWD testing, the inter-decile range was considered to select LWD results – in the HF and FF drops datasets – at each location and curing time. The inter-decile range (D1/D9: the difference between the first and ninth decile) is a measure of the statistical dispersion of values in a dataset; it corresponds to the range of the statistical series after eliminating 10 % of the lowest values and 10 % of the highest values. After data correction, results at each test location were averaged into a single data record for both HF and FF drop height (average).

Tableau 4.3 presents peak force (F_{\max}) and maximum deflection ($w_{r,z\max}$) measurements recorded from LWD acquisition system for HF and FF drop height at different curing time, for test location A. The average F_{\max} and $w_{r,z\max}$ depending on geophone position (distance r) are obtained after a series of LWD weight drops according to the testing procedure. As seen in Tableau 4.3, peak force ranges from 5.2 and 6.1 kN at HF drop height and from 8.3 and 8.6 kN at FF drop height (underlined values), which represents a small dispersion. However, maximum deflection values vary with geophone position (0, 300 and 600 mm) and curing time (from 0 to 48 hours). It can be noted that maximum deflection values are decreasing with a decrease in drop height and in radial distance from the central geophone. The maximum deflections under central geophone $w_{0,z\max}$ are strictly decreasing with increasing curing time at HF drop height (180.9 μm at 0h and 51.0 μm at 48h) and FF drop height (224.9 μm at 0h and 73.0 μm at 48h) (underlined values: Tableau 4.3). However, maximum deflections recorded for geophones positioned at 300 mm ($w_{300,z\max}$) and at 600 mm ($w_{600,z\max}$) from central geophone are not showing a specific trend with an increased curing time. It is important to note that the depth of stabilization was 200 mm. As LWD measurements depth of influence is related to radial position r of geophones, these deflections may have been measured for a composite layer (FDR stabilized materials and underlying granular materials) and may not only represent the FDR stabilized layer strength evolution.

Tableau 4.3 Summary of LWD peak force (F_{\max}) and maximum deflections ($w_{r,z\max}$) for half-falling and full-falling drop height at different curing time at test location A

Curing time (h)	F_{\max} Mean (kN)		$w_{0,z\max}$ Mean (μm)		$w_{300,z\max}$ Mean (μm)		$w_{600,z\max}$ Mean (μm)	
	HF*	FF*	HF*	FF*	HF*	FF*	HF*	FF*
0	<u>6.1</u>	8.5	<u>180.9</u>	<u>224.9</u>	36.5	50.7	18.1	20.1
1	<u>5.2</u>	8.5	123.1	211.5	30.6	47.7	22.2	22.9
2	6.0	<u>8.3</u>	118.3	160.4	34.5	47.7	13.9	19.3
4	6.0	8.5	89.8	129.6	36.7	51.3	19.6	23.9
24	6.0	8.4	57.4	86.5	28.8	41.2	15.7	21.5
48	6.0	<u>8.6</u>	<u>51.0</u>	<u>73.0</u>	26.9	40.3	14.8	21.5

* HF = Half-falling drop height; FF = Full-falling drop height

The average deflection basin for HF and FF drop height at different curing time is presented in Figure 4.2 for test location A. The decrease in vertical deflection under central geophone ($w_{0,zmax}$) can be observed with an increase in curing time as the FDR stabilized base course becomes stiffer. However, this trend is not represented beyond a radial distance (r) of 300 mm.

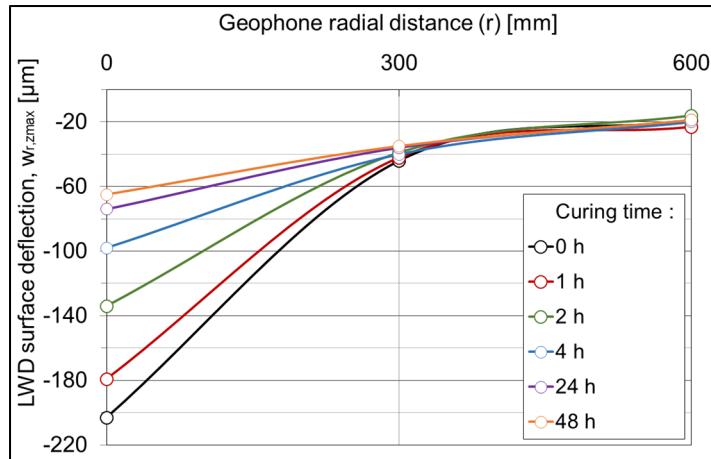


Figure 4.2 LWD average vertical surface deflection ($w_{r,zmax}$) basin from the field test at different curing time at test location A

The maximum peak force (F_{max}) and vertical surface deflection ($w_{r,zmax}$) are used to calculate LWD surface modulus (E_{LWD}) via Eq.(4.1 and Eq.(4.2 with default parameters for the shape factor A , Poisson's ratio ν and LWD configuration characteristics. Tableau 4.4 details calculated LWD surface modulus (E_{LWD}) at HF and FF drop height for test location A, along with basic statistics and the number of drops completed at each curing time. As seen in Tableau 4.4, E_{LWD} values increase with curing time as the FDR stabilized base course becomes stiffer. For each curing time, standard deviation values show rather low dispersion in the dataset relatively to LWD surface modulus mean at HF and FF drop height. Population values (n) vary due to additional test measurements or outlier data removed during post-processing; a minimum of five (5) drops were still performed on-site for each drop height. Results show acceptable coefficient of variation (COV) values at each drop height as it ranges from 0.4 to 6.5 %. When comparing E_{LWD} values at HF and FF drop height for a specific curing time,

values appear to be relatively similar with low relative variation. Figure 4.3 presents the linear regression ($R^2 = 0.9926$) at location A for LWD surface modulus at HF and FF drop height.

Tableau 4.4 Summary of LWD surface moduli (E_{LWD}) for half-falling (HF) and full-falling (FF) drop height at different curing time at test location A

Curing time (h)	E_{LWD} (MPa)		SD* (MPa)		n (---)		COV (%)	
	HF	FF	HF	FF	HF	FF	HF	FF
0	126.0	141.4	3.2	2.3	4	4	2.5	1.6
1	155.5	150.7	4.2	9.8	4	7	2.7	6.5
2	190.2	193.3	1.9	1.8	7	4	1.0	0.9
4	250.5	244.1	2.2	1.1	8	2	0.9	0.4
24	388.7	363.1	5.3	7.3	6	8	1.4	2.0
48	438.6	436.2	4.0	5.6	3	5	0.9	1.3

* SD: standard deviation

By assuming that the LWD surface modulus obtained at HF and FF drop height must be identical ($E_{LWD, HF} = E_{LWD, FF}$), based on trends observed in Figure 4.3, average surface moduli (\bar{E}_{LWD}) were calculated and are presented in Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Summary of LWD average surface moduli (\bar{E}_{LWD}) at different curing time at test location A

Curing time (h)	\bar{E}_{LWD} (MPa)	Median (MPa)	SD (MPa)	COV (%)	n (---)
0	133.7	134.2	8.6	6.4	8
1	152.5	153.8	8.3	5.4	11
2	191.3	190.8	2.4	1.3	11
4	249.2	249.4	3.3	1.3	10
24	374.1	370.8	14.6	3.9	14
48	437.1	436.0	4.9	1.1	8

4.7.2 Drop height influence on LWD measurements

For each test location, LWD surface modulus (E_{LWD}) was measured and averaged for HF and FF drop heights as presented in Tableau 4.4. Figure 4.3 presents the on-site LWD measurements at each test location and curing time for FF and HF drop heights. Results show significant relationships that relate E_{LWD} surface modulus at both drop heights with R^2 correlation factor ranging from 0.9666 for test location C to 0.9992 for test location B. The effects of weight drop height were insignificant, LWD surface modulus were about the same at HF and FF drop heights concluding a very low impact of different drop heights on resulting E_{LWD} . The same tendency was observed in another research (Lin et al., 2006).

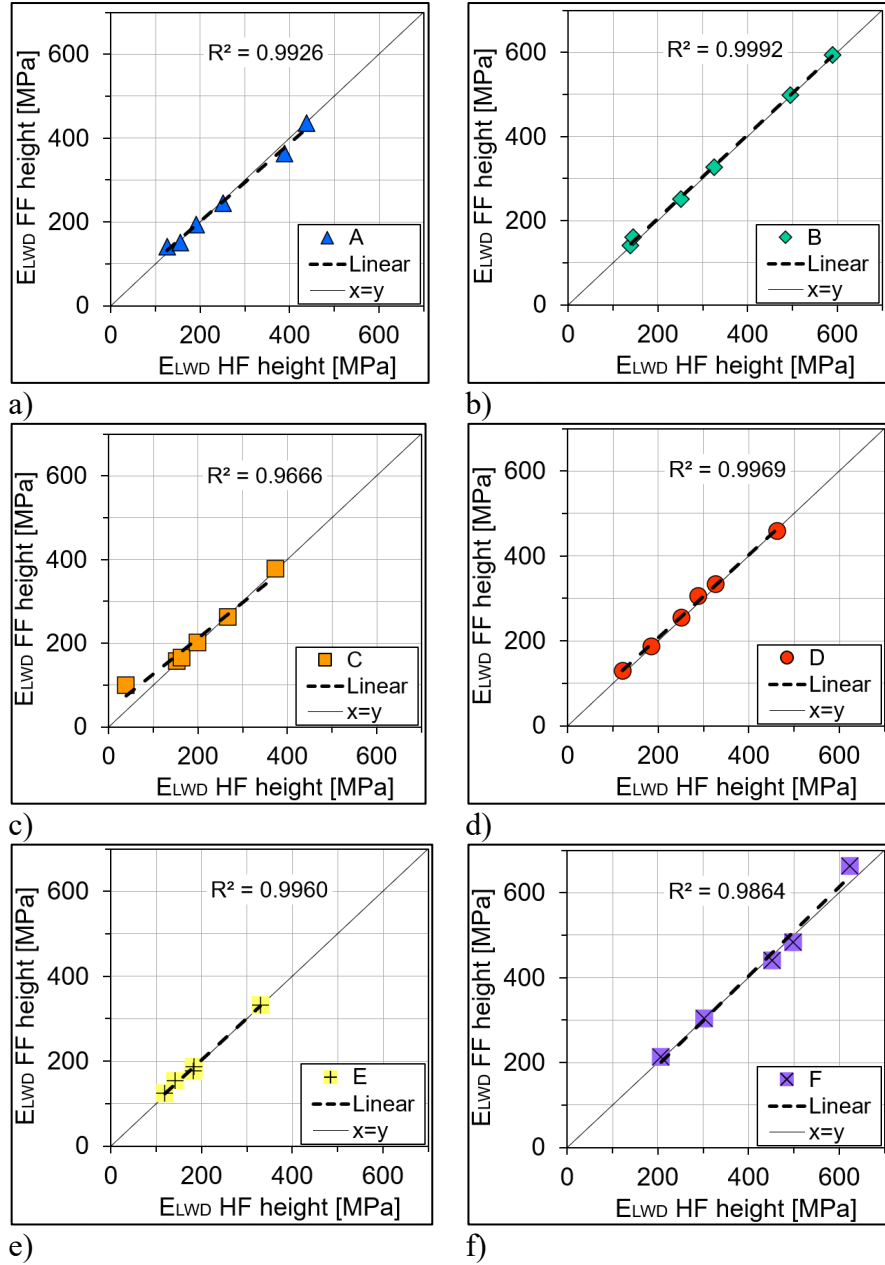


Figure 4.3 Correlation between LWD surface modulus E_{LWD} measured at half-falling (HF: 385 mm) and full-falling drop height (FF: 645 mm) for each test location (A to F)

4.8 Test results : analysis

4.8.1 Surface modulus evolution after stabilization

Figure 4.4 shows LWD surface modulus measured on-site for each test location at 0h, 1h, 2h, 4h, 24h and 48h of curing after FDR stabilization and final compaction of the base course. Initial measured LWD surface moduli are very different from one test location to another and ranged from 78 to 210 MPa at 0h. LWD surface modulus with respect to curing time have a similar evolution (dotted logarithmic fitting trends: Figure 4.4), and measured values ranged from 264 to 640 MPa after 24h of curing time. After 48h, LWD surface modulus for A, B, C and D at 48h were ranging from 375 MPa at location C to 591 MPa at location B.

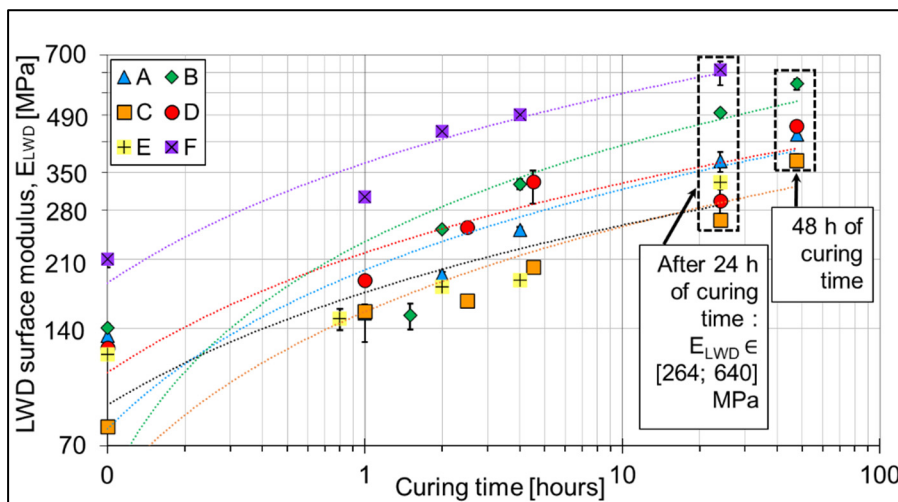


Figure 4.4 Field measurements (dots) and logarithmic fitting trend (dotted lines) of LWD surface modulus (E_{LWD}) evolution over curing time (0 to 48h) for different test locations (A to F)

4.8.2 Curing time influence on surface modulus evolution

A statistical analysis was used to determine whether there was a statistically significant difference between LWD surface moduli means (\bar{E}_{LWD}) within each group (test location). The

analysis was performed using the Kruskal-Wallis test or Welch test for location E – as robust alternatives to ANOVA due to violations, respectively, in the assumption of normality and equality of variances – followed by a post hoc test to determine exactly which groups were different. For Kruskal-Wallis multiple comparison test, the assessment was done using Dunn's post hoc test with adjustment using Hochberg corrections. For Welch's multiple comparisons, Games-Howell test was used as a post hoc test. Multiple comparison test results are shown in Tableau 4.6. The comparative analysis was performed between the six groups (six curing time) for every investigation (test location) interval. Tableau 4.6 only presents the comparative analysis for 0-2h, 0-4h, 0-24h and 0-48h. Statistical significance was accepted at a level of p-value < 0.05 . LWD surface modulus evolution indicated that there was a substantial difference (p-values in italics: Tableau 4.6) between the 0-4h, 0-24h and 0-48h. However, the growth between 0 and 2h of curing was statistically insignificant for most of the test locations.

Tableau 4.6 Results of Dunn's multiple comparisons test on curing time growth patterns

Test location (#)	Difference of levels (curing time)	Parameters	
		z-statistic	p-value
A	0 - 2	-2.37	0.106
	0 - 4	-3.55	<i>0.004</i>
	0 - 24	-5.30	<i>0.000</i>
	0 - 48	-5.92	<i>0.000</i>
B	0 - 2	-2.06	0.234
	0 - 4	-3.77	<i>0.002</i>
	0 - 24	-5.12	<i>0.000</i>
	0 - 48	-6.06	<i>0.000</i>
C	0 - 2	-3.48	0.005
	0 - 4	-4.96	<i>0.000</i>
	0 - 24	-5.70	<i>0.000</i>
	0 - 48	-7.30	<i>0.000</i>
D	0 - 2	-2.69	<i>0.043</i>
	0 - 4	-6.03	<i>0.000</i>
	0 - 24	-4.32	<i>0.000</i>
	0 - 48	-6.66	<i>0.000</i>
E*	0 - 2	55.08	<i>0.000</i>
	0 - 4	57.05	<i>0.000</i>
	0 - 24	171.44	<i>0.000</i>
F	0 - 2	-2.75	<i>0.030</i>
	0 - 4	-4.43	<i>0.000</i>
	0 - 24	-6.10	<i>0.000</i>

4.8.3 Test location influence on LWD surface modulus (Longitudinal variability)

In order to compare LWD surface moduli means (\bar{E}_{LWD}) within each group (curing time), Kruskal-Wallis tests were conducted on the overall LWD surface modulus data based on curing times and on-site test locations to assess the stiffness evolution at different curing time. The Welch test was conducted at 48h curing time as population variances were unequal while being normally distributed (T-test and p-value: Tableau 4.7). The results of the statistical tests are shown in Tableau 4.7. Results indicated that based on the given dataset, there is a statistically significant difference (p-values in italics: Tableau 4.7) between LWD surface moduli within

each group (curing time). Statistical significance was accepted at a level of p-value < 0.05 . As a result, this indicates that there is significant variation in LWD surface modulus between the different test locations for each specific curing time. The cause of this longitudinal variability on the on-site LWD measurements can be related to several parameters (Graziani et al., 2022).

Tableau 4.7 Summary of Kruskal-Wallis test results on LWD surface modulus data

Curing time (h)	Parameters	
	z-statistic	p-value
0	54.41	$1.7E-10$
1	42.71	$4.2E-08$
2	62.21	$4.3E-12$
4	66.20	$0.0E+00$
24	65.03	$1.1E-12$
48*	17.63	$0.0E+00$

4.8.4 Grading, relative compaction, asphalt content and Marshall stability influence on LWD surface modulus

In *Québec* province, quality control specified in contractors' requirements for FDR projects is usually based on the analysis of some basic material properties or construction-related parameters such as 1) grading, 2) relative compaction, 3) asphalt content and, 4) Marshall stability. To understand whether any of these four (4) parameters have a significant impact on LWD surface modulus values, these properties were controlled on-site or evaluated in the laboratory for each sampled material at the six (6) test locations. Field relative compaction was evaluated on the stabilized base course after final compaction using a nuclear gauge and recalibrated to consider the increase in asphalt content in stabilized materials, and to avoid it being considered as water, compared to reclaimed materials.

In order to evaluate the impact of grading on LWD surface modulus, the maximum density line (MDL) was used. MDL is a theoretical line included on the 0.45 power curve that

represents the gradation that would produce the maximum bulk density (maximum dry density) of an aggregate gradation. For a granular material, the MDL is related to the maximum size (MS). The MDL can be calculated using Equation (4.3).

$$P_s [\%] = \left(\frac{S}{MS} \right)^{0,45} \times 100 \tag{4.3}$$

Where P_s is the percentage passing the "S" sieve, S is the size of the sieve in order to calculate the P_s to determine the MDL and MS is the maximum size of the granular material.

For each sample (test location A to F), the total area confined between the grading and MDL was calculated according to a maximal size (MS) of 28 mm. The trapezoidal rule was used for the integration with a difference on the x-axis corresponding to the difference between the sieve sizes. The total area confined between the grading of sample at test location D and MDL is represented in Figure 4.5. The lowest the total area confined values are, the more compact the granular material is and thus, the surface modulus increase. In this particular case, the sample for test location B (67.5 mm × %: Figure 4.5) is the one with the most compact gradation compared with the other samples and, C (304.6 mm × %: Figure 4.5) is the sample with the least compact gradation.

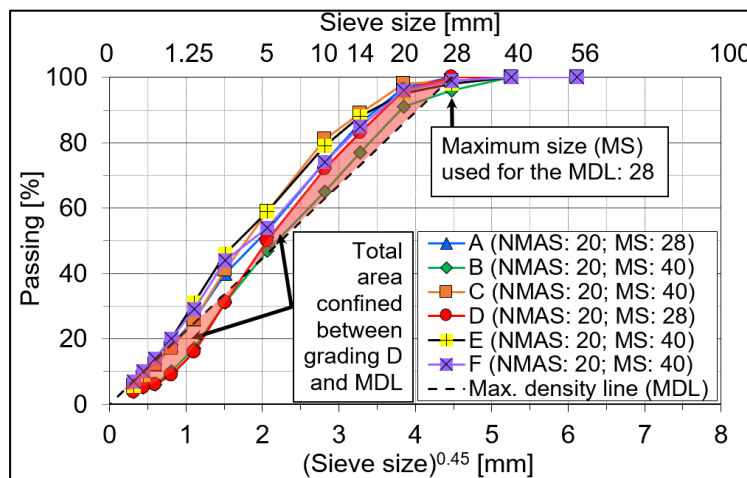
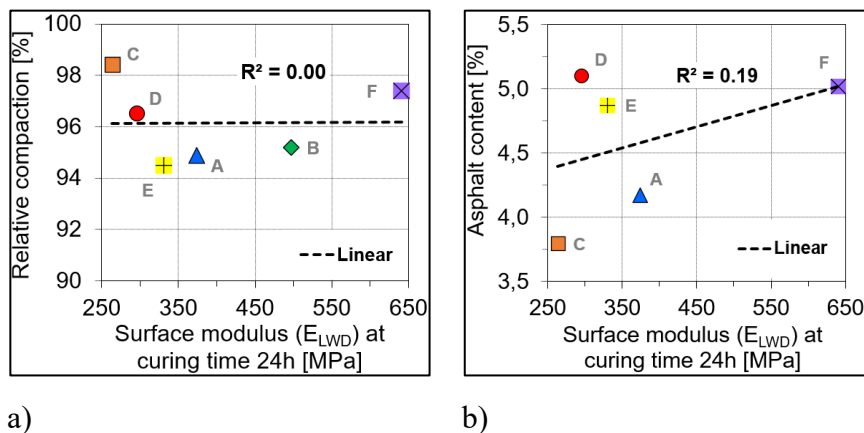


Figure 4.5 Grading analysis of sampled reclaimed materials against the maximum density line (MDL) by calculating the confined area between the MDL and each material grading

For LWD datasets, correlations were attempted to be made by pairing measured E_{LWD} surface modulus at 24h curing time with relative compaction (Figure 4.6a), asphalt content (Figure 4.6b), unsoaked Marshall stability (Figure 4.6c), and total area confined between grading of samples and maximum density line (MDL) (Figure 4.6d). It should be noted that all measured parameters – whether resulting values from laboratory or on-site tests – show a great variability depending on the test locations. According to Figure 4.6, no statistically significant relationships were found that related E_{LWD} to the four (4) common parameters, as correlation factors R^2 were ranging from 0 to 0.19. Thus, it seems that E_{LWD} at 24h are influenced by multiple parameters instead of a unique parameter. However, due to the small dataset used ($n = 6$), the values produced via these relationships should be interpreted cautiously.



