LIÈGE université Library

https://lib.uliege.be

https://matheo.uliege.be

Développement d'un protocole expérimental pour la simulation en laboratoire de l'usure et de la perte d'adhérence des chaussées en béton

Auteur : Boulanger, Elyse
Promoteur(s) : Courard, Luc; Fournier, Alix
Faculté : Faculté des Sciences appliquées
Diplôme : Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"
Année académique : 2023-2024
URI/URL : http://hdl.handle.net/2268.2/20039

Avertissement à l'attention des usagers :

Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.

Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.





Université de Liège

Faculté des Sciences Appliquées

Développement d'un protocole expérimental pour la simulation en laboratoire de l'usure et de la perte d'adhérence des chaussées en béton

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de master « Ingénieur Civil des constructions » par

Elyse BOULANGER

Composition du jury :
Courard Luc (Promoteur, ULiège)
Bissonnette Benoît (Promoteur, ULaval)
Fournier Benoît (Copromoteur, ULaval)
Hubert Julien (ULiège)
Collin Frédéric (ULiège)

Année Académique 2023-2024

Remerciements

Je souhaite tout d'abord grandement remercier mes promoteurs, M. Luc Courard, professeur à l'Université de Liège, et Benoît Bissonnette, professeur à l'Université Laval, pour m'avoir guidée tout au long de mon travail de fin d'étude et donné de précieux feedbacks.

Je tiens également à remercier mon co-promoteur, M. Benoît Fournier, professeur à l'Université Laval, pour m'avoir orientée et conseillée tout au long de mes recherches.

De même, je tiens indistinctement à remercier Laura Vaca Arciga, doctorante à l'Université Laval, avec qui j'ai travaillé en collaboration sur ce projet de recherche. Elle a été présente pendant toute la réalisation des essais en laboratoire et la récolte des données. De plus, elle était toujours disponible pour répondre à mes éventuelles questions. Cette rencontre fut enrichissante, aussi bien d'un point de vue professionnel que personnel.

Un tout grand merci aux personnes qui ont bien voulu répondre à mes questions et qui ont aidé à faire avancer ce travail. Parmi ces personnes, je peux citer Madame Julie Roby et Monsieur Cédric Drolet, travaillant au sein du Ministère des Transports et de la Mobilité Durable de Québec. Sylvain Auger, technicien au sein du laboratoire de l'Université Laval. Ainsi que Claude Poyaert et Sylvie Smets, qui m'ont donné des informations précieuses sur les chaussées en béton en Belgique et permis de faire la comparaison avec les chaussées du Québec.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis pour avoir relu mon travail et m'avoir apporté leur soutien moral lors de mon travail de fin d'études, mais aussi tout au long de mes études.

Résumé

Lorsqu'elles sont bien mises en œuvre, les chaussées en béton offrent de nombreux avantages. En effet, elles sont très résistantes et ne subissent que très peu de déformation sous les charges de trafic, ce qui les rend très adaptées pour les routes à fort et lourd trafic. De plus, si elles sont bien conçues et mises en œuvre, elles offrent une durée de vie très longue, comprise entre 20 et 40 ans, avec un entretien assez réduit. De ce fait, même si elles nécessitent un coût d'investissement plus élevé que les chaussées en enrobé bitumineux, elles permettent de fortement réduire les coûts au niveau de l'entretien et sont donc moins coûteuses à long terme.

Malgré les nombreux avantages que présentent les chaussées en béton, leur durabilité à long terme peut être parfois significativement compromise. En effet, les chaussées en béton peuvent être confrontées à une perte d'adhérence prématurée, résultant du polissage de leur surface dû au trafic important et aux conditions climatiques, notamment l'utilisation d'abrasifs en hiver. Cette usure, entraînant une perte d'adhérence, est très problématique, car elle augmente considérablement le risque de dérapage des voitures, particulièrement par temps de pluie ou de neige.

L'objectif de ce travail de recherche est de contribuer au développement d'un protocole d'essai en laboratoire permettant de reproduire rapidement et caractériser les conditions observées sur le terrain, afin de mieux comprendre la cause de cette perte d'adhérence et de pouvoir par la suite développer des formulations de béton plus résistantes face à cette problématique.

Pour ce faire, divers dispositifs ont été employés, notamment le Three Wheel Polishing device (TWPD), un dispositif de mesure du coefficient de frottement (DFT), deux profilomètres lasers (MetraSCAN et Gocator), ainsi qu'une échelle d'appréciation visuelle de la rugosité de surface. De nombreux essais ont donc été réalisés sur des échantillons de béton pour déterminer la texture de surface ainsi que le coefficient de frottement. Ce travail s'est concentré sur la recherche d'une corrélation entre la profilométrie et le coefficient de frottement pour des bétons ayant subi une usure progressive par abrasion en présence d'abrasifs.

Les essais ont été réalisés sur des dalles en béton à base de granulats granitiques et sur des dalles en béton à base de granulats de dolomie. En effet, les granulats composés de granite sont plus durs et présentent une meilleure résistance au polissage par rapport aux granulats de dolomie. Le choix s'est donc porté sur ces deux types de granulats de résistance très différente pour déterminer si cette différence était davantage liée au coefficient de frottement ou à la texture des échantillons.

Les essais ont démontré que les coefficients de frottement (obtenus par le dispositif DFT)

à eux seuls ne permettaient pas de déterminer une différence de susceptibilité au polissage entre les bétons incorporant des granulats granitiques et dolomitiques.

Le laser profilomètre MetraSCAN utilisé, quant à lui, permettait de mettre en évidence que la texture obtenue après les cycles de TPWD était plus profonde et lisse pour les dalles en béton à base de granulats de dolomie que pour les dalles en béton à base de granulats granitiques. Cette texture permettait donc de montrer que les granulats de dolomie sont bel et bien moins résistants au polissage et s'altèrent plus rapidement que les granulats granitiques.

Finalement, une corrélation linéaire élevée et négative a aussi pu être déterminée entre le coefficient de frottement et la texture obtenus lors des essais de laboratoire. Ainsi, plus le coefficient de frottement diminuait, plus le coefficient MPD (et donc l'usure) augmentait, et inversement.

Ce travail de fin d'études est divisé en deux parties principales. La première consiste en une revue de littérature, expliquant les différents paramètres utilisés dans la suite de ce travail de fin d'étude. Dans la deuxième partie, les différents essais réalisés au laboratoire sont présentés et les résultats obtenus sont interprétés.

Abstract

When properly executed, concrete pavements offer numerous advantages. In fact, they are highly resistant and undergo very little deformation under traffic loads, making them highly adapted for roads with heavy and intense traffic. Moreover, if properly designed and executed, they offer a very long service life of between 20 and 40 years, with relatively low maintenance requirements. As a result, even though they require a higher investment cost than bituminous pavements, they significantly reduce maintenance costs and are therefore less costly in the long term.

Despite the many advantages of concrete pavements, their durability may be at risk in certain circumstances. Indeed, many concrete pavements suffer from premature loss of skid resistance as a result of surface polishing caused by heavy traffic and climatic conditions, in particular the use of abrasives in winter. This wear, leading to loss of skid resistance, is highly problematic, as it considerably increases the risk of cars sliding, particularly in rainy or snowy weather.

The aim of this research was therefore to contribute to the development of a laboratory test protocol that would rapidly reproduce the conditions observed in the field, in order to better understand the cause of this loss of adhesion and subsequently develop more resistant concrete formulations to counter this problem.

To achieve this, a number of devices were employed, including the Three Wheel Polishing device (TWPD), the Dynamic Friction Tester (DFT), two lasers (MetraSCAN and Gocator), and a visual assessment scale. Numerous tests were carried out on samples to determine surface texture and coefficient of friction. This work focused on finding a correlation between profilometry and coefficient of friction on concrete specimens subjected to accelerated wear in the presence of abrasive materials.

Tests were carried out on concrete slabs made from granite aggregates and on concrete slabs made from dolomite aggregates. Granite aggregates are harder and more resistant to polishing than dolomite aggregates, which are less resistant to polishing. The choice was therefore made to use these two types of aggregate with very different hardnesses, to determine whether this difference was due more to the coefficient of friction or to the texture of the samples.

The tests revealed that the coefficients of friction (obtained by the DFT device) alone did not allow us to determine a difference between granite-based and dolomite-based concrete specimens.

As for the MetraSCAN laser used, it showed that the texture obtained after the TPWD

cycles was deeper and smoother for concrete slabs made from dolomite aggregates than for those made from granite aggregates. This texture showed that dolomite aggregates are less resistant to polishing and weather more quickly than granite aggregates.

Finally, a high negative linear correlation could also be determined between texture and the coefficient of friction obtained in laboratory tests. Thus, as the friction coefficient decreased, the MPD coefficient (and therefore wear) increased, and vice versa.

This thesis is divided into two main parts. The first consists of a literature review, explaining the different parameters used in the remainder of this thesis. In the second part, the various tests carried out in the laboratory are presented, and the results obtained are interpreted.

Table des matières

Remerciements **I**

Résumé **II**

Abstract **IV**

1 Introduction générale **1**
1.1 Introduction 1
1.2 Énoncé du problème 1
1.3 Objectif 2

2 État de l'art **3**
2.1 Chaussées en béton 3
2.1.1 Types de chaussées en béton 4
2.1.2 Caractéristiques du béton utilisé 7
2.1.3 Texture de surface 8
2.2 Usure des chaussées en béton 10
2.2.1 Pneus de voiture 10
2.2.2 Abrasifs utilisés 10
2.3 Description des paramètres utilisés pour la caractérisation des surfaces des chaussées en béton 12
2.3.1 Macro-texture et micro-texture 12
2.3.2 Frottement et adhérence 13
2.3.3 Abrasion et polissage 14
2.4 Choix du type de chaussée 19
2.5 Conclusion 22

3 Méthodologie **23**
3.1 Description des dispositifs utilisés dans le cadre du protocole expérimental en laboratoire 23
3.1.1 Three-Wheel Polishing device (TWPD) 23
3.1.2 Dispositif de Mesure du Coefficient de Frottement (DFT) 24
3.1.3 Scanner MMT 3D optique MetraSCAN 26
3.1.4 Profilomètre laser Gocator (LMI Technologies) 27
3.1.5 Échelle d'appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile) de l'ICRI 28
3.2 Paramètres à fixer avant le début du protocole expérimental 29
3.2.1 Dimensions des corps d'épreuve 29
3.2.2 Choix du matériau des roues du TWPD 30

3.2.3 Choix des abrasifs utilisés 31
3.3 Préparation des corps d'épreuve 32
3.3.1 Matériaux utilisés 32
3.3.2 Composition du béton 33
3.3.3 Fabrication des corps d'épreuve 35
3.4 Approche expérimentale 38
3.4.1 Planning 38
3.4.2 Utilisation du TWPD 38
3.4.3 Mesures réalisées sur les dalles 40

4 Résultats et interprétation **47**
4.1 Aspect visuel de la texture de surface des dalles 47
4.1.1 Dalles à base de granulats granitiques 47
4.1.2 Dalles à base de granulats de dolomie 49
4.2 Mesures du coefficient de frottement 52
4.2.1 Dalles en béton à base de granulats granitiques 52
4.2.2 Dalles en béton à base de granulats de dolomie 54
4.2.3 Conclusion 56
4.3 Mesures de la texture à l'aide du laser profilomètre MetraSCAN 57
4.3.1 Dalle en béton à base de granulats granitiques 60
4.3.2 Dalle en béton à base de granulats de dolomie 62
4.3.3 Conclusion 66
4.4 Comparaison des différents appareils de mesure de texture 68
4.5 Corrélation entre les coefficients de frottement et les coefficients MPD obtenus 70
4.6 Appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile) 72
4.6.1 Dalle en béton à base de granulats granitiques 73
4.6.2 Dalle en béton à base de granulats de dolomie 74
4.6.3 Conclusion 74

5 Conclusion **76**

Bibliographie **78**

Normes **81**

Annexe **i**
A Définition des types de liant i
B Étude de la proportion de véhicules avec pneus à clous pour les régions du Québec ii
C Planification du protocole expérimental v
D Fiche technique du ciment GU vi
E Courbes DFT pour chaque 10 000 cycles de TWPD vii
F Code Matlab pour l'obtention du profil longitudinal et du calcul MPD (Metrascan) xviii
G Code Matlab pour l'obtention du profil longitudinal (Gocator) xxi

Table des figures

2.1 Répartition des charges sur les chaussées souples (gauche) et rigides (droite) [Abdualla et Yu 2017] . . . 3
2.2 Pose des aciers transversaux et longitudinaux dans le cas d'une chaussée en béton armé continu [Thébeau 2004] . . . 4
2.3 Chaussée en béton armé continu [Walubita et al. 2017] . . . 4
2.4 Chaussée en béton armé avec joints [Walubita et al. 2017] . . . 5
2.5 Chaussée en béton non armé avec joints [Walubita et al. 2017] . . . 6
2.6 Prescriptions de la composition du béton des chaussées en Wallonie [Spw 2021] . . . 7
2.7 Prescriptions de la composition du béton des chaussées au Québec [VII-3-3101] . . . 8
2.8 Différentes textures de surface des chaussées en béton [Fhwa 2019] . . . 9
2.9 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de la Capitale-Nationale [Mtq 2023] . . . 10
2.10 Normes imposées aux abrasifs par le MTQ [VII-14-14401]. . . . 11
2.11 Macro- et micro-texture des chaussées [Hall et al. 2009] . . . 12
2.12 Force d'adhésion et de frottement d'hystérésis à l'interface pneu-chaussée [Hall et al. 2009] . . . 13
2.13 Essai Los Angeles [Feredeco 2023] . . . 14
2.14 Essai de la tache de sable [Transit New Zealand 1981] . . . 15
2.15 Dispositif utilisé pour l'essai du pendule britannique [Feredeco 2023] . . 16
2.16 Essai Micro-Deval [Feredeco 2023] . . . 16
2.17 Essai PSV (Polished Stone Value) [Feredeco 2023] . . . 17
2.18 Essai CPP (essai de polissage par projection) [LC 21-102]. . . . 18
2.19 Détermination du nombre de camions à partir duquel la chaussée en béton devient plus rentable [MTQ 2012] . . . 20
2.20 Coûts d'investissement et d'entretien pour une structure en béton armé continu et une structure bitumineuse [Rens 2014] . . . 21

3.1 Three Wheel Polishing Device [Whitney et al. 2013] . . . 23
3.2 Appareil DFT pour la mesure du coefficient de friction . . . 24
3.3 Dessous de l'appareil DFT . . . 25
3.4 Courbe de freinage enregistrée lors d'un essai DFT à l'aide du logiciel de traitement [Liegeois 2024]. . . . 25
3.5 Méthode de triangulation utilisée par l'appareil laser MetraSCAN [Creaform 2023] . . . 26
3.6 Appareil laser MetraSCAN et détecteur C-Track [Creaform 2013] . . . 26
3.7 Profilomètre laser Gocator [LMI Technologies 2016] . . . 27

3.8 Système d'appréciation visuel CSP proposé par l'ICRI pour évaluer la rugosité d'une surface en béton [ICRI 2013]. 29
3.9 Comparaison des dimensions de l'ancien échantillon (à droite) avec le nouveau (à gauche) [Liegeois 2024] 30
3.10 Matériau des roues du TWPD [Fournier et al. 2022] 31
3.11 Choix des abrasifs utilisées [Liegeois 2024]. 32
3.12 Préparation du mélange de béton 36
3.13 Fabrication des dalles d'essai 37
3.14 Ajouts aux TWPD [Liegeois 2024] 39
3.15 Cales pour le positionnement des dalles [Liegeois 2024] 39
3.16 Écran de commande principal (à gauche) et paramètres (à droite) du TWPD 39
3.17 Installation du dispositif DFT 40
3.18 Interface du système DFT 41
3.19 Commande d'alimentation du laser 41
3.20 Paramètres et outils utilisés pour le calibrage du C-Tracker. 42
3.21 Calibrage du détecteur C-Tracker. 42
3.22 Paramètres et outils utilisés pour le calibrage du MetraSCAN. 43
3.23 Statut de détection et indicateur de distance 43
3.24 Numérisation 3D de la dalle par le MetraSCAN. 44
3.25 Mesures de la texture de surface avec le laser « Gocator » 45
3.26 Boîtier relié aux rails. 45
3.27 Image 3D obtenue à l'aide du laser profilomètre Gocator. 46

4.1 Évolution de la condition superficielle de la dalle DG1 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD 48
4.2 Évolution de la condition superficielle de la dalle DG2 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD 49
4.3 Évolution de la condition superficielle de la dalle DD1 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD 50
4.4 Évolution de la condition superficielle de la dalle DD2 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD 51
4.5 Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DG1 52
4.6 Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DG2 53
4.7 Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DD1 54
4.8 Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DD2 55
4.9 Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles d'usure/polissage pour chaque dalle à une vitesse DFT20 56
4.10 Directions pour les profils longitudinaux selon X (rouge) et Y (bleu) 57
4.11 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD 57
4.12 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD 58
4.13 Procédure de calcul du coefficient MPD [ASTM E1845-15] 59

4.14 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD pour la première dalle à base de granulats granitiques . . 60
4.15 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 40 000 cycles de TWPD pour la première dalle à base de granulats granitiques . . 61
4.16 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la première dalle à base de granulats granitiques . . 62
4.17 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD pour la dalle à base de granulats de dolomie 63
4.18 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 40 000 cycles de TWPD pour la dalle à base de granulats de dolomie 64
4.19 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la dalle à base de granulats de dolomie 65
4.20 MPD en fonction du nombre de cycles de TWPD 66
4.21 Zoom dans le chemin d'usure du profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD 67
4.22 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la dalle en béton à base de granulats de granite . . . 68
4.23 Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la dalle en béton à base de granulats de dolomie . . 69
4.24 Corrélation entre le coefficient MPD et le coefficient de frottement 70
4.25 Appréciation visuelle du CSP 72
4.26 Dalle en béton à base de granulats granitiques après 60 000 cycles de TWPD 73
4.27 Comparaison des appréciations CSP avec le chemin d'usure de la dalle en béton à base de granulats de granite 73
4.28 Dalle en béton à base de granulats de dolomie après 60 000 cycles de TWPD 74
4.29 Comparaison des appréciations CSP avec le chemin d'usure de la dalle en béton à base de granulats de dolomie 74

1 Définition des types de liant i
2 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Montréal. ii
3 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Mauricie. ii
4 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Montérégie. iii
5 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Saguenay/Lac-St-Jean. iii
6 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Côte-Nord. iv
7 Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Laurentides-Lanaudière. iv
8 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 0 cycles de TWPD. vii
9 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 10 000 cycles de TWPD. vii
10 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 20 000 cycles de TWPD. viii
11 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 30 000 cycles de TWPD. viii
12 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 40 000 cycles de TWPD. ix

13 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 50 000 cycles de TWPD. ix
14 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 60 000 cycles de TWPD. x
15 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 0 cycles de TWPD. x
16 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 10 000 cycles de TWPD. xi
17 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 20 000 cycles de TWPD. xi
18 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 30 000 cycles de TWPD. xii
19 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 40 000 cycles de TWPD. xii
20 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 50 000 cycles de TWPD. xiii
21 Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 60 000 cycles de TWPD. xiii
22 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 0 cycles de TWPD. xiv
23 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 10 000 cycles de TWPD. xiv
24 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 20 000 cycles de TWPD. xv
25 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 30 000 cycles de TWPD. xv
26 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 40 000 cycles de TWPD. xvi
27 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 50 000 cycles de TWPD. xvi
28 Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 60 000 cycles de TWPD. xvii

Liste des tableaux

2.1 Qualité des granulats en fonction du MDE [NF EN 1097-1]. 17

3.1 Composition à base de pierre de dolomites pour 20 litres de béton. 34
3.2 Composition à base de pierre de dolomites en kg/m^3. 34
3.3 Composition à base de pierre de granites pour 20 litres de béton. 35
3.4 Composition à base de pierre de granites en kg/m^3. 35

4.1 Les coefficients de frottement et MPD (selon le profil longitudinal X et Y) varient en fonction des différentes dalles et cycles. 66
4.2 Les coefficients de frottement et MPD (selon le profil longitudinal Y) varient en fonction des différentes dalles et cycles. 70

1 Planning du protocole v

Chapitre 1

Introduction générale

1.1 Introduction

Lorsqu'elles sont bien conçues, les chaussées en béton offrent de nombreux avantages. En effet, elles permettent tout d'abord une résistance ainsi qu'une capacité portante beaucoup plus élevée par rapport aux chaussées en enrobé bitumineux, limitant ainsi leurs déformations. De plus, si celles-ci sont correctement conçues et mises en œuvre, elles offrent une durée de vie assez longue, généralement entre 20 et 40 ans, ainsi qu'un entretien assez réduit. Par conséquent, seuls quelques joints et un nettoyage annuel sont nécessaires.

D'un point de vue économique, les chaussées en béton offrent l'avantage d'être plus claires que les chaussées en enrobé bitumineux, ce qui entraîne une baisse importante des coûts associés à l'éclairage public. Dès lors, cette teinte plus claire favorise une meilleure visibilité, ce qui améliore la sécurité routière, tout en permettant également de réduire la consommation d'électricité.

D'un point de vue écologique, le béton requiert généralement moins de carburant que le bitume pour sa maintenance et sa réparation, car il résiste mieux aux dommages causés par le trafic, aux conditions météorologiques extrêmes, etc. Cette réduction de l'empreinte carbone contribue à la préservation de notre environnement. En outre, il convient de noter qu'on parvient de mieux en mieux à recycler les chaussées en béton, ce qui permet de limiter la quantité de déchets générés.

1.2 Énoncé du problème

Bien que les chaussées en béton présentent de nombreux avantages par rapport aux chaussées en enrobés bitumineux, leur choix est souvent remis en question avant la réalisation d'un projet. En effet, de nombreuses chaussées en béton déjà mises en service sont confrontées à des problèmes liés à la perte prématurée d'adhérence, attribuable notamment à une mauvaise mise en œuvre ou au polissage de leur surface, résultant des conditions de trafic et environnementales. Cette diminution de l'adhérence peut parfois descendre en dessous des normes de sécurité requises, compromettant sérieusement la sécurité routière. Elle accroît de ce fait considérablement le risque de glissement des véhicules, particulièrement par temps de pluie ou de neige.