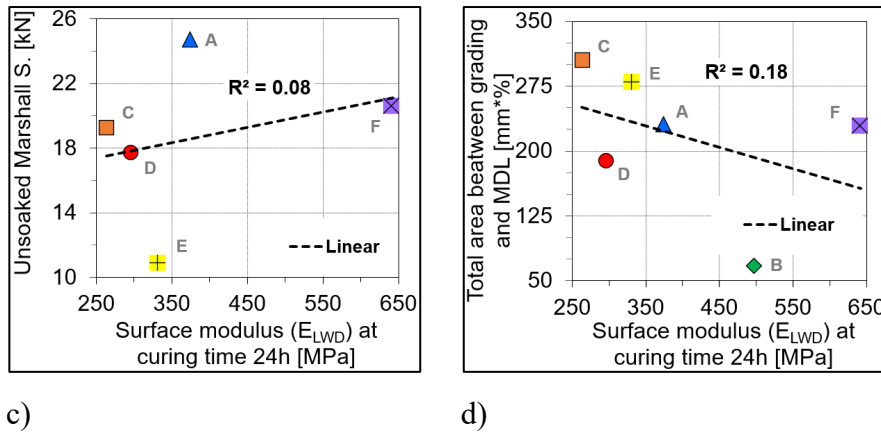


Figure 4.6 Surface modulus (E_{LWD}) at 24h curing time according to: a) relative compaction, b) asphalt content (AC), c) total area confined between grading of sampled reclaimed materials and maximum density line (MDL) and, d) unsoaked Marshall stability

4.9 Conclusions

The objective of this research was to evaluate the potential of using light-weight deflectometer (LWD) to evaluate the in-field evolution of stabilized materials on a full-depth reclamation (FDR) project, based on stiffness quantification (LWD surface moduli: E_{LWD}). Multiple LWD tests were performed on a FDR – with foamed bitumen and cement – trial section immediately after construction until 24 or 48 hours depending on the test locations. In parallel, materials were sampled at LWD test locations during pulverization and stabilization construction phases. Various laboratory tests (sieve analysis, modified Proctor, total asphalt content and Marshall stability) were performed on reclaimed and stabilized sampled materials. Laboratory results were analysed in a way to attempt to link material characteristics to LWD test results. Then, on-site measured LWD surface moduli (E_{LWD}) were analysed to develop variability estimates and statistically compared in terms of curing time value and test location.

Based on the results, the following conclusions were made:

- LWD is a reliable and simple tool to use for on-site measurements of surface modulus (E_{LWD}) during pavement rehabilitation works;
- Laboratory results from sampled stabilized materials show great variability in terms of Marshall stability values (Tableau 4.2) and then, their interpretation is difficult to compare or link with on-site material performance (Tableau 4.2 and Figure 4.6c);
- Maximum deflection ($w_{r,zmax}$) values are observed to be decreasing with a decrease in drop height (half-falling drop height: HF and full-falling drop height: FF) and in radial distance from the central geophone (0, 300 and 600 mm) (Tableau 4.3);
- The weight drop height has a very low influence on measured E_{LWD} , therefore testing protocol can be developed independently of the drop height (Tableau 4.4 and Figure 4.3);
- LWD is found to be an effective tool to monitor the strength gain of cement-bitumen-treated materials (CBTM) immediately after FDR construction, i.e., with the curing time (Figure 4.4);
- LWD surface modulus (E_{LWD}) evolution with time seems to be mostly significant after 4h of curing time for each test location (Tableau 4.6), quality control measurements should therefore be done at least 4h after the stabilization operations as the E_{LWD} variations become significant compared to the initial value;
- A significant longitudinal variability in terms of E_{LWD} is observed between test locations for each curing time on the FDR trial section (Tableau 4.7), values are ranging from 264 to 640 MPa at 24h curing time for all six test locations;
- Relative compaction, total asphalt content and gradation results show great variability on-site and no statistically significant relationships were found with the E_{LWD} (Figure 4.6).

4.10 Future work

In this study, LWD surface modulus was established in the specific context of the FDR – with foamed bitumen and cement – trial section. To identify acceptance value to resume construction operations after stabilization, there is a need to determine the threshold and acceptance test data for each specific FDR types. Therefore, the same LWD analysis should

be extended to other FDR mix design projects (FDR with asphalt emulsion, for example) for comparison. As explained before, the calculated LWD modulus is corresponding to an equivalent or composite modulus that may represent one or more layers depending on the thickness of the tested layer. Therefore, back calculation should be performed on LWD measurements in order to quantify the stabilized layer stiffness in itself. Modulus values developed as a result of this trial section could be useful for comparative purposes only.

CHAPITRE 5

SOMMAIRE DES RÉSULTATS

En complément de l'analyse des résultats de DCP et de LWD présentés dans les deux articles précédents, une analyse complémentaire est présentée dans les sections 5.1 et 5.2. De plus, les résultats collectés en temps réel et mesurés au LWD sont discutés dans les sections 5.3 et 5.4.

5.1 Sommaire des résultats de pénétromètre (DCP)

Le DCP a été conçu pour caractériser la résistance à la pénétration, par enfoncement d'un cône, d'un matériau constituant une structure de chaussée; il permet donc d'établir un profil des propriétés mécaniques in situ des matériaux en fournissant des données sous la surface de la fondation (voir section 1.4.4). Les données de l'essai sont relatives à la mesure du mouvement du cône à chaque coup qui se caractérise par la résistance en pointe q_d exprimée en MPa; indirectement reliés aux propriétés conventionnelles des sols. Ainsi à l'aide de relations empiriques établies dans la littérature, la résistance en pointe -convertie en indice de pénétration (DCPI en mm/coup) - permet d'estimer la capacité portante (CBR) et le module réversible (M_r) des matériaux granulaires testés.

Durant les travaux, les essais de DCP ont été réalisés à cinq (5) endroits de la chaussée où les profils stratigraphiques avant travaux étaient connus. Les mesures ont été effectuées sur la fondation de la chaussée avant et après décohesionnement. Avant décohesionnement, les essais de DCP ont été effectués dans la structure de chaussée initiale après forage de la couche d'enrobé pour atteindre la fondation granulaire. Après décohesionnement, l'initialisation des mesures de DCP fut effectuée en surface de la fondation nivelée et compactée. Les résultats de DCP effectués avant et après décohesionnement sont présentés au CHAPITRE 3 et en ANNEXE IV. Dans le cadre de ce projet, l'objectif relatif au DCP était d'évaluer la profondeur effective de décohesionnement et de caractériser l'état du matériau existant. Suite aux essais

réalisés en chantier, il a été conclu que le DCP permet d'évaluer efficacement la profondeur de décohesionnement ainsi que la résistance en pointe des matériaux de chaussées existants et décohesionnés. Les écarts entre les résistances en pointe mesurées dans la structure de chaussée initiale et dans la structure après décohesionnement témoignent de l'importante diminution de la capacité portante de la structure de chaussée après décohesionnement (voir Tableau 3.2 et Tableau 3.3). De plus, les modules réversibles (M_r) -corrélés aux résultats de DCP via des relations empiriques- ont montré une similarité avec les valeurs usuelles utilisées dans le logiciel de dimensionnement CHAUSSÉE2 (voir Tableau 3.5). En revanche, le DCP ne peut pas être utilisé pour des travaux de stabilisation car la rigidité de la couche stabilisée est trop élevée pour mesurer la résistance en pointe en fonction de la profondeur.

5.2 Sommaire des résultats de déflectomètre portatif (LWD)

Le LWD consiste à mesurer une déflexion sous une plaque de chargement suite à l'impact d'une masse tombante et permet de calculer la contrainte transmise au sol. Le module de surface du sol (en MPa) résulte du calcul de la force, mesurée par une cellule de chargement, appliquée sur la plaque qui génère une déformation (en mm). Ainsi le LWD permet de caractériser, dans une zone d'influence précise, la rigidité des couches sous-jacentes de la structure de chaussée. Le module de surface mesuré correspond donc à un module équivalent si la profondeur d'influence enregistre plus de deux couches différentes de la structure. L'intérêt du rétro-calcul des modules se justifie lorsque le but est de connaître le module d'une couche spécifique.

Durant les travaux, les essais de LWD ont été réalisés à neuf (9) endroits de la chaussée. Les mesures ont été effectuées sur la fondation de la chaussée immédiatement après stabilisation pour les phases 1 et 2. Pour suivre l'évolution des valeurs de modules de surface E_{LWD} , les mesures ont été réalisées à différentes heures du processus de cure des matériaux stabilisés selon les phases de travaux et les chainages. Le choix des heures de réalisation des mesures était dépendant de la réalisation d'autres essais in situ et des contraintes sur le chantier. Les

résultats de LWD effectués à différentes heures après stabilisation sont présentés au CHAPITRE 4 et en ANNEXE VII. Dans le cadre de ce projet, l'objectif relatif au LWD était de suivre in situ l'évolution de la rigidité des matériaux en fonction du temps pendant la cure. Suite aux essais réalisés en chantier, il a été conclu que le LWD est un outil simple et rapide qui permet d'effectuer un grand nombre de mesures en chantier tout en étant adapté aux travaux de stabilisation. Le CHAPITRE 4 se focalise sur les résultats de LWD correspondants à la voie de gauche et la phase 2. Les résultats d'essais réalisés jusqu'à 24 ou 48 h lors de la phase 2 des travaux mettent en évidence, d'un point de vue statistique, l'importance de la variation des modules après 4 h de cure (Tableau 4.6). Également, une variabilité longitudinale en termes de modules de surface a été constatée à tous les chainages du projet (Tableau 4.7). Les Figure 5.1 et Figure 5.2 présentent les résultats de LWD pour la voie de droite ou pour la phase 1 (résultats non publiés, voir ANNEXE VI et ANNEXE VII pour le détail). Il est à noter que ces résultats suivent la même tendance que ceux présentés dans l'article *USING DYNAMIC CONE PENETROMETER (DCP) TO CHARACTERIZE FULL-DEPTH RECLAMATION (FDR) MATERIALS ON-SITE* : le module de surface augmente rapidement et varie en fonction du chainage étudié. Il a donc été remarqué que les mesures au LWD pouvaient être influencées par plusieurs paramètres d'où l'analyse nécessaire en lien avec les conditions météorologiques et les données de chantier. En effet, l'heure de mesure semble avoir une influence sur le module mesuré; notamment à certains horaires intermédiaires entre 0 et 24 h où les paramètres de l'environnement changent (voir ANNEXE VII). Le LWD permet d'évaluer efficacement le gain en cohésion de la structure pendant la cure via une mesure de module de surface. Dans un

but futur d'évaluer le délai minimal avant pavage de la chaussée stabilisée, un module seuil devrait être déterminé pour chaque type de formulation.

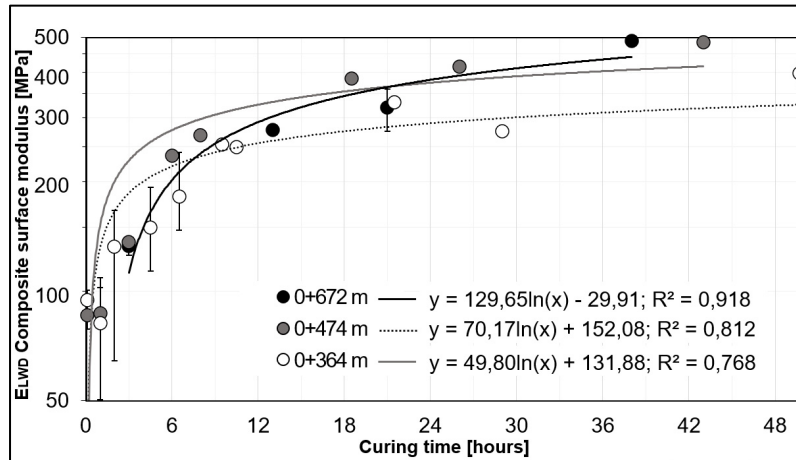


Figure 5.1 Évolution du module de surface après stabilisation pour les différents chainages de la phase 1 [1 % de ciment] - voie de droite

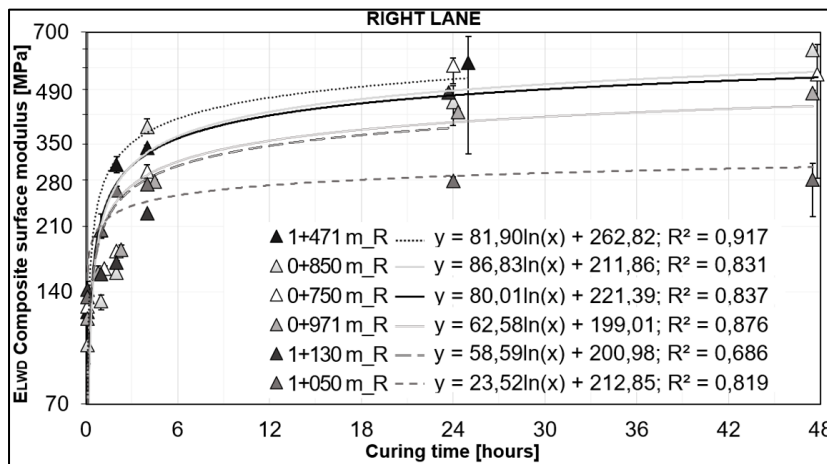


Figure 5.2 Évolution du module de surface après stabilisation pour les différents chainages de la phase 2 [1,5 % de ciment] - voie de droite

5.3 Détails liés à la collecte des données climatiques et des données provenant des capteurs d'humidité/température

Comme présenté dans la revue de la littérature, les facteurs environnementaux (température, humidité, vent) et les caractéristiques des matériaux (teneur en liants, teneur en eau) influencent l'évolution de la cure des matériaux stabilisés et leurs propriétés mécaniques finales (voir section 1.2.3.6). De façon complémentaire à ce projet de maîtrise, une station météorologique a donc été installée sur un poteau électrique adjacent à la route (chainage : 0+425 m) pour collecter des données en temps réel (voir Figure 5.3): 1) température ambiante et humidité relative, 2) vitesse et direction du vent, 3) ensoleillement, et 4) précipitations.



Figure 5.3 Fixation de la station météorologique à un poteau électrique à proximité du chantier

De plus, quatre (4) capteurs sans fils de mesure d'humidité et de température ont été installés au sein de la fondation stabilisée le 22 juillet 2022 aux chainages 0+364 m (près du forage F2)

et 0+474 m lors de la phase 1. Les capteurs utilisés sont des sondes HYDRA100 Scout (Soil Scout).

Tableau 5.1 Terminologie et positionnement des capteurs en chantier

Localisation	N° capteur	Latitude	Longitude
I1 0+364 m (BG)	SS19989	45°51'42" N	74°3'48" W
I2 0+364 m (BD)	SS19990	45°51'41" N	74°3'48" W
I3 0+474 m (BG)	SS19991	45°51'43" N	74°3'43" W
I4 0+474 m (BD)	SS19992	45°51'42" N	74°3'43" W

Les objectifs principaux étaient de : 1) suivre l'évolution de la teneur en humidité et de la température des matériaux stabilisés; et 2) de collecter des données dans le but d'établir un lien entre les paramètres météorologiques et l'évolution de la teneur en humidité.

Dans un but de ne pas trop perturber les opérations chantier de l'entrepreneur, les capteurs sans fils -de petites dimensions- présentent l'avantage majeur d'une mise en place rapide et d'un processus d'acquisition simple limitant les tranchées profondes pour positionner les fils et batteries hors chaussée. Deux techniques de mise en place des capteurs ont été réalisées en chantier pour positionner les capteurs à 125 mm de profondeur dans la fondation stabilisée : a) installation des capteurs après compactage par carottage de la fondation stabilisée, et compactage final au marteau Marshall du MR-5 stabilisé (Figure 5.4); et b) installation des capteurs immédiatement après stabilisation, compactage intermédiaire au marteau Marshall et compactage final du MR-5 stabilisé avec capteurs par passes du compacteur (Figure 5.5). Après installation, l'acquisition des capteurs a été validée -puisque aucune jauge n'a été perdue et toutes ont toujours envoyé un signal- prouvant ainsi la résistance de cette technologie de capteurs aux passages de rouleau compacteur.

La technique (b) serait donc à privilégier pour éviter l'étape de carottage, les étapes détaillées sont les suivantes :

- Échantillonnage du MR-5 stabilisé pour tamisage à 5 mm du matériau;

- Ajout de la fraction 0/5 mm du MR-5 stabilisé autour du capteur et compactage au marteau Marshall sur une épaisseur de 25 mm pour un bon contact avec le capteur à venir;
- Mise en place du capteur dans la chaussée et compactage des couches remblayées avec un marteau Marshall. Dans la zone de confinement du capteur, la fraction 0/5 mm du MR-5 stabilisé est à privilégier. Au-delà d'une épaisseur de 25 mm, le remblayage des couches se fait avec la fraction 0/40 mm du MR-5 stabilisé jusqu'à la surface;
- Après compactage au marteau Marshall des couches successives, le compactage final est effectué par passage du rouleau compacteur.



Figure 5.4 Installation du capteur dans le MR-5 stabilisé après compactage de la fondation stabilisée



Figure 5.5 Compactage au marteau Marshall du MR-5 stabilisé recouvrant le capteur et avant compactage final de la fondation stabilisée

Les données de la station météorologique et des capteurs sont enregistrées en continu depuis le 22 juillet 2022. Cependant, la technologie de capteur utilisée et le logiciel du fournisseur rendent difficile l'interprétation des résultats d'acquisition car les données du logiciel ne sont pas explicites et sont non-contrôlables (facteur de calibration, matériau de référence). L'étude de l'évolution de la teneur en eau a montré que les températures négatives enregistrées au sein de la chaussée causent une chute de la teneur en humidité (apparition de gel); ce qui vient fausser le suivi de l'évolution de la teneur en eau. Durant ces périodes, la température

enregistrée par les capteurs au sein de la fondation stabilisée reste cohérente. La Figure 5.6 présente l'évolution de la teneur en eau (%) et de la température (°C) en fonction du temps sur une période entre le 2022/11/25 et le 2023/02/25.

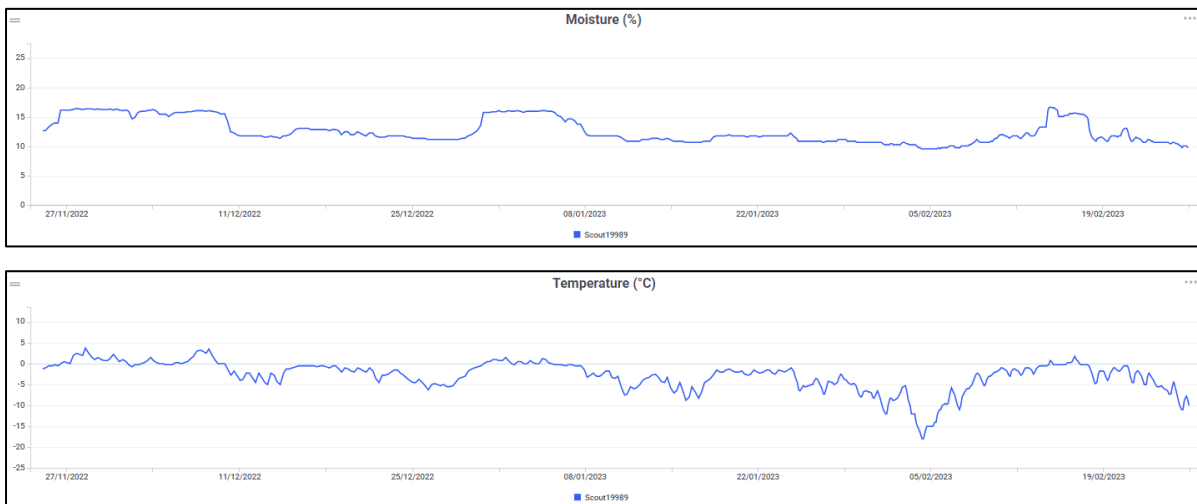


Figure 5.6 Évolution de la teneur en eau et de la température en fonction du temps sur une période entre le 2022/11/25 et le 2023/02/25

Les capteurs ont donc été installés et les résultats sont toujours en cours d'acquisition. Ainsi, les résultats des capteurs en corrélation avec les données météorologiques pourraient être étudiés conjointement dans des analyses futures.