1.3 Objectif

Dans le but de remédier à ces problèmes, il est nécessaire de développer des formulations de béton qui présentent une meilleure résistance à cette perte d'adhérence. Pour atteindre cet objectif plus global, il est impératif de concevoir un protocole d'essais en laboratoire permettant de reproduire rapidement les conditions observées à plus long terme sur le terrain.

Dans ce contexte, l'objectif de mon projet est de contribuer à la mise au point d'un protocole d'essais en laboratoire afin de reproduire de manière précise les phénomènes d'usure et de perte d'adhérence observés sur les chaussées en béton. Il est primordial que cette simulation soit menée dans un laps de temps raisonnable afin de pouvoir tester plusieurs types d'échantillons sans devoir subir des délais excessifs pour obtenir des résultats concluants. Pour ce faire, nous utiliserons une variété d'outils et de méthodes, notamment :

- Le scanner MMT 3D optique Metrascan.
- Le profilomètre laser Gocator 2520 de LMI Technologies.
- L'échelle d'appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile) de l'ICRI.

Ce travail vise à comparer les profils obtenus à l'aide de ces différentes techniques et d'essayer de les corréler avec les coefficients de friction de la surface mesurés par l'appareil DFT (Dynamic Friction Tester). Les questions de recherche se concentrent dès lors sur la manière de mesurer les caractéristiques de texture des éprouvettes de laboratoire et de déterminer dans quelle mesure ces caractéristiques de surface de texture des éprouvettes sont corrélées avec les coefficients de frottement mesurés. Ces recherches sont menées dans le cadre d'un projet de coopération avec l'Université Laval au Québec.

Chapitre 2

État de l'art

2.1 Chaussées en béton

Un revêtement de chaussée est une structure complexe composée de plusieurs couches spécifiquement conçues pour offrir la résistance et la durabilité nécessaires à la circulation routière. Il existe deux principaux types de revêtements : les souples et les rigides, chacun ayant leurs propres caractéristiques et méthodes de construction.

Les revêtements souples, souvent désignés sous le terme d'asphalte, sont constitués de matériaux bitumineux qui offrent une certaine flexibilité sous les charges du trafic. Leur structure typique comprend deux couches d'enrobé bitumineux conçues pour absorber les déformations causées par les véhicules.

En contraste, les revêtements rigides (revêtements en béton) reposent sur une fondation solide constituée de couches de matériaux granulaires. Contrairement aux revêtements souples, les revêtements rigides ne subissent pas de déformations élevées sous les charges du trafic grâce au module d'élasticité élevé du béton (Figure 2.1). Cela les rend particulièrement adaptés pour supporter des charges lourdes et distribuer la charge sur une plus grande surface [Abdualla et Yu (2017)].

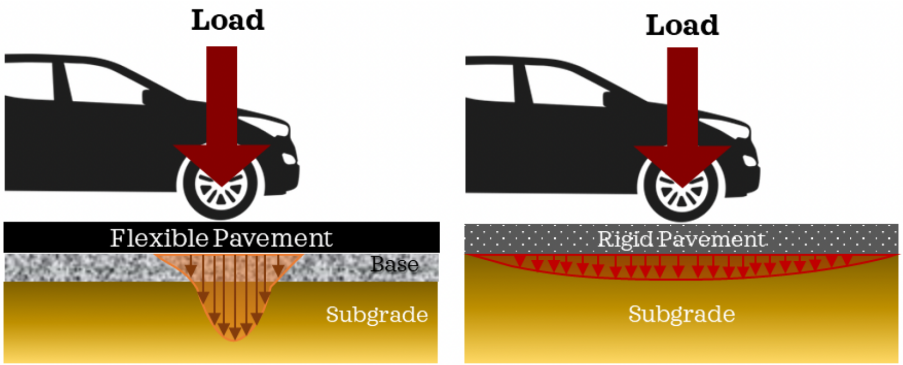


Figure 2.1 – Répartition des charges sur les chaussées souples (gauche) et rigides (droite) [Abdualla et Yu 2017]

2.1.1 Types de chaussées en béton

En Belgique, ainsi qu'au Québec, il existe plusieurs types de chaussées en béton mises en place. Au fil du temps, l'évolution des chaussées en béton s'est orientée vers trois types principaux : les chaussées en béton armé continu, les chaussées en béton armé avec joints, ainsi que les chaussées en béton non armé avec joints.

Le premier type de chaussée, à savoir la **chaussée en béton armé continu** (BAC) (FIGURE 2.3), est constitué d'une dalle en béton, ainsi que d'armatures longitudinales qui forment une sorte de quadrillage continu (FIGURE 2.2).



FIGURE 2.2 – Pose des aciers transversaux et longitudinaux dans le cas d'une chaussée en béton armé continu [THÉBEAU 2004]

Elles sont qualifiées de continues dans le sens où l'on n'y trouve pas de joints transversaux, à l'exception des joints de construction. Dans cette méthode, le contrôle principal des fissures transversales est assuré par les armatures longitudinales [DIRECTION GÉNÉRALE DU LABORATOIRE DES CHAUSSÉES (DGLC) 2018]. Ainsi, les variations de volume hygrométrique et thermique du béton sont distribuées à travers un grand nombre de microfissures dans le but de restreindre la pénétration du sel de déverglaçage et d'autres éléments potentiellement nuisibles pour les armatures [THÉBEAU 2004].

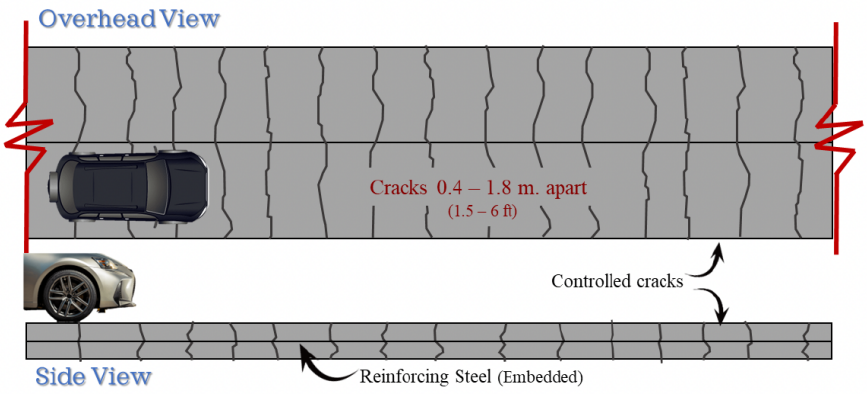


FIGURE 2.3 – Chaussée en béton armé continu [WALUBITA et al. 2017]

Le principal avantage de l'utilisation de ce type de chaussée réside dans la réduction des opérations d'entretien. Bien qu'à l'origine des coûts supplémentaires soient engendrés par les armatures en acier nécessaires, ceux-ci se compensent, voire se transforment en bénéfices par rapport aux chaussées conventionnelles après 10 ou 15 ans [Association internationale permanente des Congrès de la route (AIPCR) 1994]. En effet, la chaussée en béton continu offre une quasi-absence d'entretien, ce qui en fait un choix économiquement avantageux à long terme. Son utilisation est privilégiée sur les autoroutes, en particulier là où le flux de circulation routière et le nombre de poids lourds sont élevés [Thébeau 2004].

Ce type de chaussée est répandu non seulement au Québec, mais aussi en Belgique. Les chaussées en béton armé continu ont été introduites en Belgique dès 1950 et ont connu une utilisation importante dans les années 1970. Cette utilisation a contribué au développement de cette méthode jusqu'à sa conception actuelle. En Belgique, le béton armé continu est utilisé non seulement sur les autoroutes, mais aussi sur les routes provinciales [Thébeau 2004].

Une variante des chaussées en béton armé consiste à intégrer des joints (**chaussées en béton armé avec joints** (Figure 2.4)). Lors du durcissement du béton, des variations de volume se produisent en raison des contraintes de retrait et thermiques. Les joints sont donc intégrés pour maîtriser ces mouvements, ce qui réduit significativement la formation de fissures dans le béton. Ces fissures, lorsqu'elles se forment, ont tendance à se situer au centre de la dalle. En règle générale, les joints sont espacés tous les 8 à 14 mètres. La liaison entre les dalles est réalisée à l'aide de goujons en acier, assurant un transfert efficace des charges du trafic d'une dalle à l'autre à travers les joints transversaux, tout en permettant le mouvement longitudinal des dalles au niveau des joints [Bricola et al. 2014].

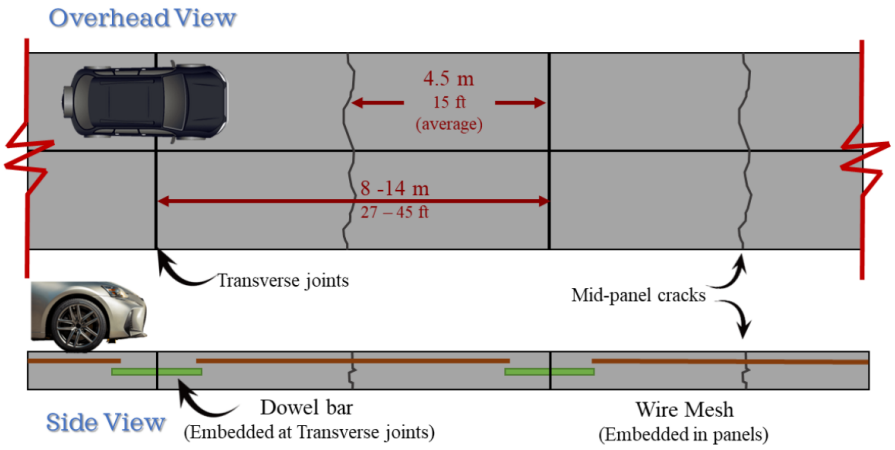


Figure 2.4 – Chaussée en béton armé avec joints [Walubita et al. 2017]

Les armatures servent à maintenir ces fissures fermées, ce qui permet d'étendre la portée de la dalle par rapport au béton non armé. Un autre avantage des joints est qu'ils facilitent le remplacement de sections de la chaussée qui ne répondent plus aux normes de sécurité requises. Néanmoins, l'ajout de joints ainsi que l'entretien plus fréquent qu'ils exigent peuvent entraîner des coûts additionnels [Bricola et al. 2014].

Finalement, concernant le dernier type de chaussées, **les chaussées en béton non armé avec joints** (FIGURE 2.5), le principe est similaire à celui des chaussées en béton armé avec joints. Cependant, en l'absence d'armatures, le contrôle des fissures est moindre, ce qui conduit à devoir réduire la distance entre les joints. Ainsi, l'espacement typique entre les joints est de 4,5 à 6 mètres [GRIFFITHS 2003].