5.4 Présentation des résultats de déflectomètre lourd (FWD)

La planche d'essai a fait l'objet -en complément à ce projet de maîtrise- d'une caractérisation au FWD avant et après réhabilitation entre la piste cyclable du Petit Train du Nord (chainage : 0+040 m) et la rue Joseph (chainage : 1+500 m). Les mesures au FWD ont été réalisées en dehors des phases de travaux, sur la structure de chaussée initiale et sur la nouvelle structure de chaussée après pavage. Compte tenu du rendement de l'appareil, la structure fut évaluée à tous les 100 m au centre des deux voies de la chaussée. Les résultats de déflexions au trois niveaux de chargement de l'essai et les déflexions équivalentes calculées pour 40 kN sont

présentés en ANNEXE VIII et ANNEXE IX. Ces mesures fournissent un moyen de comparer les structures de chaussée avant et après réhabilitation; et ainsi d'évaluer la performance du retraitement en place dans le contexte de cette étude.

CONCLUSION

L'objectif principal de ce projet était d'évaluer l'applicabilité de différentes méthodes existantes d'essais en chantier (*Dynamic cone penetrometer* : DCP et *Light-weight deflectometer* : LWD) pour évaluer les propriétés mécaniques et effectuer le suivi de l'évolution de la cure des matériaux pulvérisés et/ou stabilisés.

Dans le cadre de cette étude, une revue de la littérature existante a permis de mettre en évidence l'intérêt de la technique de retraitement en place de type II- décohéssionnement/stabilisation selon des critères techniques, économiques et environnementaux. La particularité des travaux de stabilisation avec ajout de liant hydraulique et/ou bitumineux est que la structure physique et le comportement mécanique des matériaux stabilisés évoluent dans le temps. Ce phénomène, appelé la cure, est d'une importance significative vis-à-vis de la performance à long terme des matériaux stabilisés, de la réouverture au trafic et du moment de mise en œuvre de l'enrobé bitumineux. Cependant, au Québec, les agences routières ne disposent pas de directives techniques et d'exigences en matière de contrôle de la qualité (CQ) et de suivi de l'évolution de la cure, ce qui limite le potentiel d'utilisation de cette technique de réhabilitation. Ainsi, l'importance de développer des méthodes pour mesurer quantitativement la performance d'un projet in situ et pour éviter l'apparition de problèmes/défauts à court-terme après construction a aussi été soulignée. Dans le but de développer une méthode de contrôle de la qualité des matériaux pulvérisés et stabilisés, il apparaissait donc primordial de suivre et d'analyser in situ les propriétés des matériaux stabilisés afin de représenter l'état réel des matériaux et d'éviter les essais hors chantier contraints par la cure.

Dans la perspective d'étudier l'applicabilité des différentes techniques choisies pour évaluer les propriétés des couches de fondation pulvérisées et stabilisées, un chantier expérimental a permis à la fois de tester les conditions de réalisation des essais et d'obtenir des données importantes en vue d'établir des liens chantier/laboratoire. Le CHAPITRE 2 a permis de présenter la réalisation du chantier à l'étude et la méthodologie expérimentale. Plus

précisément, des essais de pénétromètre dynamique à cône (DCP) et de déflectomètre à masse tombante portatif (LWD) ont été réalisés à différents chainages et à différentes étapes du processus de retraitement en place de type II stabilisé à la mousse de bitume et au ciment. Suite à l'échantillonnage en chantier des matériaux pulvérisés ou stabilisés, des essais de laboratoire ont été réalisés proche des chainages étudiés pour les deux phases des travaux. Les CHAPITRE 3 et CHAPITRE 4 présentent les résultats obtenus pour les essais de DCP, de LWD et de laboratoire. Les essais en chantier se sont focalisés sur les étapes de décohesionnement et de stabilisation à jeune âge. Principalement, l'étude s'est intéressée à la comparaison des propriétés des matériaux entre la structure initiale de chaussée avant réhabilitation et la chaussée après décohesionnement mais également à l'évolution de ces propriétés après stabilisation et compactage durant la cure à jeune âge.

L'analyse de ces résultats a conduit aux conclusions suivantes :

- Le DCP permet d'évaluer efficacement la profondeur de décohesionnement ainsi que la résistance en pointe (q_d) des matériaux de chaussées existants et décohesionnés;
- Les écarts entre les résistances en pointe mesurées dans la structure de chaussée initiale et dans la structure après décohesionnement témoignent de l'importante diminution de la capacité portante de la structure de chaussée après décohesionnement;
- Les résultats de DCP peuvent être corrélés via des relations empiriques aux CBR et aux modules réversibles (M_r). Les valeurs de M_r calculés montrent une similarité avec les valeurs usuelles utilisées en dimensionnement de chaussées au Québec;
- En revanche, le DCP ne peut pas être utilisé pour des travaux de stabilisation car la rigidité de la couche stabilisée est trop élevée pour mesurer la résistance en pointe en fonction de la profondeur;
- Le LWD est un outil simple et rapide qui permet d'effectuer un grand nombre de mesures en chantier tout en étant adapté aux travaux de stabilisation;
- La hauteur de chute a peu d'influence sur la valeur de module de surface obtenue, ce qui est à prendre en compte pour l'établissement d'un protocole de mesure;

- Le LWD permet d'évaluer efficacement le gain en cohésion de la structure pendant la cure via une mesure de module de surface;
- Les résultats d'essais réalisés jusqu'à 24 ou 48 h lors de la phase 2 des travaux mettent en évidence, d'un point de vue statistique, l'importance de la variation des modules après 4 h de cure par rapport au module initial. L'analyse des modules de surface à tous les chainages met aussi en évidence une variabilité longitudinale importante sur toute la longueur du projet.

Les études de corrélation entre les résultats d'essais en laboratoire et les données mesurées en chantier sont plus difficiles à interpréter du fait des multiples paramètres d'influence qui existent. Toutefois, ce projet a permis d'établir de bonnes bases en ce qui concerne le développement d'une méthode de contrôle de la qualité des matériaux pulvérisés et stabilisés.

RECOMMANDATIONS

En se basant sur les résultats de cette recherche, les recommandations suivantes sont proposées en vue de futurs travaux :

- Les relations empiriques -qui relient les résultats de DCP et de LWD à divers paramètres- sont adaptées à des contextes d'études précis et sont manquantes pour les matériaux stabilisés en chantier ou en laboratoire. Pour établir des corrélations, il est donc recommandé de réaliser des campagnes de mesures en augmentant la taille de l'échantillon de mesure (objectif de précision) tout en ayant une bonne connaissance du milieu donné (objectif de certitude). Pour les mesures in situ complémentaire aux essais de DCP et de LWD, il serait intéressant de connaître : les propriétés des matériaux (granulométrie, caractéristiques intrinsèques), la formulation du mélange (type et dosage en liant), les caractéristiques de construction (degré de compactage, phasage, épaisseur) et les conditions environnementales (température, humidité, vent).
- Comme discuté dans ce projet, le DCP permet d'établir un profil vertical des matériaux de la structure de chaussée et des comparaisons à différentes étapes d'un chantier. Dans un but de chiffrer la performance d'une technique de réhabilitation, il est recommandé d'effectuer des essais complémentaires pour lier la résistance en pointe à un paramètre de capacité portante.
- Il a été montré dans ce projet que les résultats d'essais de LWD présentent une importante variabilité longitudinale. Ainsi, des études statistiques devraient être réalisées pour évaluer le poids des facteurs d'influence sur les mesures de LWD. Également, il convient de réfléchir à l'intégration de cette variabilité dans la détermination des valeurs cibles à rencontrer.
- À la suite des conclusions établies pour le LWD, il est recommandé d'établir un protocole de mesure précis ainsi qu'une méthode statistique de sélection des données brutes. De plus, il a été précisé que le LWD mesurait un module de surface qui représente un module équivalent du sol testé sous-jacent. Il est donc recommandé de réaliser un retro-calcul pour quantifier indépendamment le module des couches à des fins de comparaison absolue.

- Il a été montré que le LWD permet de suivre l'évolution de la cure par la mesure du module de surface qui évolue dans le temps. Ainsi, il serait important d'établir des valeurs seuils de module pour différentes formulations afin de préconiser un délai de cure avant la réouverture au trafic ou la reprise des opérations de construction.

ANNEXE I

RAPPORT DE FORAGES STRATIGRAPHIQUES

Tableau-A I-1 Détails du forage stratigraphique 0+364 m (F2)

(Référence article 1 : essai A)

Profondeur (m)	Épaisseur des couches (m)	Description matériau
0		
-0,05	0,05	Enrobé bitumineux
-0,95	0,9	Remblai de sable humide lâche, un peu de silt et de gravier
-2,25	1,3	Silt brun-gris, avec un peu de sable et d'argile, traces de gravier
Fin du forage		

Tableau-A I-2 Détails du forage stratigraphique 0+971 m (F3)

(Référence article 1 : essai C, référence article 2 : essai C)

Profondeur (m)	Épaisseur des couches (m)	Description matériau
0		
-0,05	0,05	Enrobé bitumineux
-0,75	0,7	Remblai de sable et gravier lâche, un peu de silt
-0,85	0,1	Sable silteux lâche, avec traces de gravier
-1,45	0,6	Silt brun avec un peu d'argile et de sable, traces de gravier

Fin du forage	Refus sur blocs probable
---------------	--------------------------

Tableau-A I-3 Détails du forage stratigraphique 1+471 m (F4)

(Référence article 1 : essai E, référence article 2 : essai F)

Profondeur (m)	Épaisseur des couches (m)	Description matériau
0		
-0,03	0,03	Enrobé bitumineux 2,5 cm d'épaisseur
-0,75	0,72	Remblai de sable graveleux lâche à compact, un peu de silt
-0,92	0,17	Gravier sableux et silteux lâche
-2,25	1,33	Gravier sableux, un peu de silt
Fin du forage		

Tableau-A I-4 Détails du forage stratigraphique 1+130 m (F5)

(Référence article 2 : essai E)

Profondeur (m)	Épaisseur des couches (m)	Description matériau
0		
-0,03	0,03	Enrobé bitumineux 2,5 cm d'épaisseur
-1,5	1,47	Remblai de sable et de gravier compact, un peu de silt
-2,25	0,75	Silt gris argileux, traces de sable
Fin du forage		

Tableau-A I-5 Détails du forage stratigraphique 0+672 m (F6)

(Référence article 1 : essai B)

Profondeur (m)	Épaisseur des couches (m)	Description matériau
0		
-0,05	0,05	Enrobé bitumineux
-0,98	0,93	Remblai de sable graveleux compact, un peu de silt
-1,5	0,52	Sable graveleux compact, un peu de silt, traces de matières organiques
-2,25	0,75	Gravier sableux et silteux dense
Fin du forage		

Tableau-A I-6 Détails du forage stratigraphique F7

Profondeur (m)	Épaisseur des couches (m)	Description matériau
0		
-0,11	0,11	Enrobé bitumineux
-0,87	0,76	Remblai de sable graveleux lâche, un peu de silt
-1,5	0,63	Silt sableux, un peu de gravier et d'argile
Fin du forage		

ANNEXE II

CARACTÉRISTIQUES DE FORMULATION DES MÉLANGES STABILISÉS

Tableau-A II-1 Caractéristiques des matériaux décohesionnés et stabilisés (formulation à l'étude) - Méthode d'essai LC 26-002. Essais réalisés par Groupe Conseil SCT.

Propriétés du mélange stabilisé		
Paramètres	Phase 1	Phase 2
Bitume total (%)	3,31	4,30
Liant bitumineux (%)	2,47	2,54
Enrobage des particules (%)	85	95
Humidité absorbée (%)	1,9	3,0
Densité brute sèche (-)	2,249	2,234
Densité maximum (-)	2,592	2,557
Vides (%)	13,2	12,6
Stabilité témoin (N)	25205	17370
Stabilité saturée (N)	20595	13588
Humidité – malaxage (%)	4,2	4,8
Liant hydraulique (%)	1,00	1,50

Tableau-A II-2 Résultats d'essai Proctor sur les matériaux décohésionnés pour la phase 1



Essai Proctor NQ 2501-250/255

N° échantillon	Phase 1	Prélevé par	
Projet	S02-22	Date prélevé	
Client	Soter	Date de réception	
Contrat	Lac Echo	Localisation	
Calibre	Pulvo	Réserve/Palier	
Fournisseur	in-situ	Tonnage	

Masse volumique sèche	2173	2235	2225	2184	2142	0
Teneur en eau	3,4	4,4	5,4	6,2	7,0	0,0

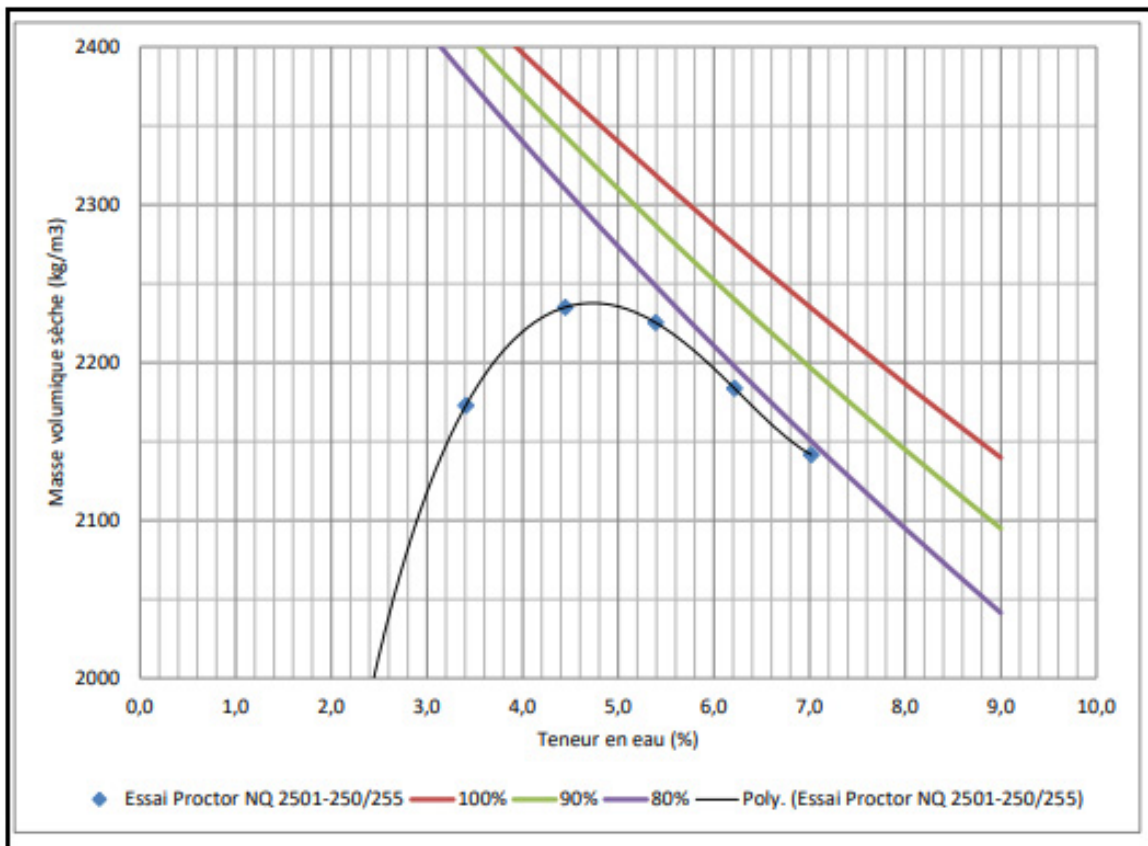


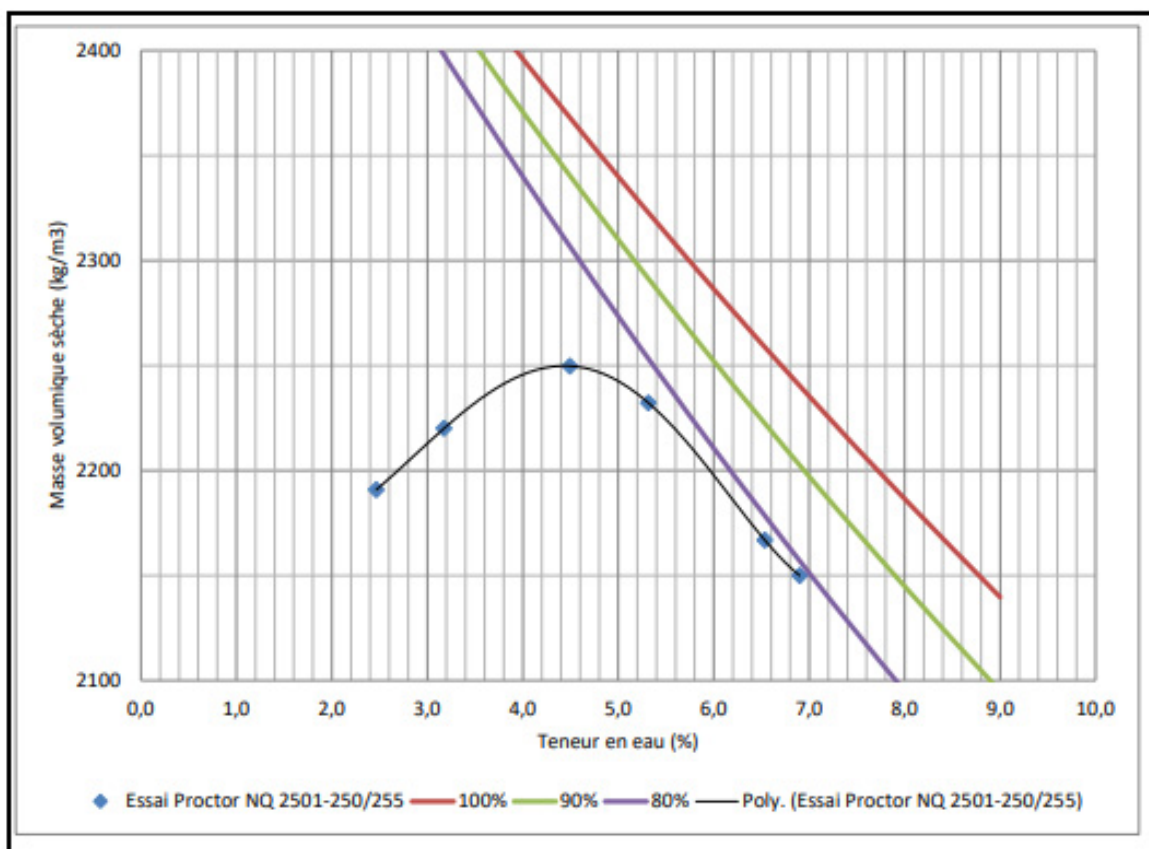
Tableau-A II-3 Résultats d'essai Proctor sur les matériaux décohésionnés pour la phase 2



Essai Proctor NQ 2501-250/255

N° échantillon	Phase 2	Prélevé par	
Projet	S02-22	Date prélevé	
Client	Soter	Date de réception	
Contrat	Lac Echo	Localisation	
Calibre	Pulvo	Réserve/Palier	
Fournisseur	in-situ	Tonnage	

Masse volumique sèche	2191	2220	2250	2232	2167	2150
Teneur en eau	2,5	3,2	4,5	5,3	6,5	6,9



ANNEXE III

DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DES MATÉRIAUX PULVÉRISÉS

Tableau-A III-1 Distribution granulométriques des matériaux décohesionnés échantillonnés en chantier et fuseau granulométrique de spécifications des MR-5

Tamis (mm)	Passants Cumulés (%)								Spécifications MR-5	
	0+364	0+672	0+750	0+850	0+971	1+050	1+130	1+471	Min	Max
	F2	F6			F3		F5	F4		
40	99	100	100	100	100	100	100	100	100	100
28	96	100	100	96	99	100	98	99	80	100
20	93	98	97	91	98	96	95	96	50	90
14	79	81	86	77	89	83	88	85		
10	69	70	74	65	81	72	79	74		
5	49	47	53	47	59	50	59	54		
2,5	35	33	40	31	41	31	46	44	5	20
1,25	23	20	26	17	26	16	31	29		
0,630	15	13	18	10	17	9	20	20		
0,315	10	8	12	6	12	6	14	14		
0,160	6	5	9	5	8	5	9	10		
0,080	4,0	3,4	6,1	3,7	5,6	3,8	5,6	7,0	3	10

Tableau-A III-2 Surfaces confinées entre la CMVM et les distributions granulométriques pour les chainages étudiés