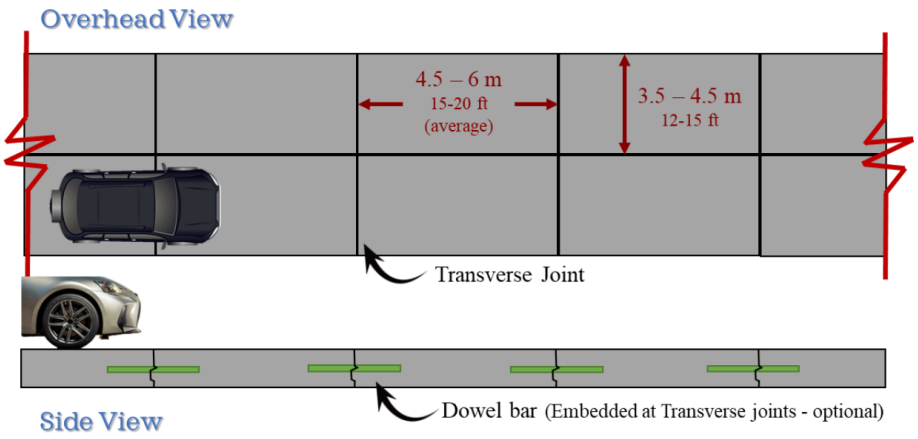


FIGURE 2.5 – Chaussée en béton non armé avec joints [WALUBITA et al. 2017]

2.1.2 Caractéristiques du béton utilisé

En Belgique, spécifiquement en Wallonie, la composition du béton utilisé pour les chaussées doit être conforme au cahier des charges "**Qualiroute**" [Service Public de Wallonie 2021]. L'entrepreneur est libre de choisir la composition du béton à condition de respecter les prescriptions indiquées dans le Tableau 2.6 :

	D_{max} du granulat (mm)	Quantité de ciment (kg/m³)	Rapport eau/ciment E/C	Teneur en air (% -v)
Réseau I				
Couche supérieure (mono ou bicouche)	~~>~~ 32 6,3 < D_{max} ≤ 20 ≤ 6,3	≥ 400 ≥ 400 ≥ 425	≤ 0,45 ≤ 0,45 ≤ 0,42	- 3 ≤ v ≤ 6 5 ≤ v ≤ 8
Couche inférieure (bicouche)	≥ 20	≥ 375	≤ 0,45	
Béton revêtement composite	32	≥ 375	≤ 0,45	
Réseau II et III				
Couche supérieure (mono ou bicouche)	~~>~~ 32 6,3 < D_{max} ≤ 20 ≤ 6,3	≥ 350 ≥ 375 ≥ 400	≤ 0,50 ≤ 0,50 ≤ 0,45	- 3 ≤ v ≤ 6 5 ≤ v ≤ 8
Couche inférieure (bicouche)	≥ 20	≥ 350	≤ 0,50	
Béton revêtement composite	~~32~~ ≥ 20	≥ 350	≤ 0,50	

(d'application à partir du 01/01/2024)

Tableau 2.6 – Prescriptions de la composition du béton des chaussées en Wallonie [Spw 2021]



Le Réseau I englobe les routes du RGG (Réseau à Grand Gabarit). Le Réseau II comprend quant à lui les autres routes régionales ainsi que les routes communales où le trafic lourd dépasse 250 poids lourds par jour et par sens de circulation. Enfin, le Réseau III englobe les voiries qui ne sont pas incluses dans les Réseaux I et II [Spw 2021].

De plus, le module de finesse du sable ou du mélange de sables réalisé en centrale doit être d'au moins 2,0. En Wallonie, la dimension maximale des granulats est limitée à 32 mm. Dans le cas où les goujons sont enfoncés par vibration, la taille maximale des granulats est restreinte à 20 mm. Cependant, avec l'accord du fonctionnaire dirigeant, un $D_{\max}$ de 22 mm peut être utilisé, étant alors assimilé à 20 mm [Spw 2021].

Pour un revêtement dénudé destiné à être circulé à une vitesse de plus de 30 km/h, la quantité de gravillons, exprimée en pourcentage par rapport à la totalité du squelette inerte du béton, doit être soit d'au moins 20 % en masse pour les gravillons compris entre 4 et 6 mm, soit d'au moins 25 % en masse pour les gravillons compris entre 4 et 8 mm. Pour les chaussées en béton, le cahier des charges interdit l'utilisation de cendres volantes [Spw 2021].

Au Québec, la composition du béton doit être conforme à la norme VII-3-3101, qui exige des mélanges de béton de type IIIA ou IIIB, comme décrit dans le Tableau 2.7 :

Type	Résistance à 28 jours (MPa)	Masse minimale de liant (kg/m³)	Type de liant	Rapport eau/liant maximal	Gros granulats (mm)	Teneur en air (%)	Affaissement (mm)		L max (µm)	Écaillage – Masse de débris maximal après 56 cycles (kg/m²)
							± 20	± 30		
I	30	340	GU, GUL, MS, MH, HE, GUb–S	0,45	5–20	5–8	—	80 (1)	230	—
II	30	330	GUb–SF, GUb–F/SF, GUb–S/SF	0,45	5–20	5–8	—	80 (1)	230	—
IIIA	35 (2)	340	GU, GUL, MS, MH, HE, GUb–SF, GUb–F/SF, GUb–S/SF	0,45	5–20	5–8	40	—	230	0,50
IIIB	35 (2)	335	GU, GUL, MS, MH, HE, GUb–SF, GUb–F/SF, GUb–S/SF	0,45	5–28	5–8	40	—	230	0,50
IV	35	410	GU (3), GUL, MS, MH, HE, GUb–S	0,40	5–20	5–8	—	80 (1)	230	—
V	35	340	GUb–SF	0,45	5–20	5–8	—	80 (1)	230	—
		365	GUb–F/SF, GUb–S/SF							
V-P	35	390	GUb–SF, HEb–SF, HEb–N	0,45	5–20	5–8	—	150	230	—
		410	GUb–F/SF, GUb–S/SF		5–14					
VI	35	390	GU (3), GUL, MS, MH, HE	0,40	5–20	5–8	30	—	230	—
VII	35	340	GUb–SF	0,45	5–20	5–8	30	—	230	—
		350	GUb–F/SF, GUb–S/SF							
XII	15	220	GU, GUL, MS, MH, HE, GUb–S, GUb–SF, GUb–F/SF, GUb–S/SF	0,75	5–20	5–8	—	80	—	—

Tableau 2.7 – Prescriptions de la composition du béton des chaussées au Québec [VII-3-3101]

Les définitions de chaque type de liant sont répertoriées dans la norme A3000-18 illustrée dans l'Annexe A.



En Belgique, les ciments portent des appellations différentes. Le ciment GU, par exemple, équivaut au CEMI. Quant au GUL, GUb-SF, GUb-F/SF et Gub-S/SF, ils correspondent au ciment Portland composé (CEMII). Ensuite, le ciment MH est l'équivalent d'un ciment LA. Enfin, le ciment HE correspond à un ciment à haute résistance initiale (HSR).

2.1.3 Texture de surface

La texture de surface joue un rôle crucial dans la réduction du bruit généré par le passage des véhicules et contribue également à la sécurité routière. Il existe une variété de méthodes pour obtenir une texture de surface adéquate. Certaines peuvent être appliquées

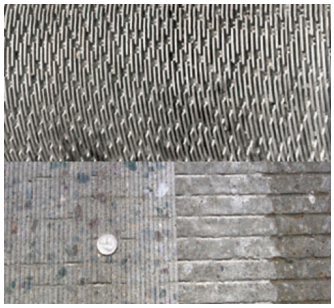
directement sur le béton frais, tandis que d'autres sont réalisées lorsque le béton a durci [FHWA 2019].



(a) Stries transversales avec un peigne métallique



(b) Chaussée en béton dénudé (granulats exposés)



(c) Meulage au diamant

FIGURE 2.8 – Différentes textures de surface des chaussées en béton [FHWA 2019]

La méthode de texture de surface la plus utilisée au Québec est le **rainurage transversal**. Ces stries transversales sont généralement réalisées à l'aide d'un peigne métallique se déplaçant dans la direction voulue sur le béton frais comme le montre la FIGURE 2.8a. Les stries ont typiquement un espacement de 19 mm, une largeur de 3 mm et une profondeur allant de 1,5 à 6 mm. En suivant le même principe, on peut également utiliser un balai à longs poils ou une bande de gazon synthétique pour réaliser des stries transversales [FHWA 2019]. En Belgique, cette méthode a largement été mise en place pendant les années 1970. Cependant, cette approche a été jugée désastreuse en termes de bruit, ce qui a conduit à son abandon. De nos jours, ce type de revêtement n'est plus utilisé en Belgique, et ceux qui existent encore ont été recouverts soit d'un enrobé mince, soit d'un enrobé à squelette pierreux [RENS 2014].

En Belgique, à la fin des années 1970, l'utilisation courante du **béton dénudé**, caractérisé par l'exposition des gros granulats (32 mm à 40 mm) à la surface, était observée, comme représenté sur la FIGURE 2.8b. La couche superficielle de pâte de ciment (généralement 1 à 2 mm) de la chaussée en béton pouvait être enlevée chimiquement, par grenaillage ou à l'aide d'un jet d'eau à forte pression. Cependant, ces routes demeuraient assez bruyantes malgré tout. C'est pourquoi la taille maximale des granulats exposés a été réduite de 32 à 20 mm. La proportion de pierres de petite taille a également été augmentée à au moins 20% du mélange sable/granulats. En procédant ainsi lors du coulage du béton, les granulats plus gros auront davantage tendance à descendre tandis que les plus fins resteront en surface. Cela crée une sorte de macro-texture qui contribue fortement à atténuer le bruit [RENS 2014]. Pour créer une surface à granulat exposé tout en évitant les problèmes de perte d'adhérence, il est impératif de faire usage de granulats durs et résistants au polissage avec une forte angularité dans la couche de surface du béton. Il est à noter que cette technique est également utilisée au Québec [FHWA 2019].

Sur des chaussées en béton déjà existantes, il est également possible d'utiliser le **meulage au diamant** comme le montre la FIGURE 2.8c. En effet, lorsque les chaussées présentent des rainures ou des creux trop importants, cette méthode permet de rectifier la surface afin de la rendre uniforme. Le processus de meulage en diamant implique l'utilisation de lames de scie diamantées. En Belgique, celles-ci sont généralement espacées de 1,5 à 3,2 mm avec une profondeur de 3 à 4 mm [VADEMECUM DU BRUIT ROUTIER URBAIN 2018],

tandis qu'au Québec, l'espacement varie entre 4,5 mm et 6 mm, avec une profondeur de 3 à 19 mm [Liegeois 2024]. Cette technique vise à améliorer la qualité de la surface de roulement, à réduire les vibrations et à garantir une conduite plus sécuritaire.

2.2 Usure des chaussées en béton

L'usure des chaussées en béton au Québec peut être influencée par l'augmentation de l'utilisation des pneus à clous et par l'usage d'abrasifs, deux facteurs liés aux hivers très froid du Québec.

2.2.1 Pneus de voiture

Une cause de l'usure des chaussées en béton pourrait être liée à l'utilisation de plus en plus fréquente des pneus à clous. En effet, lorsqu'ils entrent en contact avec la surface de la chaussée en béton, ils en retirent des particules.

La perte d'adhérence de plus en plus observable sur les chaussées en béton peut être expliquée par une enquête téléphonique menée par le ministère des Transports du Québec dans plusieurs régions du Québec. En effet, cette étude démontre que l'utilisation des pneus à clous a augmenté entre les années 2015 et 2023 [Mtq 2023]. Pour la région de la Capitale-Nationale, par exemple, les résultats sont décrits dans la Figure 2.9.

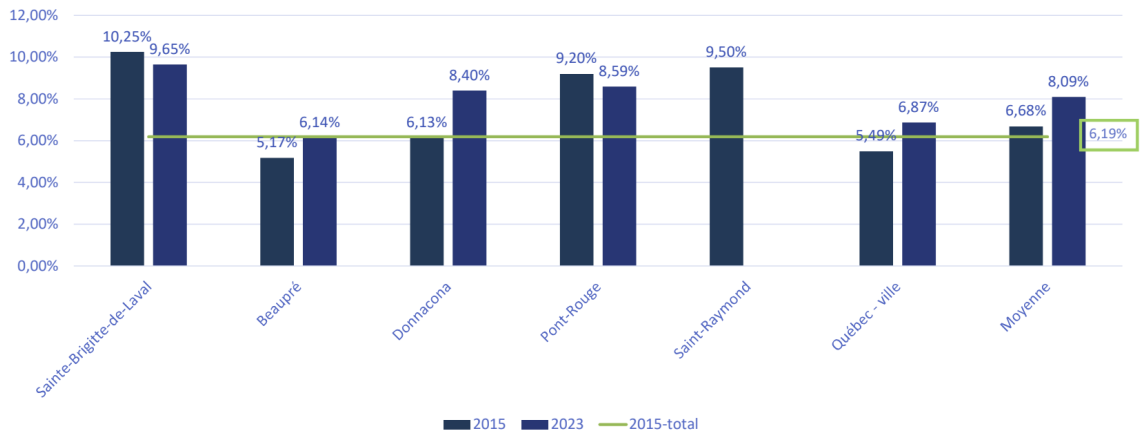


Figure 2.9 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de la Capitale-Nationale [Mtq 2023]

Cette figure montre qu'une augmentation du nombre de pneus à clous utilisés a été observée dans la plupart des villes de 2015 à 2023. Les résultats obtenus pour les autres régions du Québec sont illustrés dans l'Annexe B [Mtq 2023].

2.2.2 Abrasifs utilisés

Les abrasifs sont largement utilisés dans la province du Québec pendant l'hiver, lorsque les routes sont recouvertes de neige et de glace. Le sel de déverglaçage et le sable sont deux exemples d'abrasifs couramment répandus sur les routes pour aider à faire fondre la neige et la glace, ce qui contribue à améliorer la sécurité des conducteurs [Mtq 2019].

Bien que les abrasifs permettent d'améliorer la sécurité à court terme, ils peuvent avoir un impact sur l'usure des routes à long terme. En effet, lorsque les abrasifs entrent en contact avec les pneus et la surface de la route, ils peuvent progressivement éroder les particules du béton, ce qui, avec le temps, peut entraîner une perte d'adhérence problématique mettant en danger la sécurité routière [MTQ 2019].

En Belgique, l'utilisation d'abrasifs se limite principalement au sel de déverglaçage. De plus, les hivers sont généralement moins froids qu'au Québec, ce qui limite leur utilisation. Cela peut expliquer pourquoi le problème de la perte d'adhérence des chaussées en béton est plus marqué au Québec qu'en Belgique.

Au Québec, le Ministère des Transports impose une norme pour les abrasifs afin de limiter la projection de particules sur les véhicules [VII-14-14401]. Ces exigences sont présentées dans les tableaux ci-dessous (FIGURE 2.10) :

Fuseaux granulométriques de spécification pour abrasifs

Tamis	AB–5 (% passant)	AB–10 (% passant)
10 mm	—	100
8 mm	100	—
5 mm	85–99	95–100
2,5 mm	1–15	—
1,25 mm	0–5	0–70
630 µm		0–50
315 µm		0–35
160 µm		0–15
80 µm		0–5

Caractéristiques intrinsèques et complémentaires des granulats pour abrasifs

Granulats fins	Méthode d'essai	Exigence
Caractéristiques intrinsèques : – Micro-Deval (%)	LC 21–101	≤ 35
Caractéristiques complémentaires : – teneur en eau (%)	LC 21–201	≤ 5

FIGURE 2.10 – Normes imposées aux abrasifs par le MTQ [VII-14-14401].

Le fuseau granulométrique AB–5 est bien adapté pour les abrasifs constitués de pierre concassée et, le fuseau granulométrique AB–10, est quant à lui adapté pour les abrasifs composés de sable tamisé, de pierre concassée ou de gravier concassé ou non [VII-14-14401].

Cependant, il n'existe pas encore de norme spécifique concernant les abrasifs visant à réduire leur impact sur l'usure des chaussées en béton.

2.3 Description des paramètres utilisés pour la caractérisation des surfaces des chaussées en béton

2.3.1 Macro-texture et micro-texture

La **macro-texture** se réfère à la structure observable à l'œil nu ou à des échelles relativement grandes. De ce fait, l'échelle de la macro-texture englobe les aspérités dont les dimensions sont de 0,5 mm à 50 mm horizontalement et de 0,2 mm à 10 mm verticalement. La macro-texture est influencée par la taille, la forme et la répartition des granulats grossiers dans le béton [Komaragiri et al. 2020]. Son rôle principal est de favoriser le drainage efficace des eaux de pluie à la surface, sous le pneu, tout en générant également des forces de résistance au roulement en raison de l'enfoncement de ses aspérités dans les pneus. De ce fait, une bonne macro-texture est nécessaire pour maintenir un frottement adéquat par temps humide pour des vitesses supérieures à 72 km/h ainsi que pour éviter l'aquaplanage [Dupont et Bauduin 2005].

La **micro-texture** se réfère à l'organisation interne ou à la disposition des constituants à une échelle très fine dans un matériau ou un objet. De ce fait, l'échelle de la micro-texture englobe les aspérités dont les dimensions sont inférieures à 0,5 mm horizontalement et à 0,2 mm verticalement. Elle dépend des aspérités de surface du revêtement (gravillons, sables, mortier) en contact avec les pneumatiques, ce qui la rend principalement conditionnée par la nature minéralogique des granulats. La micro-texture joue un rôle crucial dans le maintien d'une friction adéquate, que ce soit par temps sec ou humide, lorsque les vitesses sont inférieures à 72 km/h [Hall et al. 2009].

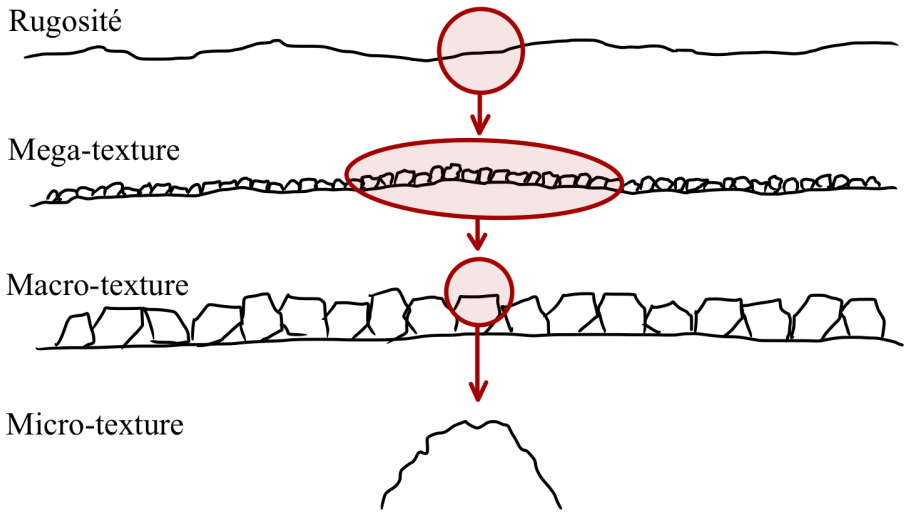


Figure 2.11 – Macro- et micro-texture des chaussées [Hall et al. 2009]

2.3.2 Frottement et adhérence

Lorsque les surfaces de deux objets entrent en contact et sont autorisées à glisser l'une contre l'autre, cela crée une résistance au mouvement. Cette résistance est ce que l'on appelle le **frottement** [Sheng Chen et Liu 2016]. Lorsqu'on se penche plus spécifiquement sur le frottement de la surface de la chaussée, il est question de l'interaction entre un pneu et le matériau de la chaussée [Kumar et Gupta 2021 ; Labbate 2012 ; Mataei et al. 2016]. Cette force de frottement joue un rôle crucial pour la sécurité routière en assurant une adhérence optimale entre les pneus et la chaussée en béton. Elle permet ainsi d'éviter les dérapages et de garantir un contrôle sûr du véhicule, contribuant à une meilleure sécurité routière [Hall et al. 2019]

Les premières recherches sur le frottement ont avancé l'idée que celui-ci résultait uniquement de l'interblocage des aspérités présentes sur les surfaces des matériaux en contact [Rabinowicz 1995]. Cette explication de phénomène de frottement est désignée sous le nom d'hypothèse de la rugosité [Rabinowicz 1995].

Au cours du XXe siècle, grâce aux avancées dans le domaine de la chimie de surface, il est devenu évident que le frottement ne pouvait être attribué uniquement à la rugosité des surfaces en contact. En réalité, la force de frottement résulte de deux phénomènes principaux. D'une part, elle est due aux liaisons de Van der Waals, des liaisons intermoléculaires à l'interface de deux objets, créant des forces qui s'opposent au mouvement relatif. Ce phénomène est connu sous le nom d'**adhérence** et représente généralement 90 pourcent ou plus de la force de frottement globale [Rabinowicz 1995].

D'autre part, la force de frottement comprend également la « rugosité de surface » ou la « composante d'hystérésis ». Cela se traduit par la perte d'énergie du pneu sur la chaussée, causée par la déformation du pneu sur la surface rugueuse de la route [Rabinowicz 1995].

Il en découle que les forces d'adhésion dépendent avant tout de la micro-texture, tandis que les forces de frottement d'hystérésis dépendent essentiellement de la macro-texture [Hall et al. 2009].

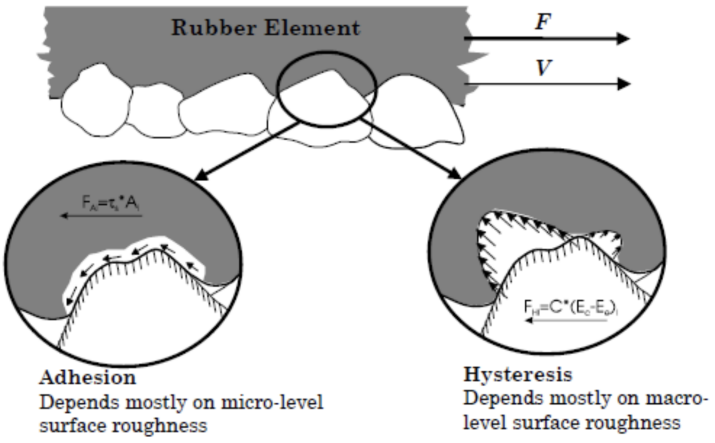


Figure 2.12 – Force d'adhésion et de frottement d'hystérésis à l'interface pneu-chaussée [Hall et al. 2009]

2.3.3 Abrasion et polissage

L'**abrasion** est le résultat de la détérioration physique causée par le contact avec des particules dures se déplaçant sur une surface plus tendre. Ce phénomène survient lorsqu'il y a friction entre deux surfaces. En effet, la surface la plus dure coupera la surface plus molle, entraînant ainsi une perte de matériau et une réduction de sa durée de vie [Scott et Safiuddin 2015].