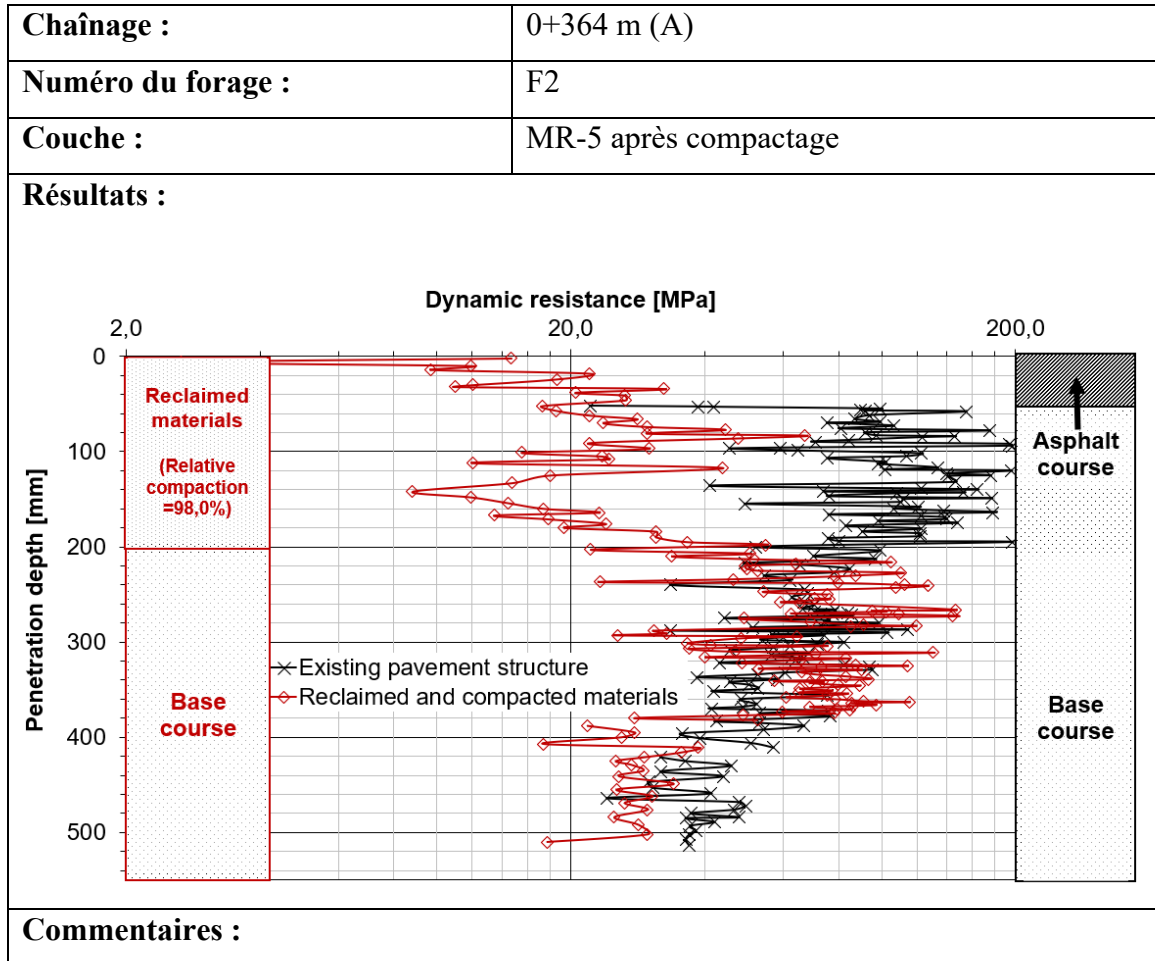
Tamis (μm) (Grosse maximale considérée= 28 mm)	Surface totale confinée entre la granulométrie des MR et la CMVM pour les chainages étudiés ($\mu\text{m}^*\%$)			
	0+364	0+672	0+750	0+850
	F2	F6		
20 000 - 28 000	12203	48203	44203	4203
14 000 - 20 000	38539	59539	71539	26539
10 000 - 14 000	23754	29754	47754	11754
5 000 - 10 000	22556	20056	45056	7556
2 500 - 5 000	5280	280	16530	-2220
1 250 - 2 500	-250	-3375	4750	-6500
630 - 1 250	-1493	-3043	367	-4903
315 - 630	-1009	-1639	-222	-2427
160 - 315	-547	-780	-160	-935
80 - 160	-278	-342	-74	-330
0 - 80	-127	-151	-43	-139
Surface totale confinée	106 036	167 161	230 697	67 505

Tableau-A III-3 Surfaces confinées entre la CMVM et les distributions granulométriques pour les chainages étudiés (suite)

Tamis (μm) (Grosse maximale considérée= 28 mm)	Surface totale confinée entre la granulométrie des MR et la CMVM pour les chainages étudiés ($\mu\text{m}^*\%$)			
	0+971	1+050	1+130	1+471
20 000 - 28 000	44203	40203	28203	36203
14 000 - 20 000	83539	59539	71539	65539
10 000 - 14 000	67754	37754	61754	45754
5 000 - 10 000	77556	32556	72556	47556
2 500 - 5 000	25280	1530	31530	22780
1 250 - 2 500	5375	-7125	11625	9125
630 - 1 250	57	-5523	2537	1917
315 - 630	-379	-2584	408	408
160 - 315	-237	-935	-5	73
80 - 160	-134	-326	-94	2
0 - 80	-63	-135	-63	-7
Surface totale confinée	304 577	188 209	280 314	229 363

ANNEXE IV

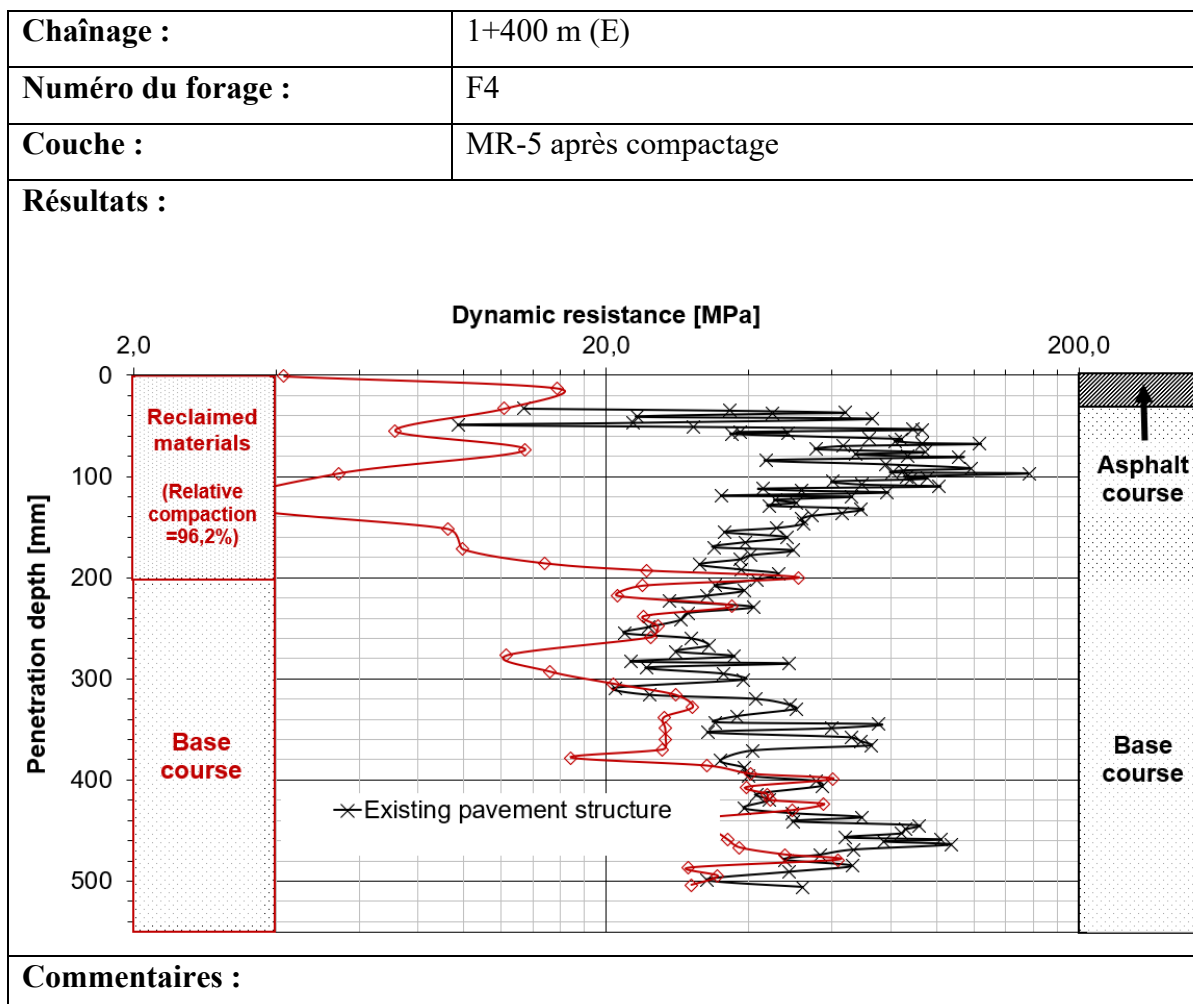
PÉNÉTROGRAMMES DES ESSAIS DE DCP



Chaînage :	0+672 m (B)
Numéro du forage :	F6
Couche :	MR-5 après compactage
Résultats :	
<p>Commentaires : Les courbes de mesures DCP avant et après décohesionnement se superposent à une profondeur de 160 mm. Cette observation pourrait être en lien avec la profondeur de décohesionnement réalisée en chantier par le recycleur; inférieure à la profondeur de décohesionnement visée par l'étude de dimensionnement.</p>	

Chaînage :	0+971 m (C)
Numéro du forage :	F3
Couche :	MR-5 après compactage
Résultats :	
<p>The graph plots Dynamic resistance [MPa] on a logarithmic x-axis (2.0, 20.0, 200.0) against Penetration depth [mm] on a linear y-axis (0 to 500). Two data series are shown: 'Existing pavement structure' (black 'x' markers) and 'Reclaimed and compacted materials' (red diamond markers). The reclaimed materials show significantly higher dynamic resistance, especially in the 100-300 mm depth range. A cross-section on the right identifies the top layer as 'Asphalt course' and the bottom as 'Base course'. A red box on the left highlights the 'Reclaimed materials' zone (0-200 mm) with a note '(Relative compaction =92.0%)' and the 'Base course' zone (200-500 mm).</p>	
Commentaires :	

Chaînage :	1+200 m (D)
Numéro du forage :	F5
Couche :	MR-5 après compactage
Résultats :	
<p>The graph plots Dynamic resistance [MPa] on a logarithmic x-axis (2.0, 20.0, 200.0) against Penetration depth [mm] on a linear y-axis (0, 100, 200, 300, 400, 500). Two data series are shown: 'Existing pavement structure' (black 'x' markers) and 'Reclaimed and compacted materials' (red diamond markers). The reclaimed materials show significantly higher dynamic resistance, especially in the 100-200 mm depth range, where values reach up to 200 MPa. The existing structure shows lower resistance, generally between 20 and 100 MPa. The graph also includes a vertical profile on the right showing an 'Asphalt course' (0-100 mm) and a 'Base course' (100-500 mm). A red box on the left highlights the 'Reclaimed materials' (0-200 mm) with a note '(Relative compaction = 98.0%)'.</p>	
Commentaires :	



ANNEXE V

RÉSULTATS LWD VOIE DE GAUCHE – MODULES DE SURFACE ET DÉFLEXIONS

Tableau-A V-1 Résultats LWD voie de gauche–Déflexions en fonction de la hauteur de chute

Temps de cure [h]	F _{max}		W _{0,zmax}		W _{300,zmax}		W _{600,zmax}	
	Moyenne (kN)		Moyenne (µm)		Moyenne (µm)		Moyenne (µm)	
	HF*	FF*	HF	FF	HF	FF	HF	FF
0+750								
0	6,1	8,5	180,9	224,9	36,5	50,7	18,1	20,1
1	5,2	8,5	123,1	211,5	30,6	47,7	22,2	22,9
2	6,0	8,3	118,3	160,4	34,5	47,7	13,9	19,3
4	6,0	8,5	89,8	129,6	36,7	51,3	19,6	23,9
24	6,0	8,4	57,4	86,5	28,8	41,2	15,7	21,5
48	6,0	8,6	51,0	73,0	26,9	40,3	14,8	21,5
0+850								
0	6,1	9,0	162,1	236,6	30,9	44,2	18,1	19,4
1	6,0	8,6	154,3	201,3	32,1	44,4	13,0	18,3
2	6,2	8,6	91,8	128,0	32,3	45,4	14,3	19,4
4	6,2	8,1	70,6	92,1	30,5	39,6	14,2	18,6
24	6,1	8,7	45,9	65,3	26,5	38,1	14,7	20,7
48	6,2	8,7	39,0	54,7	25,4	35,8	14,9	19,8
0+971								
0	5,6	8,6	762,3	407,2	48,5	73,2	24,4	37,7
1	6,1	7,5	150,7	177,5	55,1	65,8	27,8	34,0
2	6,2	7,7	141,6	173,4	121,3	60,6	107,5	26,7
4	6,0	8,5	111,9	157,3	52,8	73,2	25,8	36,6
24	6,0	8,5	84,7	120,9	47,3	65,4	26,0	36,0
48	6,1	8,6	61,3	84,2	43,6	60,1	25,1	33,9
1+050								
0	6,2	8,5	190,4	244,8	31,6	43,2	17,3	23,1
1	6,1	8,5	123,0	169,2	34,1	47,9	16,4	22,7
2	5,7	8,6	83,6	126,4	31,6	46,8	15,6	22,5
4	6,1	8,6	69,4	96,4	33,9	47,1	15,5	21,7
24	6,1	8,6	78,5	104,6	32,1	44,4	17,5	24,1
48	6,1	8,7	49,1	70,9	30,3	42,5	17,9	24,9
1+130								
0	6,1	8,5	190,2	254,6	43,9	61,4	20,5	28,8
1	6,2	8,6	161,8	208,2	60,8	57,6	21,5	28,8
2	6,1	8,6	125,0	180,8	43,6	59,9	24,6	33,5
4	6,1	8,6	123,4	171,3	39,7	54,0	21,1	28,9
24	6,0	8,7	68,2	97,6	34,3	48,4	19,9	27,9
1+471								
0	6,0	8,5	109,1	149,1	28,4	40,0	16,2	17,2
1	6,2	8,6	76,0	105,5	26,1	37,8	16,1	16,7
2	6,2	8,6	51,0	72,3	25,3	35,9	13,9	15,8
4	5,8	8,6	43,7	66,6	29,2	33,4	10,1	15,1

24	6,0	8,6	36,3	48,1	19,5	28,0	10,9	15,5
----	-----	-----	------	------	------	------	------	------

Tableau-A V-2 Résultats LWD voie de gauche–Modules de surface en fonction de la hauteur de chute

Temps de cure [h]	Moyenne		Écart-type		n		COV		
	(MPa)		(MPa)		(-)		(%)		
	HF*	FF*	HF	FF	HF	FF	HF	FF	
0+750									
0	126,0	141,4	3,2	2,3	4	4	2,5	1,6	
1	155,5	150,7	4,2	9,8	4	7	2,7	6,5	
2	190,2	193,3	1,9	1,8	7	4	1,0	0,9	
4	250,5	244,1	2,2	1,1	8	2	0,9	0,4	
24	388,7	363,1	5,3	7,3	6	8	1,4	2,0	
48	438,6	436,2	4,0	5,6	3	5	0,9	1,3	
0+850									
0	139,0	141,5	1,3	1,0	5	4	0,9	0,7	
1	145,3	159,8	5,7	3,4	6	4	3,9	2,1	
2	250,5	250,6	3,3	1,5	3	6	1,3	0,6	
4	325,9	326,4	5,2	6,9	7	7	1,6	2,1	
24	495,7	497,8	4,1	6,5	5	6	0,8	1,3	
48	588,5	594,2	14,0	10,0	5	4	2,4	1,7	
0+971									
0	38,2	100,1	25,0	35,6	7	13	65,5	35,6	
1	151,5	156,7	1,9	4,2	5	6	1,2	2,7	
2	163,1	165,5	10,5	3,4	7	6	6,4	2,0	
4	199,2	202,2	2,7	4,6	7	5	1,3	2,3	
24	265,9	262,1	2,3	3,8	5	4	0,9	1,5	
48	372,4	378,7	3,6	6,7	6	5	1,0	1,8	
1+050									
0	120,8	128,9	2,2	2,1	6	6	1,8	1,6	
1	185,3	187,0	1,2	1,5	7	4	0,7	0,8	
2	251,8	254,5	1,6	1,9	6	6	0,7	0,7	
4	327,5	333,6	22,1	6,3	6	9	6,8	1,9	
24	288,6	305,2	9,6	8,2	7	6	3,3	2,7	
48	462,5	457,9	5,1	3,0	6	3	1,1	0,7	
1+130									
0	118,7	124,6	1,4	0,6	10	3	1,1	0,5	
1	142,2	153,6	4,2	2,5	6	7	2,9	1,7	
2	181,4	177,7	0,8	1,7	3	7	0,4	1,0	
4	183,5	187,1	0,9	2,5	4	6	0,5	1,3	
24	329,6	331,6	4,0	1,3	5	5	1,2	0,4	
1+471									
0	206,5	213,0	5,1	1,4	4	5	2,5	0,7	
1	302,6	303,3	4,2	1,0	4	4	1,4	0,3	
2	451,2	440,9	4,7	3,2	5	6	1,1	0,7	
4	497,9	483,1	4,8	3,3	6	5	1,0	0,7	
24	622,4	662,8	31,6	6,1	6	5	5,1	0,9	

* HF = Half-falling height; FF = Full-falling height
--

Tableau-A V-3 Résultats LWD voie de gauche–Modules de surface E_{LWD} moyens

Temps de cure [h]	Moyenne (MPa)	Médiane (MPa)	Écart-type (MPa)	COV (%)	n (-)
0+750					
0	133,7	134,2	8,6	6,4%	8
1	152,5	153,8	8,3	5,4%	11
2	191,3	190,8	2,4	1,3%	11
4	249,2	249,4	3,3	1,3%	10
24	374,1	370,8	14,6	3,9%	14
48	437,1	436,0	4,9	1,1%	8
0+850					
0	140,1	140,2	1,7	1,2%	9
1	151,1	151,5	8,9	5,9%	10
2	250,6	249,8	2,0	0,8%	9
4	326,2	326,3	5,9	1,8%	14
24	496,9	497,0	5,4	1,1%	11
48	591,0	596,4	12,0	2,0%	9
0+971					
0	78,4	86,4	43,8	55,8%	20
1	154,3	153,9	4,2	2,7%	11
2	164,2	165,0	2,9	1,8%	13
4	200,4	200,2	3,7	1,9%	12
24	264,2	265,7	3,5	1,3%	9
48	375,2	373,8	6,0	1,6%	11
1+050					
0	124,8	124,7	4,7	3,8%	12
1	185,9	185,8	1,5	0,8%	11
2	253,2	253,1	2,2	0,9%	12
4	331,1	333,7	14,4	4,3%	15
24	296,3	298,1	12,2	4,1%	13
48	461,0	460,8	4,8	1,1%	9
1+130					
0	120,1	119,3	2,8	2,4%	13
1	148,3	149,7	6,7	4,5%	13
2	178,8	179,1	2,3	1,3%	10
4	185,7	184,7	2,7	1,4%	10
24	330,6	332,0	3,0	0,9%	10
1+471					
0	210,1	211,6	4,8	2,3%	9
1	303,0	303,1	2,8	0,9%	8

2	445,6	444,2	6,5	1,5%	11
4	491,2	489,2	8,7	1,8%	11
24	640,7	658,1	31,0	4,8%	11

ANNEXE VI

RÉSULTATS LWD VOIE DE DROITE – MODULES DE SURFACE ET DÉFLEXIONS

Tableau-A VI-1 Résultats LWD voie de droite–Déflexions en fonction de la hauteur de chute

Temps de cure [h]	F _{max}		W _{0,zmax}		W _{300,zmax}		W _{600,zmax}	
	Moyenne (kN)		Moyenne (µm)		Moyenne (µm)		Moyenne (µm)	
	HF*	FF*	HF	FF	HF	FF	HF	FF
0+750								
0	6.0	8.4	180,8	238,4	29,3	40,6	16,2	20,7
1	6.0	8.5	138,5	192,9	30,4	42,7	20,8	22,4
2	6.0	8.4	125,7	170,8	30,0	40,5	14,7	20,1
4	6.0	7.9	73,6	101,8	29,4	38,6	15,8	20,3
24	6.0	8.5	40,5	53,9	22,3	32,1	14,1	20,0
48	6.1	8.4	37,5	65,0	24,7	34,8	15,4	21,2
0+850								
0	6.1	8.8	237,9	306,5	26,9	39,5	18,7	19,2
1	6.3	8.7	179,5	238,9	32,1	45,6	12,7	17,7
2	6.2	8.7	150,0	202,0	31,5	45,8	12,9	17,8
4	6.3	8.7	57,8	85,6	27,7	39,2	13,3	18,8
24	6.2	8.7	54,2	68,3	26,3	33,8	14,6	20,5
48	6.4	8.8	37,5	52,2	23,7	33,3	14,0	19,6
0+971								
0	6.1	7.4	195,7	225,8	54,7	66,1	28,6	35,3
1	6.1	7.6	138,6	184,9	56,3	68,7	29,4	35,4
2	5.8	8.5	119,0	171,4	52,8	75,4	26,6	38,2
4	6.1	8.7	82,3	117,3	43,8	60,1	26,3	35,7
24	6.2	8.5	54,3	73,7	36,3	49,3	23,5	32,1
48	6.1	8.7	47,4	67,5	34,2	46,2	23,1	31,3
1+050								
0	6.2	8.5	172,3	226,5	35,2	48,4	16,6	21,9
1	5.6	6.7	104,2	120,7	33,7	39,9	14,6	17,3
2	6.1	8.7	88,0	120,6	35,1	48,4	16,2	22,2
4	6.1	8.8	83,0	120,4	33,6	47,8	15,3	21,3
24	6.1	8.6	82,0	113,2	31,1	42,8	16,8	22,7
48	6.1	8.6	85,4	107,3	30,6	43,7	15,5	21,7
1+130								
0	6.1	8.6	166,3	217,4	37,7	51,6	18,9	25,7
1	6.0	8.6	142,1	203,6	42,1	58,1	19,3	26,9
2	6.1	8.6	136,1	188,4	41,2	56,9	20,0	27,3
4	6.1	8.4	100,4	137,4	40,0	53,9	18,9	27,5
24	6.1	8.7	48,0	66,6	30,3	41,7	17,8	24,5
1+471								
0	6.1	8.6	184,6	255,3	28,7	43,5	14,6	16,7
1	6.2	8.6	111,2	155,4	28,1	40,3	17,2	16,5
2	6.0	8.7	71,6	106,6	24,6	37,6	11,3	16,1
4	6.0	8.7	65,1	95,6	23,3	34,5	10,9	16,3

| 24 6.0 8.2 46,1 47,8 19,6 25,6 10,2 20,1 |

Tableau-A VI-2 Résultats LWD voie de droite–Modules de surface en fonction de la hauteur de chute