La résistance à l'abrasion se définit comme la capacité à résister à l'usure résultant de la friction. Dans le contexte des chaussées en béton, la résistance à l'abrasion revêt une importance primordiale lors du choix des matériaux [Scott et Safiuddin 2015]. Pour ce domaine spécifique, deux types d'abrasion sont distingués. D'une part, l'abrasion à deux corps survenant lorsque les aspérités d'une surface sont plus dures que celles de l'autre surface. D'autre part, l'abrasion à trois corps qui se produit lorsque des particules dures, indépendantes des surfaces en contact, glissent ou roulent entre ces deux surfaces [Lamond et Pielert 2006].

Il existe plusieurs méthodes d'essai visant à caractériser la résistance à l'abrasion des chaussées en béton. Parmi ces méthodes, on peut citer le dispositif de mesure du coefficient de frottement (DFT), l'essai Los Angeles, la méthode de la tache de sable, l'essai Micro-Deval ainsi que le pendule britannique. Dans le **chapitre** 3, une explication détaillée du dispositif de mesure du coefficient de frottement (DFT) est fournie. Ce dispositif sera utilisé en laboratoire pour la mise en place du protocole.

L'essai *Los Angeles* (Figure 2.13), tel que décrit par la norme européenne NF EN 1097-2, vise à évaluer la résistance combinée aux chocs et à la détérioration progressive des fractions de granulats comprises entre 4 mm et 50 mm. Il nécessite de placer l'échantillon dans le dispositif Los Angeles constitué d'un cylindre creux en acier. À l'intérieur de ce cylindre sont disposées des billes en acier qui, lors de la rotation du cylindre, entrent en collision avec les particules de l'échantillon.



Figure 2.13 – Essai Los Angeles [Feredeco 2023]

L'essai est donc lancé en effectuant à la machine 500 rotations à une vitesse comprise entre 30 et 33 tours par minute pour toutes les classes de granulats, à l'exception de la classe 25-50 mm où le nombre de rotations est de 1000. Après l'essai, les granulats sont récupérés dans un bac placé sous l'appareil et sont tamisés à travers un tamis de 1,6 mm. La quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm (notée M_1) est ensuite mesurée. Finalement, le coefficient de Los Angeles peut être calculé comme suit [NF EN 1097-2] :

$$\mathrm{LA} = \frac{\mathrm{M} - \mathrm{M}_1}{\mathrm{M}} \cdot 100 \tag{2.1}$$

avec M correspondant à la masse de départ.

En ce qui concerne la méthode de la *tache de sable* (FIGURE 2.14), l'objectif est de déterminer la profondeur moyenne du nivellement de la texture superficielle d'un revêtement. Cette méthode implique l'étalage en mouvement circulaire d'un volume prédéfini de sable sur l'échantillon ou le revêtement choisi. Les creux de la surface sont remplis par la tache de sable circulaire. Ensuite, la profondeur moyenne du nivellement, souvent notée H, peut être simplement calculée en utilisant le volume initial et le diamètre de la tache de sable, comme indiqué dans l'expression ci-dessous.

$$H = \frac{\mathrm{V}}{\pi \cdot \left(\frac{\mathrm{D}}{2}\right)^2} \tag{2.2}$$

avec D le diamètre de la tache de sable [NBN EN 13036-1].

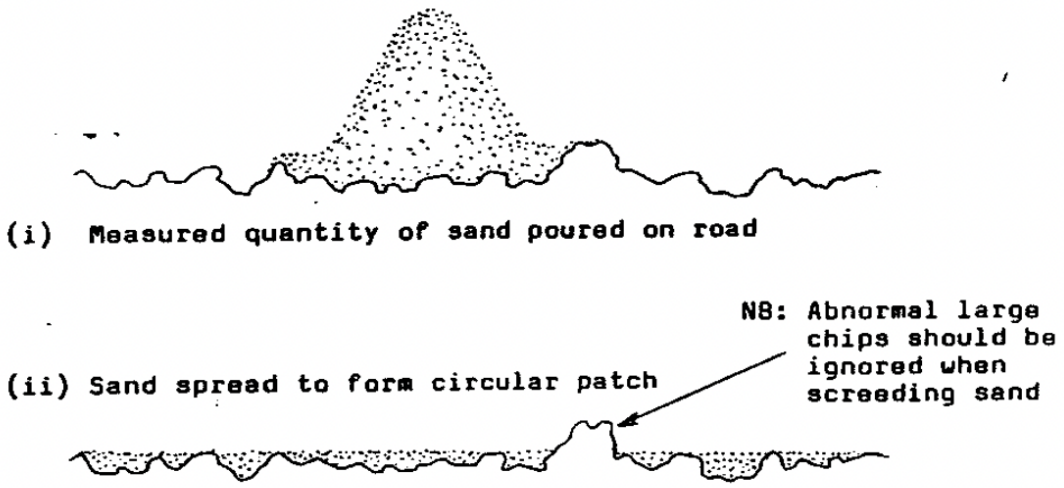


FIGURE 2.14 – Essai de la tache de sable [TRANSIT NEW ZEALAND 1981]

Le *pendule britannique* (FIGURE 2.15), quant à lui, est doté d'un patin en caoutchouc à son extrémité libre. Celui-ci fournit des mesures indirectes via le frottement. Lorsqu'il est lâché sur l'échantillon, le patin entre en contact avec celui-ci, entraînant une remontée plus ou moins importante en fonction du frottement. Cette remontée est le résultat d'une perte d'énergie mécanique. Par conséquent, plus la hauteur de remontée est importante, plus le coefficient de frottement est faible, et vice versa. En utilisant le "british pendulum number", cette hauteur peut être corrélée de manière précise au coefficient de friction [NF EN 13036-4].



FIGURE 2.15 – Dispositif utilisé pour l'essai du pendule britannique [FEREDECO 2023]

L'essai *Micro-Deval* (FIGURE 2.16) est donné par la norme européenne NF EN 1097-1. Ce test implique de soumettre un échantillon à un cycle d'abrasion en présence d'eau, en le mettant en contact avec des billes d'acier à l'intérieur d'un cylindre en rotation sur un banc d'essais.

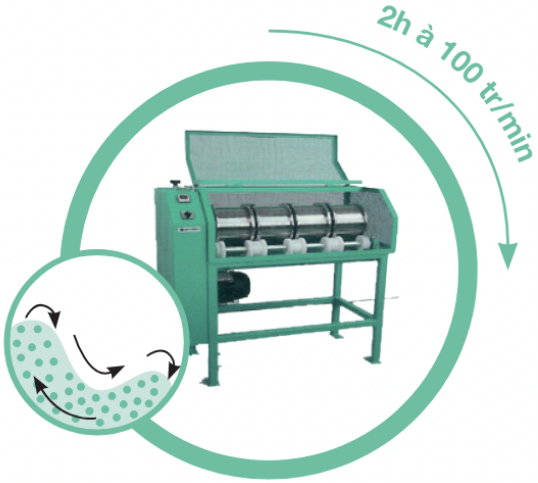


FIGURE 2.16 – Essai Micro-Deval [FEREDECO 2023]

Ensuite, un coefficient Micro-Deval (MDE) est obtenu. Celui-ci correspond au pourcentage (en masse) de l'échantillon initial passant à travers un tamis de 1,6 mm après l'usure. En voici le calcul ci-dessous [NF EN 1097-1] :

$$\text{MDE} = \frac{500 - \text{m}}{500 \cdot 100} \tag{2.3}$$

Plus le pourcentage d'usure est faible, plus l'échantillon est résistant à l'abrasion. Les valeurs de MDE trouvées sont ensuite interprétées grâce aux valeurs présentées au TABLEAU 2.1 suivant.

Tableau 2.1 – Qualité des granulats en fonction du MDE [NF EN 1097-1].

MDE	**Usure du granulat**	**Qualité du granulat**
<10	très faible	Très bon à bon
10 à 20	faible	bon à moyen
20 à 35	moyenne	moyen à faible
>35	importante	très faible

Toutefois, aucune de ces méthodes n'est suffisante à elle seule pour prendre en compte tous les aspects de l'abrasion du matériau. Des facteurs tels que la dureté des granulats, une résistance insuffisante à la compression, un rapport eau-liant élevé, ainsi qu'une mauvaise cure ou finition, peuvent expliquer la faible résistance à l'abrasion observée dans certains bétons [Lamond et Pielert 2006].

Le **polissage** se réfère au processus durant lequel la surface d'un matériau devient lisse et brillante à la suite d'un frottement continu. Cela peut se produire naturellement au fil du temps ou être intentionnellement induit par des processus de polissage mécanique ou chimique. Pour évaluer la résistance au polissage d'un échantillon, le test du résidu insoluble dans l'acide (AIR) et l'essai PSV (Polishing Stone Value) peuvent être réalisés.

Le test *AIR*, prescrit par la norme internationale ASTM D3042, a pour objectif d'évaluer le pourcentage de résidus insolubles présents dans les granulats carbonatés en utilisant une solution d'acide chlorhydrique pour déclencher la réaction des carbonates. Cette quantité de matériaux non carbonatés (insolubles) au sein des granulats permet de déterminer la tendance au polissage des pierres utilisées dans les revêtements routiers ainsi que les propriétés de friction des surfaces de chaussée [ASTM D3042].

Finalement, l'essai *PSV* (Polished Stone Value) représenté à la Figure 2.17, évalue la rapidité avec laquelle des échantillons de granulats deviennent lisses après plusieurs passages de pneus. Pour ce faire, une machine de polissage accéléré simule l'impact des pneus sur la route. De plus, l'essai est réalisé en présence d'abrasifs ajoutés de manière automatique pendant le test. Après ce polissage, un essai de frottement est d'abord effectué sur des échantillons de contrôle afin de calibrer l'appareil. Ensuite, chaque échantillon est testé individuellement. Les résultats du PSV sont exprimés en catégories telles que PSV68, PSV62 ou PSV56. Une valeur PSV plus élevée indique que le granulat maintient mieux sa texture rugueuse dans le revêtement routier, ce qui signifie qu'un granulat ayant un PSV élevé est moins sujet au polissage avec le temps et inversement [ASTM D3319].