Temps de cure [h]	Moyenne		Écart-type		n		COV		
	(MPa)		(MPa)		(-)		(%)		
	HF*	FF*	HF	FF	HF	FF	HF	FF	
0+750									
0	124,4	131,6	2,0	2,5	4	5	1,6	1,9	
1	160,1	163,4	2,1	1,7	4	4	1,3	1,0	
2	178,5	182,4	2,4	1,7	4	4	1,3	0,9	
4	304,8	290,3	3,5	4,5	5	8	1,2	1,6	
24	550,8	591,1	35,5	6,3	5	4	6,4	1,1	
48	611,7	514,0	35,4	112,5	4	12	5,8	21,9	
0+850									
0	96,0	107,2	4,5	2,1	6	5	4,6	2,0	
1	130,3	136,4	3,0	1,0	6	4	2,3	0,8	
2	154,5	161,1	2,7	1,4	5	5	1,7	0,9	
4	405,3	380,4	3,9	5,7	4	8	1,0	1,5	
24	429,9	475,8	35,3	33,5	7	8	8,2	7,0	
48	631,5	624,8	5,2	4,2	3	5	0,8	0,7	
0+971									
0	115,9	120,9	1,9	5,2	5	9	1,6	4,3	
1	163,1	152,7	1,6	1,6	6	6	1,0	1,0	
2	180,6	183,8	2,9	2,2	7	7	1,6	1,2	
4	277,6	276,9	1,8	1,6	8	4	0,6	0,6	
24	422,6	429,2	3,4	5,4	3	5	0,8	1,3	
48	479,0	479,7	5,1	7,8	6	4	1,1	1,6	
1+050									
0	133,3	139,1	3,9	1,2	8	6	2,9	0,8	
1	199,7	209,9	3,3	8,2	7	10	1,7	3,9	
2	258,4	267,3	3,7	2,6	5	5	1,4	1,0	
4	275,1	271,7	2,0	2,0	5	8	0,7	0,7	
24	275,7	281,8	3,1	3,9	5	5	1,1	1,4	
48	265,0	299,6	18,3	6,8	8	7	6,9	2,3	
1+130									
0	136,7	146,6	3,4	2,7	5	6	2,5	1,9	
1	156,4	157,2	1,1	1,5	4	7	0,7	1,0	
2	166,2	169,9	1,1	0,5	4	5	0,7	0,3	
4	228,1	228,6	1,3	1,2	3	6	0,6	0,5	
24	475,9	486,3	5,3	3,3	5	5	1,1	0,7	
1+471									
0	122,3	125,8	1,5	4,4	4	5	1,2	3,5	
1	206,7	205,1	3,8	2,4	3	5	1,8	1,2	
2	311,6	302,7	8,4	8,3	6	4	2,7	2,7	
4	344,7	338,5	3,1	4,5	5	4	0,9	1,3	
24	494,8	645,4	80,0	51,5	7	9	16,2	8,0	

* HF = Half-falling height; FF = Full-falling height

Tableau-A VI-3 Résultats LWD voie de droite–Modules de surface ELWD moyens

Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart-type	COV	n
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)	(-)
0+750					
0	128,4	127,3	4,4	3,4%	9
1	161,8	162,0	2,5	1,5%	8
2	180,4	181,1	2,8	1,6%	8
4	295,9	295,9	8,4	2,8%	13
24	568,7	582,4	33,1	5,8%	9
48	538,5	581,3	106,9	19,9%	16
0+850					
0	101,1	102,9	6,7	6,7%	11
1	132,7	132,9	3,9	3,0%	10
2	157,8	159,0	4,0	2,6%	10
4	388,7	383,1	13,2	3,4%	12
24	454,4	461,2	40,7	9,0%	15
48	627,3	627,8	5,5	0,9%	8
0+971					
0	119,1	119,6	4,9	4,1%	14
1	157,9	157,9	5,6	3,6%	12
2	182,2	181,9	3,0	1,7%	14
4	277,4	277,2	1,7	0,6%	12
24	426,7	426,1	5,6	1,3%	8
48	479,2	477,3	5,9	1,2%	10
1+050					
0	135,8	137,7	4,2	3,1%	14
1	205,7	205,5	8,3	4,0%	17
2	262,9	263,8	5,6	2,1%	10
4	273,0	272,8	2,6	0,9%	13
24	278,7	277,7	4,6	1,7%	10
48	281,2	283,7	22,5	8,0%	15
1+130					
0	142,1	142,9	5,9	4,2%	11
1	156,9	156,5	1,4	0,9%	11
2	168,3	169,0	2,1	1,2%	9
4	228,5	228,4	1,2	0,5%	9
24	481,1	482,1	6,9	1,4%	10
1+471					
0	124,2	123,3	3,7	3,0%	9
1	205,7	206,5	2,8	1,4%	8
2	308,0	307,3	9,1	3,0%	10
4	342,0	342,8	4,8	1,4%	9
24	579,5	576,4	99,7	17,2%	16

ANNEXE VII

RÉSUMÉ DES RÉSULTATS DE LWD PAR CHAINAGE

Résultats LWD 0+364 m (F2) – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart-type	COV	n
0+364 (BD)	11:34 (H)	74,900	73,400	19,759	26,38%	12
	12:34 (H+1)	61,431	74,500	19,567	31,85%	13
	13:41 (H+2)	98,3214	109,9	28,1244	28,60%	14
	16:03 (H+4,5)	106,631	102,000	27,581	25,87%	16
	18:00 (H+6,5)	124,187	114,300	28,699	23,11%	15
	20:53 (H+9,5)	251,050	251,500	2,508	1,00%	8
	22:03 (H+10,5)	244,667	244,700	3,226	1,32%	9
	09:01 (H+21,5)	324,722	324,500	5,275	1,62%	9
	16:44 (H+30)	273,338	275,250	3,819	1,40%	8
	09:25 (H+46)	367,760	368,500	23,323	6,34%	10

Résultats LWD 0+474 m– Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart- type	COV	n
0+474 (BG)	14:42 (H+2)	106,322	104,500	4,286	4,03%	9
	15:55 (H+3)	118,055	118,400	3,802	3,22%	11
	17:29 (H+5)	106,370	100,750	23,615	22,20%	10
	20:19 (H+7,5)	189,956	189,500	2,822	1,49%	9
	22:15 (H+9,5)	227,844	227,700	3,019	1,32%	9
	9:15 (H+20,5)	295,722	296,200	2,931	0,99%	9
	16:54 (H+28,5)	252,850	252,950	3,108	1,23%	8
	9:44 (H+44,5)	353,113	348,850	13,840	3,92%	8
0+474 (BD)	14:39 (H+2)	77,700	75,000	6,262	8,06%	9
	15:50 (H+3)	65,264	67,050	19,856	30,42%	14
	17:34 (H+5)	132,700	133,400	3,368	2,54%	9
	20:25 (H+7,5)	229,256	227,800	4,510	1,97%	9
	22:10 (H+9,5)	264,013	264,150	3,532	1,34%	8
	9:08 (H+20,5)	378,727	378,300	6,296	1,66%	11
	16:50 (H+28,5)	404,611	405,300	8,369	2,07%	9
	9:36 (H+44,5)	473,850	490,800	69,058	14,57%	12

Résultats LWD 0+672 m (F6) – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart- type	COV	n
0+672 (BG)	20:44 (H+4)	116,275	118,350	3,978	3,42%	8
	9:38 (H+17)	187,418	184,900	5,680	3,03%	11
	17:21 (H+24,5)	278,425	278,150	2,392	0,86%	8
	10:04 (H+41)	247,225	247,500	2,882	1,17%	8
0+672 (BD)	20:40 (H+4)	127,525	128,300	5,659	4,44%	8
	9:40 (H+17)	272,711	273,600	3,970	1,46%	9
	17:13 (H+24,5)	281,544	286,400	27,709	9,84%	9
	10:00 (H+41)	433,542	430,500	21,563	4,97%	12

Résultats LWD 0+750 m – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart-type	COV	n
0+750 (BG)	12:04 (H)	133,74	134,22	8,62	6,44%	8
	13:03 (H+1)	152,46	153,75	8,25	5,41%	11
	14:08 (H+2)	191,31	190,77	2,40	1,25%	11
	16:00 (H+4)	249,19	249,42	3,33	1,33%	10
	19:52 (H+8)	333,18	363,76	54,61	16,39%	17
	09:12 (H+21)	372,61	463,72	127,61	34,20%	22
	12:05 (H+24)	374,08	370,78	14,59	3,90%	14
	11:43 (H+48)	437,08	436,02	4,92	1,13%	8
0+750 (BD)	12:08 (H)	128,37	127,31	4,35	3,39%	9
	13:07 (H+1)	161,75	161,98	2,47	1,53%	8
	14:12 (H+2)	180,44	181,07	2,80	1,55%	8
	16:02 (H+4)	295,88	295,87	8,36	2,83%	13
	19:58 (H+8)	533,81	539,83	20,82	3,90%	13
	09:16 (H+21)	642,22	638,82	24,19	3,77%	13
	12:09 (H+24)	568,73	582,43	33,07	5,81%	9
	11:46 (H+48)	538,47	581,31	106,95	19,86%	16

Résultats LWD 0+850 – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart- type	COV	n
0+850 (BG)	12:55 (H)	140,124	140,157	1,707	1,22%	9
	14:04 (H+1)	151,111	151,459	8,858	5,86%	10
	15:04 (H+2)	250,579	249,822	2,026	0,81%	9
	17:03 (H+4)	326,157	326,28	5,887	1,80%	14
	20:17 (H+8)	450,281	448,929	9,5506	2,12%	16
	09:25 (H+21)	532,949	551,574	81,222	15,24%	14
	13:20 (H+24)	496,853	496,978	5,372	1,08%	11
	12:01 (H+48)	591,038	596,41	12,035	2,04%	9
0+850 (BD)	12:57 (H)	101,111	102,933	6,749	6,68%	11
	14:01 (H+1)	132,716	132,868	3,925	2,96%	10
	15:07 (H+2)	157,795	158,967	4,02	2,55%	10
	17:06 (H+4)	388,708	383,058	13,203	3,40%	12
	20:20 (H+8)	518,238	523,683	15,0489	2,90%	13
	09:28 (H+21)	589,391	591,59	7,0868	1,20%	11
	13:24 (H+24)	454,389	461,188	40,738	8,97%	15
	12:03 (H+48)	627,32	627,771	5,452	0,87%	8

Résultats LWD 0+971 (F3) – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart-type	COV	n
0+971 (BG)	15:22 (H)	78,4023	86,4046	43,756	55,81%	20
	16:26 (H+1)	154,337	153,905	4,19	2,71%	11
	17:24 (H+2)	164,179	164,982	2,936	1,79%	13
	19:43 (H+4)	200,415	200,226	3,703	1,85%	12
	08:47 (H+16)	309,577	308,174	6,763	2,18%	12
	11:53 (H+19)	299,908	300,427	5,815	1,94%	11
	16:14:00 (H+24)	264,222	265,728	3,491	1,32%	9
	15:29 (H+48)	375,232	373,772	5,983	1,59%	11
0+971 (BD)	15:28 (H)	119,094	119,553	4,866	4,09%	14
	16:29 (H+1)	157,876	157,89	5,621	3,56%	12
	17:26 (H+2)	182,233	181,859	3,004	1,65%	14
	19:39 (H+4)	277,382	277,181	1,68	0,61%	12
	08:49 (H+16)	443,712	446,512	8,991	2,03%	12
	11:56 (H+19)	407,143	407,772	3,929	0,97%	13
	16:11 (H+24)	426,747	426,065	5,601	1,31%	8
	15:27 (H+48)	479,242	477,296	5,864	1,22%	10

Résultats LWD 1+050 – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart- type	COV	n
1+050 (BG)	16:17 (H)	124,837	124,721	4,689	3,76%	12
	17:14 (H+1)	185,947	185,79	1,516	0,82%	11
	18:50 (H+2)	253,169	253,075	2,199	0,87%	12
	20:09 (H+4)	331,114	333,716	14,379	4,34%	15
	08:39 (H+16)	434,718	431,320	19,072	4,39%	13
	13:09 (H+21)	348,631	347,949	5,050	1,45%	13
	16:23 (H+24)	296,303	298,123	12,178	4,11%	13
	15:35 (H+48)	460,96	460,805	4,846	1,05%	9
1+050 (BD)	16:20 (H)	135,81	137,688	4,186	3,08%	14
	17:17 (H+1)	205,66	205,477	8,277	4,02%	17
	18:54 (H+2)	262,89	263,769	5,563	2,12%	10
	20:05 (H+4)	272,98	272,79	2,572	0,94%	13
	08:36 (H+16)	389,937	387,822	10,168	2,61%	13
	13:12 (H+21)	266,457	265,507	4,049	1,52%	16
	16:20 (H+24)	278,72	277,693	4,614	1,66%	10
	15:36 (H+48)	281,15	283,709	22,509	8,01%	15

Résultats LWD 1+130 (F5) – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart- type	COV	n
1+130 (BG)	11:45 (H)	120,071	119,281	2,83	2,36%	13
	13:00 (H+1)	148,341	149,727	6,721	4,53%	13
	14:18 (H+2)	178,841	179,077	2,286	1,28%	10
	16:30 (H+4)	185,686	184,663	2,659	1,43%	10
	19:27 (H+8)	279,492	279,454	2,040	0,73%	8
	11:36 (H+24)	330,58	331,981	2,986	0,90%	10
1+130 (BD)	11:47 (H)	142,114	142,86	5,914	4,16%	11
	13:04 (H+1)	156,874	156,491	1,367	0,87%	11
	14:21 (H+2)	168,256	169,049	2,091	1,24%	9
	16:33 (H+4)	228,468	228,389	1,18	0,52%	9
	19:25 (H+8)	326,319	327,494	2,978	0,91%	9
	11:34 (H+24)	481,096	482,088	6,891	1,43%	10

Résultats LWD 1+471 (F4) – Modules de surface E_{LWD} (MPa)						
Chainage [km+m]	Temps de cure [h]	Moyenne	Médiane	Écart- type	COV	n
1+471 (BG)	16:43 (H)	210,13	211,607	4,777	2,27%	9
	17:52 (H+1)	302,97	303,075	2,821	0,93%	8
	19:17 (H+2)	445,58	444,249	6,53	1,47%	11
	20:27 (H+4)	491,15	489,191	8,708	1,77%	11
	15:46 (H+24)	640,74	658,08	30,981	4,84%	11
1+471 (BD)	16:42 (H)	124,24	123,287	3,714	2,99%	9
	17:48 (H+1)	205,71	206,512	2,847	1,38%	8
	19:19 (H+2)	308,02	307,349	9,099	2,95%	10
	20:25 (H+4)	341,98	342,796	4,792	1,40%	9
	15:42 (H+24)	579,505	576,435	99,658	17,20%	16

ANNEXE VIII

RÉSULTATS DES DÉFLEXIONS AU FWD AVANT RÉHABILITATION

2022/06/21_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+040	d0a	312	234	182	127	95	59	34	25	21	439	31	17	20,8
	d0b	412	309	243	172	129	80	45	35	29	591	42	17	21,2
	d0c	512	384	303	217	163	101	57	45	37	737	52	17	21,5
	40 kN	397	297	233	165	124	77	44	33	28	566			21,2
	mm/100	39,7	29,7	23,3	16,5	12,4	7,7	4,4	3,3	2,8				
0+087,8	d0'a	383	294	244	188	146	91	45	34	28	459	32	21	21,9
	d0'b	513	394	327	251	194	120	56	42	35	600	42	21	22,1
	d0'c	645	495	411	316	246	153	74	58	50	737	52	21	22,1
	40 kN	483	371	308	237	184	114	55	42	35	565			22
	mm/100	48,3	37,1	30,8	23,7	18,4	11,4	5,5	4,2	3,5				
0+140	d1a	292	223	183	136	107	64	33	22	18	419	30	17	21,1
	d1b	392	300	248	187	147	90	46	33	27	566	40	17	21,4
	d1c	491	376	312	237	187	115	58	43	37	716	51	17	21,5
	40 kN	391	299	247	186	147	90	46	33	27	563			21,3
	mm/100	39,1	29,9	24,7	18,6	14,7	9	4,6	3,3	2,7				
0+240	d2a	267	202	165	121	95	58	29	20	16	421	30	17	21,3
	d2b	356	272	223	166	130	81	39	28	23	572	40	18	21,7
	d2c	447	341	281	211	165	102	49	36	30	722	51	18	21,8
	40 kN	353	269	221	164	129	79	39	28	23	564			21,6
	mm/100	35,3	26,9	22,1	16,4	12,9	7,9	3,9	2,8	2,3				
0+340	d3a	235	182	152	112	90	58	34	26	22	420	30	17	21,4
	d3b	318	246	207	155	124	81	46	35	30	570	40	18	21,6
	d3c	401	311	263	200	161	106	60	47	40	722	51	18	21,6
	40 kN	315	244	206	154	124	81	46	36	30	564			21,5
	mm/100	31,5	24,4	20,6	15,4	12,4	8,1	4,6	3,6	3				

2022/06/21_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+364,1	d3'a	384	288	236	178	140	93	51	38	31	472	33	21	22,6
	d3'b	511	387	319	244	191	129	71	55	47	618	44	21	22,6
	d3'c	630	476	392	300	235	159	86	66	54	747	53	21	22,7
	40 kN	467	352	289	220	173	116	63	48	40	563			
	mm/100	46,7	35,2	28,9	22	17,3	11,6	6,3	4,8	4				
0+440	d4a	243	183	148	110	88	56	30	21	17	434	31	18	21,1
	d4b	320	241	197	149	118	77	42	31	26	583	41	18	21,3
	d4c	397	299	246	187	149	98	52	39	34	732	52	18	21,5
	40 kN	311	234	191	144	115	75	40	29	25	566			21,3
	mm/100	31,1	23,4	19,1	14,4	11,5	7,5	4	2,9	2,5				
0+540	d5a	273	212	179	139	116	79	142	33	27	434	31	18	21,2
	d5b	367	287	244	192	159	110	185	47	39	585	41	18	21,4
	d5c	464	363	309	247	205	144	236	64	54	735	52	18	21,6
	40 kN	356	278	236	186	154	107	182	46	38	566			21,4
	mm/100	35,6	27,8	23,6	18,6	15,4	10,7	18,2	4,6	3,8				
0+640	d6a	218	163	132	95	73	41	20	13	10	435	31	18	21,3
	d6b	277	209	170	125	95	56	27	19	14	582	41	18	21,5
	d6c	334	251	205	152	116	70	34	23	19	733	52	18	21,6
	40 kN	270	202	165	121	92	54	26	18	14	565			21,5
	mm/100	27	20,2	16,5	12,1	9,2	5,4	2,6	1,8	1,4				
0+740	d7a	239	181	148	111	89	58	30	20	15	439	31	18	21,6
	d7b	312	237	195	148	119	78	41	29	21	586	41	18	21,8
	d7c	388	294	242	186	149	100	52	36	27	737	52	18	21,8
	40 kN	302	229	188	143	115	76	39	27	20	566			21,7
	mm/100	30,2	22,9	18,8	14,3	11,5	7,6	3,9	2,7	2				

2022/06/21_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)	0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)		
	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
0+840	d8a	279	197	152	102	72	37	16	11	9	462	33	18	21,3
	d8b	353	248	192	132	93	49	22	16	13	612	43	18	21,5
	d8c	425	297	230	159	112	59	27	20	16	767	54	18	21,6
	40 kN	330	232	179	122	86	45	20	14	12	564			21,5
	mm/100	33	23,2	17,9	12,2	8,6	4,5	2	1,4	1,2				
0+940	d9a	283	224	187	143	115	74	37	24	16	429	30	18	20,4
	d9b	377	300	253	197	157	103	51	33	22	574	41	18	20,4
	d9c	474	379	321	253	203	134	65	43	29	732	52	18	20,7
	40 kN	370	295	248	193	155	101	50	33	22	563			20,5
	mm/100	37	29,5	24,8	19,3	15,5	10,1	5	3,3	2,2				
0+971,3	d9'a	1408	317	263	200	157	96	40	20	14	472	33	18	20,4
	d9'b	1677	421	350	267	209	128	51	26	18	617	44	18	20,6
	d9'c	1952	543	451	345	268	163	62	31	22	765	54	18	20,8
	40 kN	1582	386	321	245	191	117	47	24	17	566			20,6
	mm/100	158	38,6	32,1	24,5	19,1	11,7	4,7	2,4	1,7				
1+040	d10a	248	195	163	125	101	65	37	27	22	449	32	18	21,1
	d10b	322	253	213	165	133	88	49	37	30	591	42	18	21,3
	d10c	400	316	267	210	171	115	64	49	40	753	53	19	21,3
	40 kN	307	242	203	158	128	84	47	35	29	565			21,2
	mm/100	30,7	24,2	20,3	15,8	12,8	8,4	4,7	3,5	2,9				
1+140	d11a	312	246	208	163	129	84	44	31	25	446	32	18	21,3
	d11b	412	325	276	218	173	112	58	43	34	589	42	18	21,4
	d11c	501	395	336	266	212	139	72	54	43	715	51	18	21,4
	40 kN	396	312	265	209	166	108	56	41	33	566			21,4
	mm/100	39,6	31,2	26,5	20,9	16,6	10,8	5,6	4,1	3,3				

2022/06/21_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
1+240	d12a	293	224	185	137	106	65	30	20	15	452	32	19	20,9
	d12b	382	292	242	181	141	87	39	27	20	594	42	19	21
	d12c	465	354	293	221	172	107	48	33	24	722	51	19	21,1
	40 kN	365	279	231	172	134	83	37	26	19	564			21
	mm/100	36,5	27,9	23,1	17,2	13,4	8,3	3,7	2,6	1,9				
1+340	d13a	198	141	111	77	57	33	16	10	8	459	32	18	21,4
	d13b	246	174	138	99	73	43	21	15	11	599	42	19	21,5
	d13c	283	200	160	115	86	50	25	19	14	729	52	19	21,6
	40 kN	233	165	131	93	69	40	20	14	10	564			21,5
	mm/100	23,3	16,5	13,1	9,3	6,9	4	2	1,4	1				
1+440	d14a	189	135	106	72	51	26	13	9	7	466	33	19	21,4
	d14b	243	174	137	95	68	35	18	13	10	611	43	19	21,4
	d14c	291	207	164	115	82	45	23	17	13	743	53	19	21,3
	40 kN	226	161	127	88	62	33	17	12	9	564			21,4
	mm/100	22,6	16,1	12,7	8,8	6,2	3,3	1,7	1,2	0,9				
1+470,7	d14'a	262	188	146	97	66	31	177	9	8	476	34	18	21,2
	d14'b	338	244	190	128	87	43	220	14	12	623	44	18	21,4
	d14'c	409	294	229	155	106	52	187	19	15	759	54	18	21,4
	40 kN	309	222	173	116	79	38	160	12	10	566			21,3
	mm/100	30,9	22,2	17,3	11,6	7,9	3,8	16	1,2	1				
1+510,5	d15a	248	196	163	121	93	53	25	17	13	482	34	19	21,1
	d15b	328	259	215	162	123	72	33	23	18	625	44	19	21,3
	d15c	406	319	265	199	152	88	40	28	22	752	53	18	21,4
	40 kN	296	233	194	145	111	64	30	20	16	564			21,3
	mm/100	29,6	23,3	19,4	14,5	11,1	6,4	3	2	1,6				

2022/06/21_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+050	g15a	303	224	172	121	90	53	28	21	17	488	35	20	22,4
	g15b	378	280	218	154	116	69	37	30	25	633	45	20	22,5
	g15c	446	329	255	182	137	82	45	36	31	764	54	20	22,5
	40 kN	343	254	196	138	104	61	33	26	21	566			
	mm/100	34,3	25,4	19,6	13,8	10,4	6,1	3,3	2,6	2,1				
0+150	g14a	48	276	235	181	144	92	50	37	30	459	32	20	22
	g14b	117	368	314	242	192	123	66	50	40	606	43	20	22,2
	g14c	181	457	389	299	237	153	82	62	50	742	52	20	22,2
	40 kN	98	344	293	225	179	115	62	46	37	564			
	mm/100	9,8	34,4	29,3	22,5	17,9	11,5	6,2	4,6	3,7				
0+164	g13'a	305	237	192	143	109	65	33	195	19	454	32	21	22,4
	g13'b	396	311	254	191	145	88	45	238	27	591	42	21	22,5
	g13'c	485	380	312	236	180	110	56	292	35	735	52	21	22,6
	40 kN	378	295	241	181	138	83	42	232	25	564			
	mm/100	37,8	29,5	24,1	18,1	13,8	8,3	4,2	23,2	2,5				
0+250	g13a	332	248	196	146	115	73	39	29	24	479	34	20	21,6
	g13b	440	327	259	194	151	96	51	39	32	622	44	20	21,6
	g13c	547	404	319	238	184	117	61	47	38	749	53	20	21,7
	40 kN	399	297	235	175	137	87	46	35	29	565			
	mm/100	39,9	29,7	23,5	17,5	13,7	8,7	4,6	3,5	2,9				
0+350	g12a	451	341	277	207	158	94	45	32	28	461	33	20	22,2
	g12b	612	460	374	279	211	125	60	45	41	609	43	20	22,3
	g12c	769	575	465	346	260	154	71	55	51	746	53	20	22,4
	40 kN	567	426	346	258	196	116	55	41	37	565			
	mm/100	56,7	42,6	34,6	25,8	19,6	11,6	5,5	4,1	3,7				

2022/06/21_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+450	g11a	301	215	170	126	101	69	39	30	25	476	34	19	21,6
	g11b	393	282	223	168	135	92	52	41	35	620	44	19	21,7
	g11c	482	343	272	204	164	112	63	49	42	751	53	20	21,7
	40 kN	359	257	203	152	122	83	47	37	31	565			
	mm/100	35,9	25,7	20,3	15,2	12,2	8,3	4,7	3,7	3,1				
0+550	g10a	250	186	153	116	94	64	39	30	25	471	33	20	22,1
	g10b	324	242	199	153	124	85	52	41	35	611	43	20	22,1
	g10c	396	295	243	188	152	105	64	51	43	741	52	20	22
	40 kN	301	224	184	141	114	78	48	37	32	565			
	mm/100	30,1	22,4	18,4	14,1	11,4	7,8	4,8	3,7	3,2				
0+650	g9a	256	189	152	112	86	52	25	17	13	466	33	20	21,8
	g9b	327	239	192	143	110	68	32	23	18	607	43	20	21,9
	g9c	392	286	229	169	131	82	39	28	21	740	52	20	21,8
	40 kN	306	224	180	133	103	63	30	21	16	565			
	mm/100	30,6	22,4	18	13,3	10,3	6,3	3	2,1	1,6				
0+672	g8'a	241	177	143	104	79	47	23	16	13	466	33	19	21,9
	g8'b	306	224	181	133	101	61	29	21	17	604	43	19	22
	g8'c	363	266	215	159	121	74	34	25	20	743	53	20	22
	40 kN	286	210	170	124	94	57	27	19	16	565			
	mm/100	28,6	21	17	12,4	9,4	5,7	2,7	1,9	1,6				
0+750	g8a	251	184	146	104	77	41	19	13	10	469	33	19	21,5
	g8b	314	229	181	131	97	53	24	17	14	610	43	19	21,7
	g8c	370	268	211	153	113	64	29	21	17	742	52	19	21,8
	40 kN	294	214	170	122	90	49	22	16	13	564			
	mm/100	29,4	21,4	17	12,2	9	4,9	2,2	1,6	1,3				

2022/06/21_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+850	g7a	242	169	131	93	69	41	21	15	12	474	33	20	21,5
	g7b	304	213	166	118	89	54	28	20	16	614	43	19	21,6
	g7c	362	252	197	141	106	65	34	25	19	745	53	19	21,6
	40 kN	283	198	154	109	82	49	26	18	14	564			
	mm/100	28,3	19,8	15,4	10,9	8,2	4,9	2,6	1,8	1,4				
0+950	g6a	392	318	272	199	158	102	48	32	23	467	33	20	21,9
	g6b	521	422	359	263	208	134	62	42	30	604	43	20	22,1
	g6c	656	528	447	327	258	167	77	52	37	731	52	20	22
	40 kN	488	395	336	246	195	126	59	39	28	565			
	mm/100	48,8	39,5	33,6	24,6	19,5	12,6	5,9	3,9	2,8				
0+1050	g5a	312	240	200	156	127	80	41	29	23	465	33	20	21,7
	g5b	409	314	263	207	168	108	55	40	31	605	43	20	21,8
	g5c	497	381	319	251	203	132	68	50	39	731	52	20	21,9
	40 kN	382	293	245	192	156	100	51	37	29	563			
	mm/100	38,2	29,3	24,5	19,2	15,6	10	5,1	3,7	2,9				
1+130	g4'a	306	232	195	152	122	81	42	30	24	447	32	20	21,1
	g4'b	402	303	254	199	160	105	54	39	31	586	41	20	21,4
	g4'c	496	373	313	246	197	132	67	49	39	722	51	20	21,6
	40 kN	388	293	246	192	154	102	53	38	30	565			
	mm/100	38,8	29,3	24,6	19,2	15,4	10,2	5,3	3,8	3				
1+150	g4a	280	211	174	134	108	72	40	29	23	470	33	19	21,5
	g4b	365	273	226	174	140	94	51	38	29	612	43	20	21,7
	g4c	441	332	274	212	170	114	62	46	36	740	52	20	21,8
	40 kN	337	254	209	161	130	87	48	35	27	564			
	mm/100	33,7	25,4	20,9	16,1	13	8,7	4,8	3,5	2,7				

2022/06/21_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)	0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)		
	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
1+250	g3a	338	240	188	136	104	67	35	24	18	474	34	19	21,3
	g3b	442	314	246	178	136	90	46	33	25	621	44	19	21,4
	g3c	539	384	300	217	165	110	55	39	30	751	53	19	21,5
	40 kN	404	287	225	163	124	81	42	29	22	565			
	mm/100	40,4	28,7	22,5	16,3	12,4	8,1	4,2	2,9	2,2				
1+350	g2a	244	177	137	96	71	42	23	16	13	475	34	19	21,5
	g2b	313	227	176	124	92	56	30	22	18	619	44	19	21,6
	g2c	376	272	211	149	111	68	37	28	22	751	53	19	21,6
	40 kN	288	208	162	114	84	51	28	20	16	564			
	mm/100	28,8	20,8	16,2	11,4	8,4	5,1	2,8	2	1,6				
1+450	g1a	254	185	145	100	72	40	20	14	10	471	33	19	21,1
	g1b	334	244	191	134	96	54	27	19	14	617	44	19	21,3
	g1c	410	298	233	164	118	66	32	24	17	748	53	19	21,4
	40 kN	307	224	175	122	88	49	24	17	12	566			
	mm/100	30,7	22,4	17,5	12,2	8,8	4,9	2,4	1,7	1,2				
1+500	g0a	241	185	152	113	86	51	23	15	12	470	33	19	20,9
	g0b	322	246	202	152	115	68	30	20	16	611	43	19	21,2
	g0c	399	304	251	188	143	84	37	26	20	741	52	19	21,4
	40 kN	297	227	187	140	106	63	28	19	15	564			
	mm/100	29,7	22,7	18,7	14	10,6	6,3	2,8	1,9	1,5				

ANNEXE IX

RÉSULTATS DES DÉFLEXIONS AU FWD APRÈS RÉHABILITATION

2022/10/27_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)	0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement	T (°C)			
	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
0+040	d0a	291	228	188	138	103	62	33	25	21	442	31	19	15,6
	d0b	357	279	232	172	130	78	42	32	27	579	41	19	15,8
	d0c	420	329	273	204	154	93	51	40	33	687	49	19	15,9
	40 kN	354	277	230	170	128	77	42	32	27	564			
	mm/100	35,4	27,7	23	17	12,8	7,7	4,2	3,2	2,7				
0+087	d0'a	239	191	161	123	94	55	26	18	14	373	26	19	17,7
	d0'b	323	259	219	168	129	76	35	26	21	501	35	18	17,8
	d0'c	408	327	276	213	163	97	46	33	28	627	44	19	17,9
	40 kN	367	294	248	191	147	87	41	30	25	567			
	mm/100	36,7	29,4	24,8	19,1	14,7	8,7	4,1	3	2,5				
0+140	d1a	204	162	140	111	92	60	31	21	17	371	26	19	17,3
	d1b	276	221	192	154	126	84	43	31	24	498	35	19	18,1
	d1c	348	278	242	196	159	109	55	40	32	626	44	20	18,8
	40 kN	314	251	218	176	143	97	49	36	28	566			
	mm/100	31,4	25,1	21,8	17,6	14,3	9,7	4,9	3,6	2,8				
0+241	d2a	97	81	76	66	60	44	26	18	14	372	26	20	17,2
	d2b	131	110	103	91	81	61	35	25	20	500	35	20	17,7
	d2c	166	140	131	115	103	76	44	32	25	622	44	20	18,2
	40 kN	150	126	118	104	93	69	40	29	23	565			
	mm/100	15	12,6	11,8	10,4	9,3	6,9	4	2,9	2,3				
0+341	d3a	135	116	109	95	86	64	37	25	19	366	26	20	17,9
	d3b	187	161	151	133	119	89	51	37	28	493	35	20	18
	d3c	236	205	192	169	151	113	65	47	36	621	44	19	17,9
	40 kN	215	186	174	153	137	103	59	43	33	565			
	mm/100	21,5	18,6	17,4	15,3	13,7	10,3	5,9	4,3	3,3				

2022/10/27_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)	0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)		
	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
0+364	d3'a	131	106	96	82	72	50	26	17	13	379	27	19	16,6
	d3'b	174	143	129	111	96	68	35	24	18	506	36	19	17,2
	d3'c	220	179	162	138	120	84	44	30	23	629	44	19	17,5
	40 kN	197	161	145	124	108	76	39	27	20	566			
	mm/100	19,7	16,1	14,5	12,4	10,8	7,6	3,9	2,7	2				
0+440	d4a	119	102	94	82	75	57	35	26	21	423	30	19	15
	d4b	153	130	120	106	96	73	45	34	28	535	38	19	15,1
	d4c	188	160	148	131	117	89	55	42	35	655	46	19	15,1
	40 kN	162	138	127	112	101	77	47	36	30	563			
	mm/100	16,2	13,8	12,7	11,2	10,1	7,7	4,7	3,6	3				
0+540	d5a	133	109	98	83	73	51	30	21	17	427	30	18	15,3
	d5b	171	140	127	108	94	67	39	28	22	541	38	18	16
	d5c	207	169	153	131	113	81	46	35	28	656	46	18	16,4
	40 kN	178	146	132	112	98	70	40	30	24	565			
	mm/100	17,8	14,6	13,2	11,2	9,8	7	4	3	2,4				
0+640	d6a	136	111	100	84	72	49	23	13	8	424	30	19	15,9
	d6b	173	141	127	107	92	63	29	17	11	538	38	19	16,5
	d6c	209	170	153	130	111	76	34	21	14	649	46	19	16,8
	40 kN	182	148	133	113	97	66	30	18	12	564			
	mm/100	18,2	14,8	13,3	11,3	9,7	6,6	3	1,8	1,2				
0+740	d7a	106	87	78	67	59	40	21	13	9	419	30	18	14,7
	d7b	135	112	101	86	75	54	26	17	12	534	38	19	15,6
	d7c	166	137	124	107	91	65	32	21	15	654	46	19	15,7
	40 kN	143	118	107	92	79	56	28	18	13	566			
	mm/100	14,3	11,8	10,7	9,2	7,9	5,6	2,8	1,8	1,3				

2022/10/27_Déflexions voie de droite direction EST															
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)		
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
0+840	d8a	103	83	74	61	51	32	14	8	5	431	30	18	16,2	
	d8b	132	106	94	78	65	41	18	11	7	550	39	18	16,7	
	d8c	158	128	114	93	78	50	21	13	9	672	47	18	17	
	40 kN	134	108	96	79	66	42	18	11	7	565				
	mm/100	13,4	10,8	9,6	7,9	6,6	4,2	1,8	1,1	0,7					
0+940	d9a	111	94	85	73	65	47	22	13	7	420	30	17	16,1	
	d9b	142	120	109	95	83	59	28	17	9	540	38	16	16,2	
	d9c	174	147	133	115	101	72	34	20	11	664	47	16	16,3	
	40 kN	149	126	114	99	87	62	29	17	9	564				
	mm/100	14,9	12,6	11,4	9,9	8,7	6,2	2,9	1,7	0,9					
0+971	d9'a	115	97	90	78	70	52	27	16	10	426	30	16	16,1	
	d9'b	147	120	114	100	89	65	33	21	13	539	38	16	16,5	
	d9'c	179	153	140	123	109	80	41	26	17	663	47	16	16,6	
	40 kN	153	129	120	105	93	68	35	22	14	564				
	mm/100	15,3	12,9	12	10,5	9,3	6,8	3,5	2,2	1,4					
1+040	d10a	132	115	107	94	86	65	38	26	19	425	30	17	16,2	
	d10b	171	148	137	122	110	84	48	34	25	539	38	17	16,7	
	d10c	212	184	171	152	136	104	60	43	30	660	47	17	17,5	
	40 kN	180	156	145	129	116	88	51	36	26	567				
	mm/100	18	15,6	14,5	12,9	11,6	8,8	5,1	3,6	2,6					
1+140	d11a	133	110	102	89	80	60	34	22	15	423	30	16	16,8	
	d11b	170	141	130	115	103	76	43	29	20	537	38	16	17,5	
	d11c	209	173	160	142	126	95	53	36	25	661	47	16	18	
	40 kN	179	148	137	121	108	81	45	30	21	565				
	mm/100	17,9	14,8	13,7	12,1	10,8	8,1	4,5	3	2,1					

2022/10/27_Déflexions voie de droite direction EST														
Géo. (cm)	0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)		
	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
1+240	d12a	119	99	91	80	71	53	29	20	14	419	30	16	16,9
	d12b	153	128	118	104	92	68	38	26	19	534	38	16	17,2
	d12c	189	160	147	130	115	85	47	33	24	660	47	16	17,5
	40 kN	162	136	125	110	98	72	40	28	20	565			
	mm/100	16,2	13,6	12,5	11	9,8	7,2	4	2,8	2				
1+340	d13a	92	75	67	56	49	34	16	10	6	427	30	16	14,8
	d13b	117	95	85	72	62	43	21	13	9	542	38	16	15,6
	d13c	144	116	104	88	76	53	26	16	11	664	47	16	15,6
	40 kN	122	99	89	75	65	45	22	14	9	566			
	mm/100	12,2	9,9	8,9	7,5	6,5	4,5	2,2	1,4	0,9				
1+440	d14a	88	73	65	56	49	35	18	11	8	431	30	16	14,4
	d14b	112	93	84	72	63	45	23	15	11	545	39	16	14,6
	d14c	139	115	104	89	77	55	29	19	13	667	47	16	14,8
	40 kN	117	97	87	75	65	47	24	16	11	564			
	mm/100	11,7	9,7	8,7	7,5	6,5	4,7	2,4	1,6	1,1				
1+469	d14'a	75	63	57	49	43	30	16	9	6	428	30	15	15,5
	d14'b	97	81	74	63	55	39	20	13	8	541	38	16	16,7
	d14'c	120	100	91	78	68	48	24	16	11	667	47	16	16,9
	40 kN	101	84	77	66	57	41	21	13	9	565			
	mm/100	10,1	8,4	7,7	6,6	5,7	4,1	2,1	1,3	0,9				
1+482	d15a	107	89	81	69	61	44	21	13	9	432	31	15	16,3
	d15b	139	115	105	90	79	57	27	18	13	546	39	15	16,5
	d15c	173	145	131	113	99	72	34	23	17	671	47	15	16,7
	40 kN	144	120	109	94	82	60	28	19	14	564			
	mm/100	14,4	12	10,9	9,4	8,2	6	2,8	1,9	1,4				

2022/10/27_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+050	g15a	243	185	152	112	85	48	24	17	15	431	31	10	16,4
	g15b	307	233	192	142	107	60	30	22	19	554	39	11	16,7
	g15c	370	279	231	171	129	74	36	28	24	679	48	11	17,1
	40 kN	312	237	195	144	109	62	31	23	20	567			
	mm/100	31,2	23,7	19,5	14,4	10,9	6,2	3,1	2,3	2				
0+150	g14a	256	203	176	141	116	77	41	29	23	427	30	10	15,7
	g14b	326	258	225	180	148	99	53	39	31	543	38	10	16,2
	g14c	401	318	277	223	182	122	66	49	39	664	47	10	16,8
	40 kN	341	270	235	189	155	103	56	41	32	566			
	mm/100	34,1	27	23,5	18,9	15,5	10,3	5,6	4,1	3,2				
0+180	g13'a	202	165	143	113	92	58	30	21	16	430	30	11	16,9
	g13'b	256	209	182	146	118	76	38	28	23	547	39	10	17,5
	g13'c	310	253	213	177	143	93	47	35	28	667	47	10	18
	40 kN	264	216	185	150	122	78	40	29	23	564			
	mm/100	26,4	21,6	18,5	15	12,2	7,8	4	2,9	2,3				
0+250	g13a	141	118	108	94	85	63	36	25	19	421	30	11	16,7
	g13b	181	152	139	121	108	79	44	31	24	534	38	11	17,7
	g13c	224	189	171	151	133	99	55	39	30	654	46	12	18,4
	40 kN	192	162	147	129	115	85	47	33	26	564			
	mm/100	19,2	16,2	14,7	12,9	11,5	8,5	4,7	3,3	2,6				
0+350	g12a	163	141	130	114	102	74	41	28	21	423	30	10	18
	g12b	208	180	165	145	128	94	51	35	26	535	38	10	18,1
	g12c	258	221	203	179	157	115	61	43	32	655	46	10	18,2
	40 kN	221	190	175	154	136	99	53	37	28	566			
	mm/100	22,1	19	17,5	15,4	13,6	9,9	5,3	3,7	2,8				