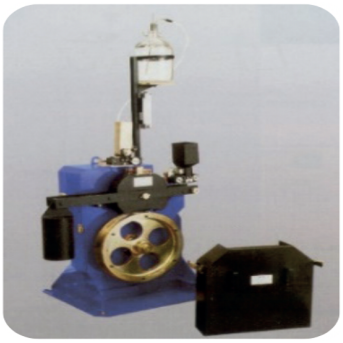


Figure 2.17 – Essai PSV (Polished Stone Value) [Feredeco 2023]

Au Québec, l'essai CPP (essai de polissage par projection), donné par la norme LC 21-102, est l'équivalent de l'essai PSV (Polished Stone Value). Le principe de cet essai est de fournir une mesure relative caractérisant l'état limite de polissage des granulats sous le trafic routier, mesuré par le coefficient de polissage par projection (CPP). Pour ce faire, il faut d'abord polir l'échantillon testé en projetant de l'émeri dans un appareil de polissage, illustré à la FIGURE 2.18 [LC 21-102]. L'appareil de polissage se compose des éléments suivants :

- D'un tamis de 10 mm.
- De plusieurs moules plans pour la confection des éprouvettes d'essai.
- D'un dispositif vibrant permettant la disposition rapide des granulats dans les moules.
- Une machine de polissage permettant de soumettre quatre éprouvettes à un jet d'abrasifs fins et d'eau sous une pression de 10 MPa, incliné à 40° par rapport à la surface des éprouvettes, et de décrire 20 cycles de balayage suivant le schéma de la FIGURE 2.18 1. Deux cycles successifs sont décalés de 0,25 mm.
- D'une buse d'orifice circulaire de 1,35 mm de diamètre placée à la sortie du circuit d'eau sous pression. Celle-ci est déplacée pendant le cycle de balayage dans un plan parallèle à la surface des éprouvettes.
- D'abrasifs fins.

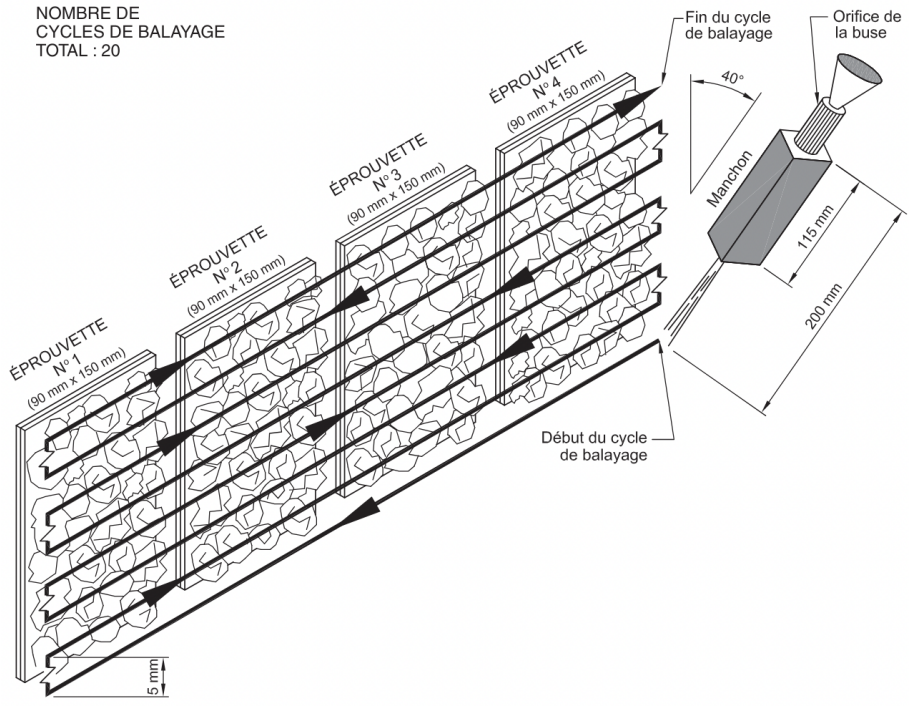


FIGURE 2.18 – Essai CPP (essai de polissage par projection) [LC 21-102].

Ensuite, la mesure de la rugosité finale des granulats se fait à l'aide du pendule britannique [LC 21-102].

2.4 Choix du type de chaussée

Au Québec

L'orientation ministérielle sur le choix des types de chaussées (souples ou rigides) sous la responsabilité du ministère des Transports du Québec se base sur plusieurs critères. Ce choix est révisé tous les cinq ans. Comme mentionné précédemment, ces deux types de chaussées se distinguent par leur réponse différente aux charges lourdes appliquées. Par conséquent, le choix du revêtement de chaussée est fortement influencé par les conditions de circulation. Ces conditions prennent en compte le débit de la circulation ainsi que le nombre de véhicules lourds [Gouvernement du Québec, ministère des Transports du Québec (Mtq) 2012].

Un autre aspect à prendre en compte est l'aspect économique. Cette analyse économique a été réalisée par le ministère des Transports du Québec. Elle vise à comparer le rendement de l'investissement sur une période déterminée pour différentes techniques d'intervention. Le Ministère a ainsi élaboré 16 scénarios types en fonction de divers critères qui influent sur la conception structurelle des chaussées et leur entretien futur. De ce fait, le choix le plus économiquement avantageux à long terme est celui qui répond aux exigences de conception structurale et fonctionnelle tout en ayant la plus faible valeur actualisée [Mtq 2012].

De plus, afin de prendre en compte l'impact des chaussées sur notre environnement, une Analyse de Cycle de Vie (ACV) est mise en place. Cette analyse intègre l'ensemble des ressources utilisées et des émissions produites au cours des 50 premières années d'utilisation de la chaussée. L'ACV englobe l'extraction des matières premières, leur production et leur transport, ainsi que les travaux de construction, d'entretien et d'exploitation, tout comme l'élimination des déchets en fin de vie. Ces données sont ensuite traduites en impacts potentiels sur l'environnement, incluant des répercussions sur la santé humaine, le changement climatique, la qualité des écosystèmes et la pérennité des ressources [Mtq 2012].

Ensuite, le Ministère a réalisé une analyse multicritère prenant en compte plusieurs des aspects cités plus haut, y compris des paramètres qui ne peuvent pas nécessairement être quantifiés monétairement. À l'aide de cette analyse multicritère, il est possible de pondérer chaque critère en fonction de son importance respective. Cette méthode permet de déterminer dans quelle mesure les chaussées en béton ou en enrobé satisfont à ces critères. Les critères ont été regroupés en 5 catégories avec une pondération définie comme suit :

- Impact sur l'environnement (déterminé par l'ACV) - 32 %
- Répercussions sur les usagers - 25 %
- Interventions en matière d'exploitation - 18 %
- Interventions en matière de construction - 15 %
- Planification et gestion - 10 %

En associant l'analyse économique à l'analyse multicritère, le Ministère a pu déterminer quel type de chaussée devrait être installé sur chaque tronçon afin d'optimiser le rendement à long terme. Les 16 scénarios ont ensuite été regroupés en 4 scénarios en fonction du type de trafic et du nombre de voies. Ensuite, une courbe de régression des valeurs actualisées a été tracée pour chaque scénario. Ces courbes permettent de déterminer le seuil du nombre de poids lourds (camions) à partir duquel les chaussées en béton deviennent plus rentables que les chaussées en enrobé. Finalement, pour prendre en compte l'analyse multicritère, le Ministère a déterminé qu'il fallait un écart actualisé net de 8 % entre la courbe des chaussées en béton et enrobé, pour que les chaussées en béton deviennent plus rentables que les chaussées en enrobé, comme illustré sur la FIGURE 2.19 [MTQ 2012].

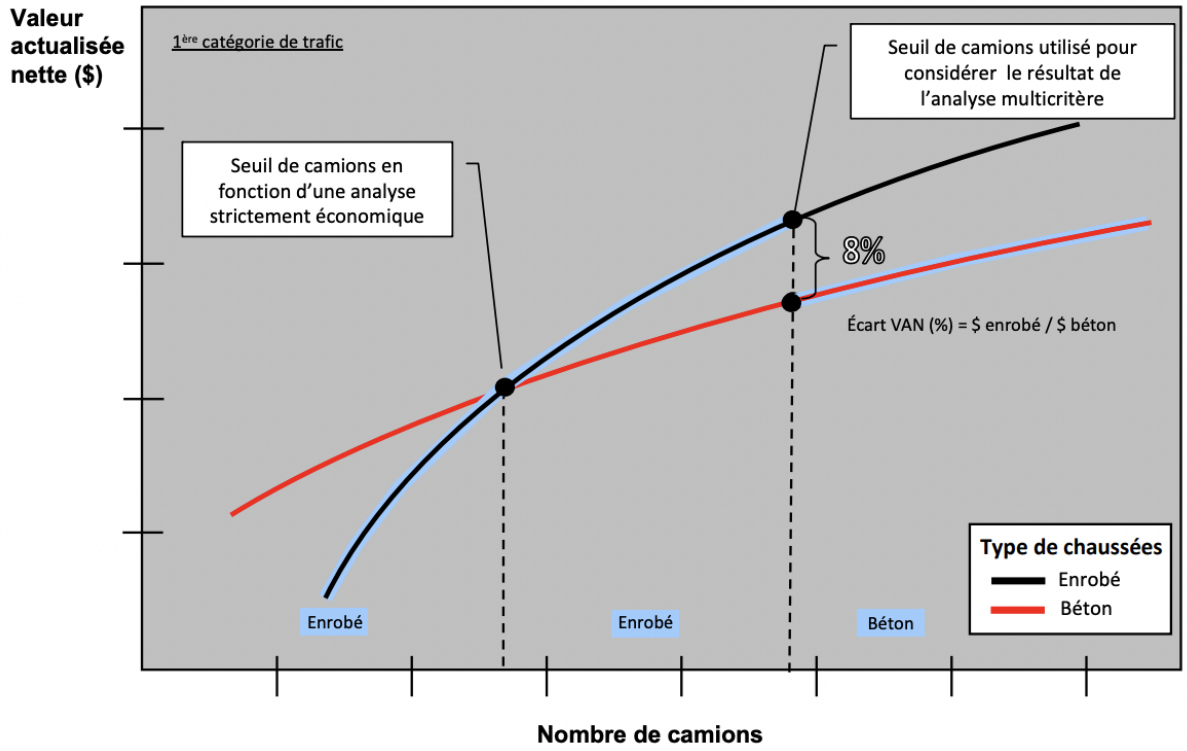


FIGURE 2.19 – Détermination du nombre de camions à partir duquel la chaussée en béton devient plus rentable [MTQ 2012]

Au Québec, cette analyse permet d'expliquer pourquoi les chaussées en béton sont principalement utilisées sur les grands axes routiers où le transport des marchandises est le plus intense. Cela souligne également l'importance de trouver des solutions pour remédier à l'usure prématurée des chaussées en béton, étant donné que cela concerne un grand nombre de routes principales.

En Belgique

En Belgique, plusieurs aspects vont déterminer le choix, et leur pertinence variera considérablement d'un maître d'ouvrage à l'autre.

L'utilisation du béton s'avère plus complexe en termes de conception et de mise en œuvre. La réalisation d'une chaussée en béton est généralement accompagnée d'une rénovation totale de la voirie, rendant les travaux plus importants et plus longs. En revanche, lorsqu'elle est bien réalisée, une chaussée en béton possède une longue durée de vie et nécessite peu, voire aucun entretien pendant cette période. En comparaison, une voirie avec un revêtement bitumineux doit subir un entretien régulier de la couche de roulement. En théorie, cette couche doit être fraisée et reposée tous les 7 à 8 ans [Rens 2014].