2022/10/27_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)	0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)		
	D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,	
0+450	g11a	134	111	101	87	78	58	35	25	20	433	31	10	15,7
	g11b	171	141	128	111	99	73	43	31	26	547	39	10	16,5
	g11c	211	175	159	139	122	91	54	41	34	665	47	10	16,5
	40 kN	178	147	134	116	103	76	45	34	28	565			
	mm/100	17,8	14,7	13,4	11,6	10,3	7,6	4,5	3,4	2,8				
0+550	g10a	132	108	98	85	77	57	35	26	21	433	31	11	17,4
	g10b	168	137	126	109	98	73	45	34	28	542	38	11	18,1
	g10c	208	169	154	134	120	90	55	42	34	665	47	11	19,3
	40 kN	176	143	131	113	102	76	47	35	29	566			
	mm/100	17,6	14,3	13,1	11,3	10,2	7,6	4,7	3,5	2,9				
0+650	g9a	156	121	105	84	71	46	21	12	9	429	30	11	17
	g9b	198	153	133	108	90	59	25	16	12	544	38	11	17,4
	g9c	240	186	161	130	108	70	32	21	15	660	47	11	17,7
	40 kN	206	159	138	112	93	61	27	17	13	566			
	mm/100	20,6	15,9	13,8	11,2	9,3	6,1	2,7	1,7	1,3				
0+672	g8'a	132	106	93	77	66	44	20	12	9	428	30	11	16,2
	g8'b	168	134	118	99	83	55	25	16	12	542	38	11	17
	g8'c	204	163	144	120	101	67	30	20	15	657	46	10	17,5
	40 kN	175	140	124	103	87	58	26	17	13	565			
	mm/100	17,5	14	12,4	10,3	8,7	5,8	2,6	1,7	1,3				
0+750	g8a	109	89	80	68	59	41	19	12	8	422	30	11	15,4
	g8b	138	113	102	87	75	52	24	15	11	536	38	11	15,9
	g8c	167	136	123	105	90	66	29	19	13	653	46	11	16,3
	40 kN	145	119	107	91	79	56	25	16	11	565			
	mm/100	14,5	11,9	10,7	9,1	7,9	5,6	2,5	1,6	1,1				

2022/10/27_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
0+850	g7a	109	87	79	66	58	41	21	13	9	431	30	13	16,1
	g7b	137	110	99	83	74	52	26	17	12	543	38	12	16,3
	g7c	169	136	123	105	91	64	32	20	15	666	47	11	16,6
	40 kN	143	115	104	88	77	54	27	17	12	565			
	mm/100	14,3	11,5	10,4	8,8	7,7	5,4	2,7	1,7	1,2				
0+950	g6a	147	125	116	102	92	69	38	24	16	427	30	16	16
	g6b	188	160	148	130	117	87	47	31	21	540	38	15	16,3
	g6c	234	199	184	162	144	108	58	39	26	659	47	15	16,4
	40 kN	199	169	156	137	123	92	50	33	22	565			
	mm/100	19,9	16,9	15,6	13,7	12,3	9,2	5	3,3	2,2				
1+050	g5a	131	114	107	95	86	65	38	27	21	424	30	13	16,4
	g5b	167	145	136	121	109	82	48	34	26	536	38	14	16,7
	g5c	206	179	167	149	133	101	59	43	33	656	46	13	16,9
	40 kN	177	154	144	128	115	87	51	37	28	566			
	mm/100	17,7	15,4	14,4	12,8	11,5	8,7	5,1	3,7	2,8				
1+130	g4'a	144	121	111	96	86	64	37	25	19	424	30	11	16
	g4'b	183	154	141	123	109	81	46	33	25	539	38	12	16,5
	g4'c	224	188	172	150	133	99	57	41	31	658	47	13	17,3
	40 kN	192	162	148	129	114	85	49	35	26	565			
	mm/100	19,2	16,2	14,8	12,9	11,4	8,5	4,9	3,5	2,6				
1+150	g4a	149	122	110	94	82	59	32	21	16	425	30	12	15,9
	g4b	188	155	140	120	105	75	41	29	21	539	38	11	16,3
	g4c	230	189	171	147	127	91	50	35	27	659	47	11	16,5
	40 kN	198	162	147	126	109	78	43	30	23	566			
	mm/100	19,8	16,2	14,7	12,6	10,9	7,8	4,3	3	2,3				

2022/10/27_Déflexions voie de gauche direction OUEST														
Géo. (cm)		0	20	30	45	60	90	150	180	210	Chargement		T (°C)	
		D(1)	D(2)	D(3)	D(4)	D(5)	D(6)	D(7)	D(8)	D(9)	kPa	kN	Air	Sur,
1+250	g3a	132	109	99	85	75	54	29	19	13	405	29	11	15
	g3b	170	140	128	110	96	69	37	25	18	534	38	11	15,6
	g3c	209	173	158	136	118	85	45	31	22	652	46	11	15,8
	40 kN	181	150	137	118	102	74	39	27	19	564			
	mm/100	18,1	15	13,7	11,8	10,2	7,4	3,9	2,7	1,9				
1+350	g2a	108	87	78	66	57	39	20	12	9	429	30	11	15,1
	g2b	135	109	98	84	72	50	24	16	12	540	38	12	16
	g2c	166	134	120	102	87	60	30	20	15	659	47	12	16
	40 kN	142	115	103	88	75	52	26	17	13	565			
	mm/100	14,2	11,5	10,3	8,8	7,5	5,2	2,6	1,7	1,3				
1+450	g1a	107	92	84	73	64	45	22	13	9	435	31	18	16
	g1b	137	117	108	94	82	58	28	18	12	547	39	18	16,2
	g1c	172	146	134	116	101	72	35	22	15	670	47	19	16,4
	40 kN	143	122	112	97	85	60	29	18	12	566			
	mm/100	14,3	12,2	11,2	9,7	8,5	6	2,9	1,8	1,2				
1+500	g0a	145	113	97	77	65	43	21	13	9	435	31	18	15,2
	g0b	187	147	126	101	84	56	26	18	13	549	39	18	15,6
	g0c	233	183	157	126	105	70	33	22	16	668	47	18	15,9
	40 kN	194	152	131	105	87	58	27	18	13	565			
	mm/100	19,4	15,2	13,1	10,5	8,7	5,8	2,7	1,8	1,3				

ANNEXE X

PROCÉDURE DE CALIBRATION DES CAPTEURS DE TENEUR EN EAU

Procédure pour la réalisation des mesures de teneur en eau en laboratoire

1. Préparation des échantillons de matériaux à une teneur en eau gravimétrique
 - Sécher la fraction 0/5 mm du MR-5 à 50°C pendant 48 h pour éliminer toute humidité présente dans le matériau et peser le dans le moule ;
 - Ajouter de l'eau de façon incrémentale jusqu'à atteindre la masse cible de granulats humides correspondant à la teneur en eau volumétrique souhaitée ;
 - Mélanger l'eau et les granulats secs pour obtenir une répartition homogène.

2. Compactage manuel et insertion du capteur
 - Introduire le matériau humide dans le moule cylindrique (volume : 5505,3 cm³) pour former une première couche ;
 - Compacter par couches le matériau manuellement avec un bourroir à raison de 20 coups par couche d'épaisseur 5 cm jusqu'à atteindre la mi-hauteur du moule cylindrique ;
 - Mettre en place le capteur au centre du moule et recouvrir le capteur avec le matériau. Un bourroir est utilisé pour compacter l'espace entre les tiges de la sonde afin de limiter la présence de vides qui fausserait les mesures. La sonde est placée à l'horizontale dans le moule sachant que la zone d'influence du capteur est incluse dans le volume du moule;
 - Similairement à la première couche, l'ensemble des couches est compacté jusqu'à atteindre la hauteur du moule.

3. Relevé de données de teneur en eau volumétrique pendant 24h sous scellé
 - En vue d'effectuer des mesures pendant 24 h et éviter l'évaporation de l'eau à l'air libre, les moules contenant le matériau humide -à la teneur en eau ciblée- sont scellés avec un film plastique. La paroi supérieure du moule est enveloppée par plusieurs couches de film plastique, finalement scellé avec un ruban adhésif sur la paroi cylindrique extérieure.
 - Les données de teneur en eau volumétrique sont collectées pendant 24h sous scellé via le moniteur d'acquisition qui reçoit les informations en bluetooth (sans fils). S'assurer que les tiges du capteur sont orientées vers le moniteur.

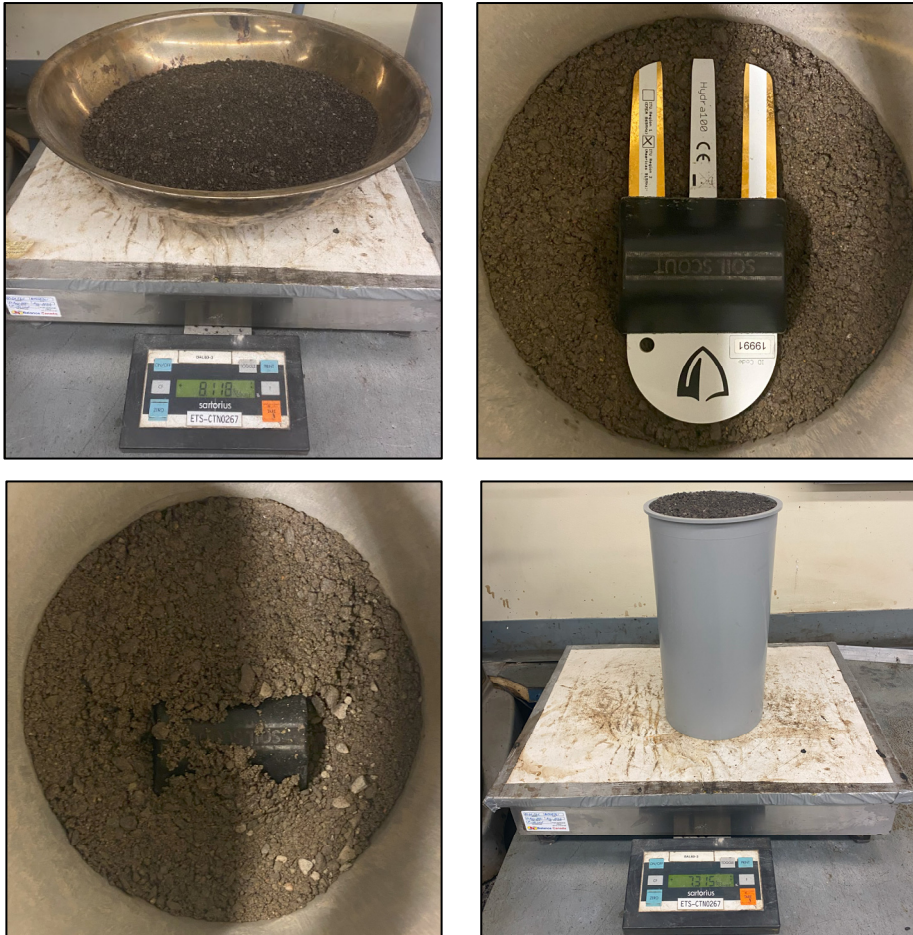


Figure-A X-1 Réalisation des mesures de teneur en eau en laboratoire : a) Pesée du matériau sec; b) Mise en place du capteur au centre du moule; c) Recouvrement du capteur par la fraction 0/5 mm de MR-5; d) Éprouvette remplie de matériau avant scellement

Données utiles au calcul des teneurs en eau volumétriques

La densité de l'eau à la température $T_{\text{eau}} = 23^{\circ}\text{C}$ a été prise égale à $\rho_{\text{water}} = 0,99756 \text{ g/cm}^3$. Les résultats d'essai relatif au matériau MR-5 sont issus de manipulation en laboratoire selon le respect des normes LC.

Tableau-A X-1 Résultats d'essai laboratoire pour caractériser le matériau MR-5 de confinement du capteur

Propriétés	Norme	Fraction		
		0-2,5 mm	2,5 - 5 mm	0 - 5 mm
Granulométrie passante (%)				
Densité brute (basée sur l'état sec)	LC 21-065, LC 21-066	2,2623	2,4334	2,3621
Densité apparente	LC 21-065, LC 21-066	2,4163	2,5744	2,5088
Densité maximale	LC 26-045	-	-	2,5263
Masse volumique tassée (kg/m ³)	LC 21-060	-	-	1420,597
Masse volumique non tassée (kg/m ³)	LC 21-060	-	-	1328,687

Dans le but d'étudier les valeurs de teneurs en eau volumétriques (VMC : volumetric moisture content) mesurées par les capteurs en comparaison avec les teneurs en eau volumétriques réelles, les essais ont été effectués pour une plage de teneurs en eau massiques (GWC : gravimetric water content) entre 1 et 14 %. Il a noté que les capteurs mesurent des teneurs en eau volumétriques mais les valeurs de teneurs en eau massiques sont plus pratiques pour les dosages en laboratoire.

Dans l'optique d'une caractérisation des quatre capteurs (SS19989 à SS19992), plusieurs comparaisons ont été effectuées entre teneur en eau réelle dans l'échantillon de MR-5 humide et teneur en eau mesurée par les capteurs (voir Tableau-A X-2). Les résultats sont présentés dans la Figure-A X-2 où chaque courbe de calibration correspond à un capteur.

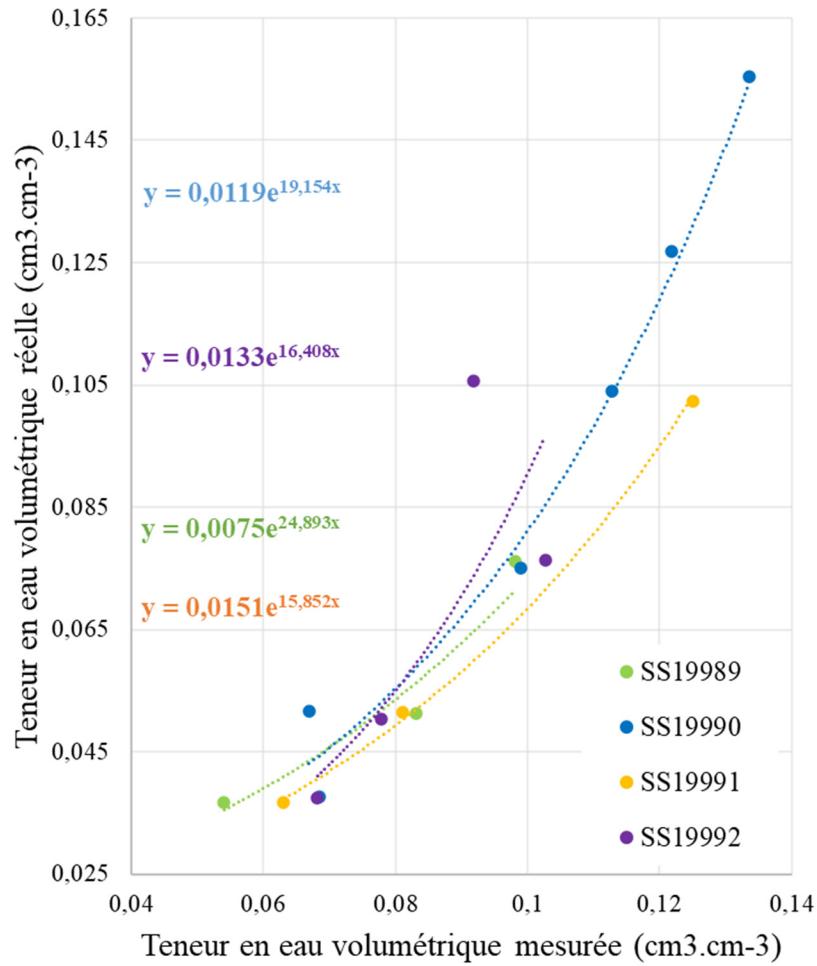


Figure-A X-2 Courbe de calibration entre les valeurs de teneur en eau volumétriques réelles et mesurées pour chacun des capteurs

Tableau-A X-2 Résultats et calculs des essais en laboratoire pour la calibration des capteurs de teneur en eau

Echantillon						Capteurs	
M_{wet} (g)	M_{dry} (g)	ρ_{bulk} (g.cm ⁻³)	GWC* (g.g ⁻¹)	VMC** (cm ³ /cm ⁻³)	Porosité	N° sondes	VMC _{moy} (cm ³ /cm ⁻³)
			$\frac{M_{dry} - M_{wet}}{M_{wet}}$	$\frac{\rho_{water}}{\rho_{bulk}} \times GWC$			
8261,5	8060	1,4640	0,025	0,037	0,380	19989	0,054
8324,5	8043	1,4610	0,035	0,051	0,381	19989	0,083
8776,9	8359	1,5184	0,05	0,076	0,357	19989	0,098
8487	8280	1,5040	0,025	0,038	0,363	19990	0,069
8405,2	8121	1,4751	0,035	0,052	0,375	19990	0,067
8659,4	8247	1,4980	0,05	0,075	0,366	19990	0,099
8731,2	8160	1,4822	0,07	0,104	0,372	19990	0,113
8887,2	8191	1,4878	0,085	0,127	0,370	19990	0,122
9386,3	8533	1,5500	0,1	0,155	0,344	19990	0,134
9254,5	8118	1,4746	0,14	0,207	0,376	19990	0,230
8266,6	8065	1,4650	0,025	0,037	0,380	19991	0,063
8361,8	8079	1,4675	0,035	0,051	0,379	19991	0,081
8596,4	8034	1,4593	0,07	0,102	0,382	19991	0,125
8166,2	7890	1,4332	0,035	0,050	0,393	19992	0,078
8454,2	8248	1,4982	0,025	0,038	0,366	19992	0,068
8807,4	8388	1,5236	0,05	0,076	0,355	19992	0,103
8864,9 5	8285	1,5049	0,07	0,106	0,363	19992	0,092

*GWC : gravimetric water content

** VMC : volumetric moisture content

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO. (1985). *Guidelines on Pavement Management*. Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO, (American Association of State Highway and Transportation Officials). (1993). *Guide for design of pavement structures* (Vol. 1). Aashto Washington, DC.
- AFNOR. (2012). *Grounds : Investigation and testing – Measuring compaction quality Method using variable energy dynamic penetrometer – Penetrometer calibration principle and method – Processing results – Interpretation. NF P 94-105*.
- Akmaz, E., Ullah, S., Tanyu, B. F., & Guler, E. F. (2020). Construction quality control of unbound base course using light weight deflectometer where reclaimed asphalt pavement aggregate is used as an example. *Transportation Research Record*, 2674(10), 989-1002.
- Amini, F. (2003). *Potential applications of dynamic and static cone penetrometers in MDOT pavement design and construction*. Jackson State University.
- ARA, M. (2020). *Rapport final—Revue et analyse comparative des enrobés*. 81.
- Araya, A., Molenaar, A., & Houben, L. (2010). Characterization of unbound granular materials using repeated load CBR and triaxial testing. Dans *Paving Materials and Pavement Analysis* (p. 355-363).
- Arévalo, F. A. H. (2013). *Stiffness evolution mechanism of recycled mixes with foamed bitumen and cement*. 190.
- ARRA. (2015). *Basic asphalt recycling manual* (2nd éd.). Asphalt Recycling and Reclaiming Association.
- Asphalt Academy. (2020). Technical Guideline TG2 : Bitumen Stabilised Materials : A Guideline for the Design and Use of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials. Dans *A guide for the design and construction of bitumen emulsion and foamed bitumen stabilised materials* (Third).
- ASTM International. (2018). *Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. ASTM D6951/D6951M*.
- ASTM International. (2020). *Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD). ASTM E2583-07*. (Annual Book of ASTM Standards).

- ASTM International. (2021a). *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 Ft-Lbf/Ft³ (2,700 KN-M/M³)) 1. ASTM D1557-12.*
- ASTM International. (2021b). *Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils. ASTM D1883.*
- Baleo, J.-N., Bourges, B., Courcoux, P., Faur-Brasquet, C., & Le Cloirec, P. (2003). *Méthodologie expérimentale : Méthodes et outils pour les expérimentations scientifiques.* Editions Tec et Doc/Lavoisier.
- Benz-Navarrete, M.-A. (2009). *Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre PANDA 2.* Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II.
- Bergeron, G. (2006). Le retraitement en place des chaussées au Québec. *Routes/Roads*, 330, 26-35.
- Bergeron, M. A., & Carrier, J. (2007). *Guide de mesure et d'identification des dégradations des chaussées souples.* Transports Québec. <https://books.google.ca/books?id=e7i8GAAACAAJ>
- Betti, G., Airey, G., Jenkins, K., Marradi, A., & Tebaldi, G. (2017). Active fillers' effect on in situ performances of foam bitumen recycled mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 18(2), 281-296. <https://doi.org/10.1080/14680629.2016.1213486>
- Betti, G., Pinori, U., Marradi, A., Cocurullo, A., Airey, G., Picariello, F., Tebaldi, G., & Jenkins, K. (2014). Short-term bearing capacity of foam bitumen recycled mixtures using lime as active filler. *Sustainability, Eco-efficiency, and Conservation in Transportation Infrastructure Asset Management*, 213.
- Bitume Québec. (2007). *Le retraitement à froid des chaussées souples.* Session annuelle de formation spécialisée, Montréal, 4 au 6 décembre.
- Bitume Québec. (2008). *Guide de bonnes pratiques-La mise en oeuvre des enrobés.* Bibliothèque et archives Canada.
- Bitume Québec. (2017). *Charte #2. Le retraitement à froid des chaussées souples.*
- BNQ. (2002). *Granulats – Matériaux recyclés fabriqués à partir de résidus de béton, d'enrobés bitumineux et de briques – Classification et caractéristiques. Norme du Québec, NQ 2560-600/2002.*

- Bocci, M., Grilli, A., Cardone, F., & Ferrotti, G. (2014). Full-depth reclamation for the rehabilitation of local roads: A case study. *International Journal of Pavement Engineering*, 15(3), 191-201.
- Bocci, M., Grilli, A., Cardone, F., & Graziani, A. (2011). A study on the mechanical behaviour of cement-bitumen treated materials. *Construction and Building Materials*, 25(2), 773-778. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.007>
- Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques : Principalement au calcul des déformations et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur; mémoire suivi de notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse*. Gauthier-Villars.
- Bowers, B. F., Allain, D. E., & Diefenderfer, B. K. (2020). Review of Agency Pavement Recycling Construction Specifications. Dans *Transportation Research Record* (Vol. 2674, Numéro 8, p. 243-251).
- Cardone, F., Grilli, A., Bocci, M., & Graziani, A. (2015). Curing and temperature sensitivity of cement-bitumen treated materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 16(10), 868-880. <https://doi.org/10.1080/10298436.2014.966710>
- Cassan, M. (1988). *Les essais in situ en mécanique des sols*. Eyrolles.
- Chen, D.-H., Wang, J.-N., & Bilyeu, J. (2001). Application of Dynamic Cone Penetrometer in Evaluation of Base and Subgrade Layers. Dans *Transportation Research Record* (Vol. 1764, Numéro 1, p. 1-10).
- Chen, J., Hossain, M., & Latorella, T. M. (1999). Use of falling weight deflectometer and dynamic cone penetrometer in pavement evaluation. *Transportation Research Record*, 1655(1), 145-151.
- Cox, B. C., & Howard, I. L. (2013). Cold in-place recycling and full-depth reclamation literature review. *White Paper Number CMRC WP-13, 1*.
- Desrochers, P. (2001). *Modules réversibles des matériaux granulaires de chaussées en conditions de laboratoire et de terrain*. Université Laval.
- Di Benedetto, H., & Corté, J.-F. (2005). *Matériaux routiers bitumineux 2 : Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges, 1ère éd.* Coll.«Mécanique et Ingénierie des Matériaux». Paris: Hermes Science.
- Diefenderfer, B. K., Bowers, B. F., Schwartz, C. W., Farzaneh, A., & Zhang, Z. (2016). Dynamic modulus of recycled pavement mixtures. *Transportation Research Record*,

2575(1), 19-26.

- Diefenderfer, B. K., Boz, I., Habbouche, J., Jones, D., & Hand, A. J. (2020). Development and assessment of rapid tests for construction of asphalt-treated cold recycled pavements. *Transportation Research Record*, 2674(3), 189-198.
- Diefenderfer, B. K., Boz, I., Habbouche, J., Jones, D., Hand, A. J., Bowers, B. F., & Flintsch, G. (2021). *Proposed AASHTO practice and tests for process control and product acceptance of asphalt-treated cold recycled pavements* (Numéro Project 09-62).
- Drumm, E. C., Boateng-Poku, Y., & Johnson Pierce, T. (1990). Estimation of subgrade resilient modulus from standard tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(5), 774-789.
- Duclos, A., Hernandez, J. H., & Ganesh, S. (2022). *Guide to Evaluating Soil and Material Stabilization Products*. Transportation Association of Canada (TAC).
- Escobar Valencia, E. J. (2015). *Mise au point et exploitation d'une nouvelle technique pour la reconnaissance des sols : Le PANDA 3*. Clermont-Ferrand 2.
- Ese, D., Myre, J., Noss, P., & Vaernes, E. (1994). The use of dynamic cone penetrometer (DCP) for road strengthening design in Norway. *4th International Conference, Bearing Capacity of Roads and Airfields FHWA, U of Minnesota, Army Corps of Engineers, NRC Canada, FAA, 1*.
- FCM, & CNRC. (2005). *InfraGuide : Guide national pour des infrastructures municipales durables. Réutilisation ou recyclage des matériaux de construction ou d'entretien de routes* (N° 11). Fédération canadienne des municipalités (FCM) et le Conseil national de recherches du Canada (CNRC).
- Fleming, Frost, M. W., & Lambert, J. P. (2007). Review of lightweight deflectometer for routine in situ assessment of pavement material stiffness. *Transportation Research Record*, 2004(1), 80-87.
- Fleming, P., & Edwards, J. P. (2013). *LWD best practice guide*.
- Fu, P. (2009). *Micromechanics for foamed asphalt stabilized materials*. University of California, Davis.
- Gabr, M. A., Hopkins, K., Coonse, J., & Hearne, T. (2000). DCP criteria for performance evaluation of pavement layers. *Journal of performance of constructed facilities*, 14(4), 141-148.
- Ganju, E., Kim, H., Prezzi, M., Salgado, R., & Siddiki, N. Z. (2018). Quality assurance and

quality control of subgrade compaction using the dynamic cone penetrometer. *International Journal of Pavement Engineering*, 19(11), 966-975.

Garber, N. J., & Hoel, L. A. (2019). *Traffic and highway engineering*. Cengage Learning.

George, K. P., & Uddin, W. (2000). *Subgrade characterization for highway pavement design*. (FHWA/MS-DOT-RD-00-131). Mississippi. Department of Transportation.

Godenzoni, C. (2017). *Multiscale Rheological and Mechanical characterization of Cold Mixtures*. 376.

Godenzoni, C., Graziani, A., Bocci, E., & Bocci, M. (2018). The evolution of the mechanical behaviour of cold recycled mixtures stabilised with cement and bitumen : Field and laboratory study. *Road Materials and Pavement Design*, 19(4), 856-877. <https://doi.org/10.1080/14680629.2017.1279073>

Gourvès, R., & Barjot, R. (1995). Le pénétromètre dynamique léger PANDA. *Proceedings of ECSMFE*, 95, 83-88.

Grasmick, J. G., Mooney, M. A., Surdahl, R. W., Voth, M., & Senseney, C. (2015). Capturing a layer response during the curing of stabilized earthwork using a multiple sensor lightweight deflectometer. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(6), 04014183.

Graziani, A., Grilli, A., Mignini, C., & Balzi, A. (2022). Assessing the Field Curing Behavior of Cold Recycled Asphalt Mixtures. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2022.

Graziani, A., Iafelice, C., Raschia, S., Perraton, D., & Carter, A. (2018). A procedure for characterizing the curing process of cold recycled bitumen emulsion mixtures. *Construction and Building Materials*, 173, 754-762. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.091>

Grilli, A., Graziani, A., & Bocci, M. (2012). Compactability and thermal sensitivity of cement-bitumen-treated materials. *Road Materials and Pavement Design*, 13(4), 599-617.

Gudishala, R. (2004). *Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results*. Louisiana State University and Agricultural & Mechanical College.

Guthrie, W. S., Cooley, D., & Eggett, D. L. (2007). Effects of reclaimed asphalt pavement on mechanical properties of base materials. *Transportation Research Record*, 2005(1), 44-52.

Guthrie, W. S., Young, T. B., Blankenagel, B. J., & Cooley, D. A. (2005). Early-age strength assessment of cement-treated base material. *Transportation research record*, 1936(1),

12-19.

- Hand, A. J., Boz, I., Piratheepan, M., Hierholzer, F., Diefenderfer, B. K., Jones, D., Habbouche, J., & Louw, S. (2021). Ruggedness Evaluation and Precision Estimates for Newly Developed Test Methods for Asphalt-Treated Cold Recycled Pavements. *Transportation Research Record*, 2675(11), 348-358.
- Harison, J. A. (1987). Correlation between California bearing ratio and dynamic cone penetrometer strength measurement of soils. Technical note 463. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 83(4), 833-844.
- Hassan, A. (1996). *The Effect of Material Parameters on Dynamic Cone Penetrometer Results for Fine-grained Soils and Granular Materials*. Oklahoma State University. Ph. D Dissertation, Stillwater.
- Hill, R., & Braham, A. (2016). Quantifying timing of return to traffic for asphalt cement based full depth reclamation mixtures in the laboratory. *Journal of Testing and Evaluation*, 44(1).
- Hoffmann, O. J.-M., Guzina, B. B., & Drescher, A. (2004). Stiffness estimates using portable deflectometers. *Transportation research record*, 1869(1), 59-66.
- ISTED. (1989). *Le savoir-faire français en matière d'émulsions de bitume*. Ministère de l'équipement des transports et du tourisme (p. 24). <http://www.ibef.net/wp-content/uploads/2020/11/EMULSIONS-BITUME-FR-ENG.pdf>
- Jenkins, K. J. (2000). *Mix design considerations for cold and half-warm bituminous mixes with emphasis of foamed bitumen*. Stellenbosch: Stellenbosch University.
- Jeuffroy, G. (1983). Conception et construction des chaussées- Tome1- Les véhicules, les sols, le calcul des structures- 5e édition. *Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Jiang, X., Zeng, C., Yao, K., Gu, H.-Y., Li, Z.-K., & Qiu, Y.-J. (2021). Influence of bonding conditions on flexible base asphalt pavement under non-uniform vertical loads. *International Journal of Pavement Engineering*, 22(12), 1491-1503. <https://doi.org/10.1080/10298436.2019.1697441>
- Johnson, D. R., Jackson, N. M., & Sauer, T. M. (2006). Field evaluation of pavement rehabilitation using full-depth reclamation. *Airfield and Highway Pavement: Meeting Today's Challenges with Emerging Technologies*, 824-835.

- Jones, D., Louw, S., & Harvey, J. (2021). *Guide for Partial- and Full-Depth Pavement Recycling in California*. <https://doi.org/10.7922/G2TX3CN8>
- Karahancer, S., Eriskin, E., Sarioglu, O., Saltan, M., & Terzi, S. (2017). Comparing CBR values obtained from field with laboratory test results. Dans *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields* (p. 779-782). CRC Press.
- Kearney, E. J., & Huffman, J. E. (1999). Full-depth reclamation process. *Transportation Research Record*, 1684(1), 203-209.
- Kessler, K. (2009). *Use of DCP (Dynamic Cone Penetrometer) and LWD (Light Weight Deflectometer) for QC/QA on Subgrade and Aggregate Base*. 193, 6.
- Khosravifar, S. (2015). *Large-scale controlled-condition experiment to evaluate light weight deflectometers for modulus determination and compaction quality assurance of unbound pavement materials*. University of Maryland, College Park.
- Khosravifar, S., Schwartz, C. W., & Goulias, D. G. (2013b). Foamed asphalt stabilized base : A case study. Dans *Airfield and Highway Pavement 2013 : Sustainable and Efficient Pavements* (p. 106-117).
- Khosravifar, S., Schwartz, C. W., & Goulias, D. G. (2013a). Time-dependent stiffness increase of foamed asphalt stabilized base material. *Proceedings of the international conferences on the bearing capacity of roads, railways and airfields*, 939-948.
- Kleyn, E. G. (1975). *The use of the dynamic cone penetrometer (DCP)*. Transvaal Provincial Administration.
- Kleyn, E. G., & Savage, P. F. (1982). *Application of the pavement DCP to determine the bearing properties and performance of road pavements*.
- Konrad, J.-M., & Lachance, D. (2001). Use of in situ penetration tests in pavement evaluation. *Canadian geotechnical journal*, 38(5), 924-935.
- Kulkarni, R., & Miller, R. (2003). Pavement Management Systems : Past, Present, and Future. *Journal of Transportation Research Board*, (1853), 65-71. doi: 10.3141/1853- 08
- Kumar, R., Adigopula Jr, V. K., & Guzzarlapudi, S. D. (2017). Stiffness-based quality control evaluation of modified subgrade soil using lightweight deflectometer. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(9), 04017137.
- Kwon, J., Seo, Y., Yang, J., & Kaplan, A. (2021). Field and numerical investigation of full

- depth reclamation with Portland cement in Georgia. *Transportation Geotechnics*, 27, 100465.
- Laboratoire des chaussées. (1996). *Retraitement en place des chaussées*. Ministère des transports; WorldCat.org.
- Lambert, J. P., Fleming, P. R., & Frost, M. W. (2008). The assessment of coarse granular materials for performance based pavement foundation design. *International Journal of Pavement Engineering*, 9(3), 203-214.
- Le Bec, S. (2005). *Les émulsions de bitume : Généralités, composition et applications*.
- Le Bec, S. (2012). *Formation technique. Utilisation des liants bitumineux en centrale et en chantier. Les émulsions de bitume : Formulation et fabrication selon leur usage*.
- Le, J.-L., Marasteanu, M., & Milavitz, R. (2016). *Investigation of performance requirements of full-depth reclamation stabilization* (MN/RC 2016-09; p. 80). Center for Transportation Studies, University of Minnesota.
- Lee, J.-S., Tutumluer, E., & Hong, W.-T. (2021). Stiffness evaluation of compacted geomaterials using crosshole-type dynamic cone penetrometer (CDP), rPLT, and LFWD. *Construction and Building Materials*, 303, 124015.
- Lefort, M., & Girouy, J. (1997). *Le point sur le retraitement en place à froid des anciennes chaussées*. 19.
- Lelièvre, A. (1994). *Les enrobés bitumineux*. Éditions Le Griffon d'argile.
- Lin, D.-F., Liao, C.-C., & Lin, J.-D. (2006). Factors affecting portable falling weight deflectometer measurements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), 804-808.
- Livneh, M., & Goldberg, Y. (2001). Quality assessment during road formation and foundation construction: Use of falling-weight deflectometer and light drop weight. *Transportation Research Record*, 1755(1), 69-77.
- Livneh, M., & Ishai, I. (1987). Pavement and material evaluation by a dynamic cone penetrometer. *Proc., Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement*, 1, 665-674.
- Livneh, M., Ishai, I., & Livneh, N. A. (1995). Effect of vertical confinement on dynamic cone penetrometer strength values in pavement and subgrade evaluations. *Transportation*

Research Record, 1-1.

Loizos, A., Al-Qadi, I., & Scarpas, T. (2017). *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields : Proceedings of the 10th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRRA 2017), June 28-30, 2017, Athens, Greece*. CRC Press.

Lombardi, B. (2007). Liants hydrocarbonés. *Techniques de l'ingénieur, Les routes, les ponts et joints, Génie civil, Construction*.

Luhr, D. R., Adaska, W. S., & Halsted, G. E. (2007). *Guide to full-depth reclamation (FDR) with cement*.

McLain, K. W., Bumblauskas, D. P., White, D. J., & Gransberg, D. D. (2018). Comparative analysis of repeatability and reproducibility of compaction testing. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 3(2), 106-113.

Mejías-Santiago, M., García, L., & Edwards, L. (2015). Assessment of material strength using dynamic cone penetrometer test for pavement applications. Dans *Airfield and Highway Pavements 2015* (p. 837-848).

Meocci, M., Grilli, A., La Torre, F., & Bocci, M. (2017). Evaluation of mechanical performance of cement-bitumen-treated materials through laboratory and in-situ testing. *Road Materials and Pavement Design*, 18(2), 376-389. <https://doi.org/10.1080/14680629.2016.1213506>

Mohammad, L. N., Herath, A., Abu-Farsakh, M. Y., Gaspard, K., & Gudishala, R. (2007). Prediction of resilient modulus of cohesive subgrade soils from dynamic cone penetrometer test parameters. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(11), 986-992.

Mooney, M. A., & Miller, P. K. (2009). Analysis of lightweight deflectometer test based on in situ stress and strain response. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(2), 199-208.

Morian, D. A., Solaimanian, M., Scheetz, B., & Jahangirnejad, S. (2012). *Developing standards and specifications for full depth pavement reclamation*. (Publication FHWA-PA-2012-004-090107). Pennsylvania. Department of Transportation.

MTQ. (2000). Bilan du retraitement en place au MTQ de 1991 à 1999. *Bulletin d'information technique*, 5(4).

- MTQ. (2001). *LC 26-002. Méthode de formulation à froid des matériaux recyclés stabilisés à l'émulsion*. Gouvernement du Québec.
- MTQ. (2010). *LC 26-060. Méthode Marshall de détermination de la résistance à la déformation d'éprouvettes*. Gouvernement du Québec.
- MTQ. (2021). *Choix des composants—Enrobés (norme 4202). Recommandations pour construction neuve, reconstruction et resurfaçage*.
- Nazzal, M. D. (2007). *Field evaluation of in-situ test technology for Q (C)/ Q (A) during construction of pavement layers and embankments*. Louisiana State University and Agricultural & Mechanical College.
- Nazzal, M. D., Abu-Farsakh, M. Y., Alshibli, K., & Mohammad, L. (2007). Evaluating the light falling weight deflectometer device for in situ measurement of elastic modulus of pavement layers. *Transportation Research Record*, 2016(1), 13-22.
- Park, S. S., Bobet, A., & Nantung, T. E. (2018). *Correlation between Resilient Modulus (M_r) of Soil, Light Weight Deflectometer (LWD), and Falling Weight Deflectometer (FWD)* (FHWA/IN/JTRP-2018/08; Joint Transportation Research Program). Purdue University.
- PCA. (2019). *Guide to Full-Depth Reclamation (FDR) with Cement* (N° SR1006P; p. 102).
- PIARC. (2021). *Utilisation de matériaux recyclés dans les chaussées—Une analyse bibliographique de PIARC. Comité technique 4.1 « Chaussées »*. (N° 2021LR02FR; p. 112).
- Plati, C., Loizos, A., Papavasiliou, V., & Kaltsounis, A. (2010). Investigating in situ properties of recycled asphalt pavement with foamed asphalt as base stabilizer. *Advances in civil engineering, 2010*.
- Quick, T., & Guthrie, W. S. (2011). Early-Age Structural Properties of Base Material Treated with Asphalt Emulsion. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2253(1), 40-50. <https://doi.org/10.3141/2253-05>
- Raschia, S. (2020). *Cement-Bitumen Treated Materials (CBTM) for Cold Regions: RAP Aggregate Source and Low Production Temperatures*. 387.
- Reeder, G. D., Harrington, D. S., Ayers, M. E., & Adaska, W. (2017). *Guide to Full-Depth Reclamation (FDR) with Cement* (N° SR1006P).
- Richard, M. J., Dore, G., Vassev, V., & Fradette, N. (2009). Étude des conséquences de la

détérioration de l'uni des chaussées sur le comportement des véhicules et la sécurité des usagers de la route. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(3), 504-513.

Salomon, D. R. (2006). *Asphalt Emulsion Technology*. 58.

Scullion, T., Sebesta, S., Estakhri, C. K., Harris, P., Shon, C.-S., Harvey, O., & Rose-Harvey, K. (2012). *Full-depth reclamation : New test procedures and recommended updates to specifications* (N° 0-6271-2). Texas Transportation Institute.

Serfass, J.-P. (2009). *Recyclage et retraitement en place des matériaux de chaussée*. Ed. Techniques Ingénieur.

SETRA. (2003). *Retraitement en place à froid des anciennes chaussées*. 100.

SETRA. (2004). *Retraitement des chaussées et recyclage des matériaux bitumineux de chaussées*. 36.

SETRA, L. (1994). Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée : Guide Technique. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme*.

Seyman, E. (2003). *Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools*. Louisiana State University and Agricultural & Mechanical College.

SFERB. (2006). Les émulsions de bitume. *RGRA :Revue générale des routes et des aérodromes- Union des syndicats de l'Industrie routière française (USIRF).Section SFERB*.

Siekmeier, J., Pinta, C., Merth, S., Jensen, J., Davich, P., Camargo, F. F., & Beyer, M. (2009). *Using the dynamic cone penetrometer and light weight deflectometer for construction quality assurance* (MN/RC 2009-12). Minnesota. Department of Transportation. Office of Materials and Road Research.

Sol Solutions. (n.d.). *Notice d'utilisation du PANDA 2. Version 1.05*.

St-Laurent, D. (2010). *Chaussée 2 : Logiciel de dimensionnement des chaussées souples. Guide de l'utilisateur*. Direction Générale du Laboratoire des Chaussées.

Sudarsono, I., Aisyah, L., & Prakoso, R. N. P. (2020). Correlation of modulus elasticity between Light Weight Deflectometer (LWD) and Dynamic Cone Penetrometer (DCP)

- for subgrade of pavement. *Journal of Physics: Conference Series*, 1517(1), 012030.
- Tebaldi, G., Dave, E. V., Marsac, P., Muraya, P., Hugener, M., Pasetto, M., Graziani, A., Grilli, A., Bocci, M., & Marradi, A. (2014). Synthesis of standards and procedures for specimen preparation and in-field evaluation of cold-recycled asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, 15(2), 272-299.
- Tessier, G.-R. (1990). *Guide de construction et d'entretien des chaussées*.
- Transports Québec. (2007). *Guide de mesure et d'identification des dégradations des chaussées souples (2e éd.)*. Publications du Québec.
- Ullidtz, P. (1998). *Modelling flexible pavement response and performance*.
- Vennapusa, P. K. R., White, D. J., Siekmeier, J., & Embacher, R. A. (2012). In situ mechanistic characterisations of granular pavement foundation layers. *International Journal of Pavement Engineering*, 13(1), 52-67.
- Volovski, M., Labi, S., Sommer, K., Noureldin, S., & Walker, R. (2018). Developing statistical limits for using the light weight deflectometer in pavement construction quality assurance. *Road Materials and Pavement Design*, 19(4), 783-802. <https://doi.org/10.1080/14680629.2016.1274269>
- Weir, T., White, G., & Espinosa, R. (2021). Review of the design, characterisation and production of foamed bitumen stabilised base courses for pavement construction. *Australian Journal of Civil Engineering*, 1-18. <https://doi.org/10.1080/14488353.2021.1974658>
- Wirtgen GmbH. (2012). *Cold recycling. Wirtgen cold recycling technology*. (1st éd.).
- Wu, S.-S. (2011). DCP, a Low-Tech Approach to Control Construction Quality. Dans *ICCTP 2011 : Towards Sustainable Transportation Systems* (p. 4055-4064).
- Zhao, B. (2007). *Bounding recycled aggregate pavement mixtures using hydraulic binders and cold bitumen emulsion*. Sheffield Hallam University (United Kingdom).
- Zimmerman, K. A. & AASHTO. (2012). *Pavement management guide* (2nd ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.