En ce qui concerne les investissements, ils sont totalement différents et beaucoup plus coûteux pour les routes en béton. Mais compte tenu de la longue durée de vie de ces routes, les courbes s'inversent à long terme (voir la Figure 2.20). Il y a donc une décision de vouloir investir sur le long terme ou plutôt, pour les revêtements bitumineux, sur le court terme, mais de manière plus importante en termes de surface de voirie pour un même budget [Rens 2014].

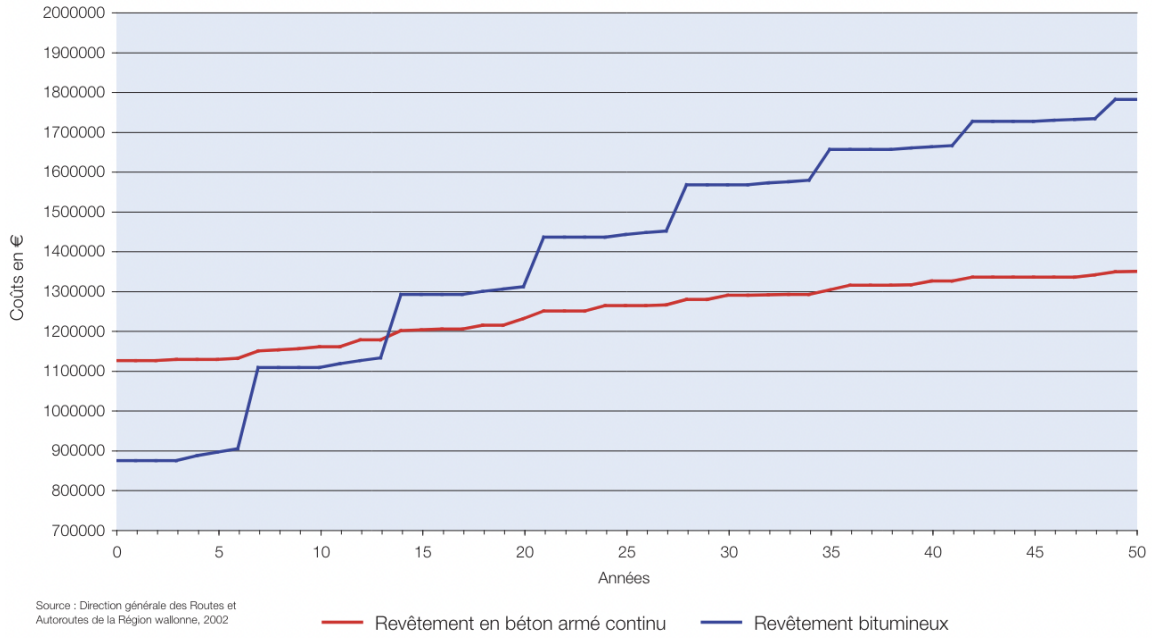


Figure 2.20 – Coûts d'investissement et d'entretien pour une structure en béton armé continu et une structure bitumineuse [Rens 2014]

Dès lors, le béton trouve sa place pour les chaussées fortement et lourdement empruntées, telles que les autoroutes. Le béton est résistant et se déforme peu au passage des poids lourds. De plus, comme il nécessite peu d'entretien, le nombre d'interventions est limité, ce qui permet de fluidifier le trafic sur les routes à circulation élevée. C'est pour cette raison que le béton est largement présent sur nos autoroutes belges, particulièrement en Flandre. En Wallonie, bien que le béton soit également utilisé, il est souvent recouvert d'une couche de revêtement bitumineux pour améliorer le confort de roulement, comme c'est le cas pour les autoroutes E411 et E25 [Rens 2014].

2.5 Conclusion

L'augmentation de l'utilisation des pneus à clous, les conditions climatiques, ainsi que l'utilisation des abrasifs a fait que les problèmes d'adhérence rencontrée sur les chaussées en béton sont de plus en plus présents au Québec. En conséquence, la perte d'adhérence affecte plus rapidement les chaussées en béton dans les pays froids en raison des conditions climatiques rencontrées. De plus, comme vu plus haut, les chaussées en béton concernent un grand nombre de routes principales, d'où le fait que cette perte d'adhérence nuit fortement à la sécurité routière.

Le tout souligne l'importance de remédier à cette situation en développant des compositions de béton plus résistantes aux conditions auxquelles elles sont exposées. Pour atteindre cet objectif, la création d'un protocole d'essais en laboratoire est essentielle afin de reproduire fidèlement les conditions rencontrées sur le terrain dans un délai raisonnable. Cela permettrait de mieux comprendre les causes de cette perte d'adhérence excessive. En identifiant les facteurs responsables de ces problèmes, il serait alors possible de formuler des compositions en béton efficaces pour améliorer la durabilité et la sécurité des chaussées en béton, assurant ainsi une meilleure performance sur le long terme.

Chapitre 3

Méthodologie

Ce chapitre se concentre sur la partie de ce projet réalisée en laboratoire. Il décrit précisément les dispositifs utilisés dans le cadre de ce projet ainsi que les démarches exactes suivies lors de ce protocole d'essais.

3.1 Description des dispositifs utilisés dans le cadre du protocole expérimental en laboratoire

3.1.1 Three-Wheel Polishing device (TWPD)

Le dispositif de polissage à trois roues (TWPD) (Figure 3.1) est un équipement utilisé pour évaluer la résistance au polissage de matériaux en simulant l'abrasion due au trafic. Ce système a été développé pour simuler rapidement en laboratoire l'usure des chaussées en service. Il est composé d'un moteur qui fait tourner une plateforme circulaire sur laquelle trois roues libres sont fixées à 120 degrés d'écart. Les roues tournent sur une dalle d'essai pendant un certain nombre de cycles à une certaine vitesse pour produire une usure représentative de la surface et caractériser le comportement du matériau vis-à-vis des phénomènes d'abrasion et de polissage [Whitney et al. 2013].



Figure 3.1 – Three Wheel Polishing Device [Whitney et al. 2013]

À l'origine développé par le National Center for Asphalt Technology (NCAT) pour

évaluer la résistance au polissage de l'asphalte, le dispositif a été adapté pour des études sur le béton à l'Université du Texas à Austin. Cette adaptation a impliqué le remplacement des roues pneumatiques d'origine par des roues en polyuréthane (duromètre 85) et l'ajout d'un amortisseur de vibrations entre la boîte de vitesses et la table tournante [Whitney et al. 2013].

Le diamètre d'usure sur la surface de la dalle d'essai est ajusté pour correspondre parfaitement au diamètre de mesure du DFT pour la mesure du coefficient de frottement. De plus, il est possible de modifier la masse appliquée sur les roues. En effet, pour ajuster la force normale appliquée sur le train de roues, il est surmonté d'une base pour insérer des poids (plaques d'acier circulaires). En outre, le TWPD est équipé d'un système d'alimentation en eau permettant de simuler des conditions humides, telles qu'on les retrouverait dans des conditions météorologiques réelles [Whitney et al. 2013].

3.1.2 Dispositif de Mesure du Coefficient de Frottement (DFT)

Le Dispositif de Mesure du Coefficient de Frottement (DFT) illustré sur la Figure 3.2 représente une innovation japonaise permettant d'évaluer le coefficient de frottement généré entre un patin en gomme et la chaussée lors du processus de freinage. Bien que son développement initial ait été axé sur la mesure du coefficient de friction sur les surfaces routières, il offre également une utilisation pour évaluer les coefficients de frottement d'échantillons préparés en laboratoire [Cerezo et al. 2013].



Figure 3.2 – Appareil DFT pour la mesure du coefficient de friction

Cet appareil se compose d'un dispositif de mesure et d'un système d'acquisition intégré. Comme représenté sur la Figure 3.3, ce dispositif de mesure comprend un plateau rotatif circulaire d'un diamètre de 335 mm, sur lequel reposent trois patins en gomme de forme cubique, mesurant 20 mm de côté et 6 mm de hauteur. Ces patins sont reliés au plateau rotatif par des lames souples en acier. Le dispositif mesure ensuite le couple nécessaire pour arrêter ces trois patins, lequel est ensuite converti en coefficient de friction [Cerezo et al. 2013].

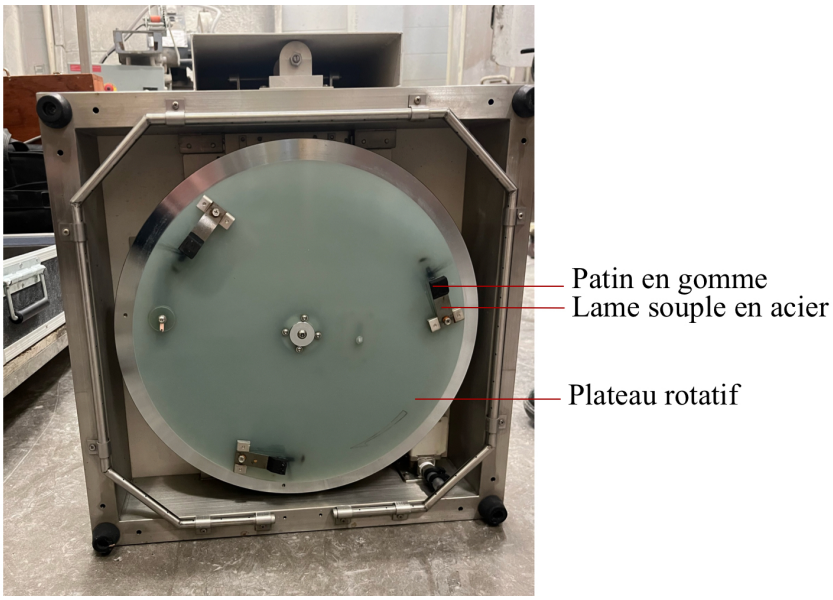


FIGURE 3.3 – Dessous de l'appareil DFT

Avant d'entamer les mesures, il est nécessaire d'humidifier la surface à tester afin d'éviter toute surchauffe de l'appareil durant les essais. Une fois le dispositif activé, il se met en rotation sans entrer en contact avec la surface à tester jusqu'à atteindre une vitesse de 80 km/h. Ensuite, le plateau est relâché sur la surface, entraînant ainsi une décélération jusqu'à l'arrêt complet. L'évolution du coefficient de frottement tout au long du processus de freinage entre les patins et le revêtement est ensuite mesurée à l'aide du logiciel de traitement fourni avec l'appareil. Les valeurs typiques générées par ce logiciel sont désignées par DFT20, DFT40 et DFT60, correspondant respectivement aux coefficients de frottement lorsque la vitesse du plateau rotatif est de 20, 40 et 60 km/h. Ce logiciel présente généralement une courbe de freinage, illustrant la variation du coefficient de friction en fonction de la vitesse (vitesses allant de 0 à 80 km/h), comme représenté dans la FIGURE 3.4 [CEREZO et al. 2013].

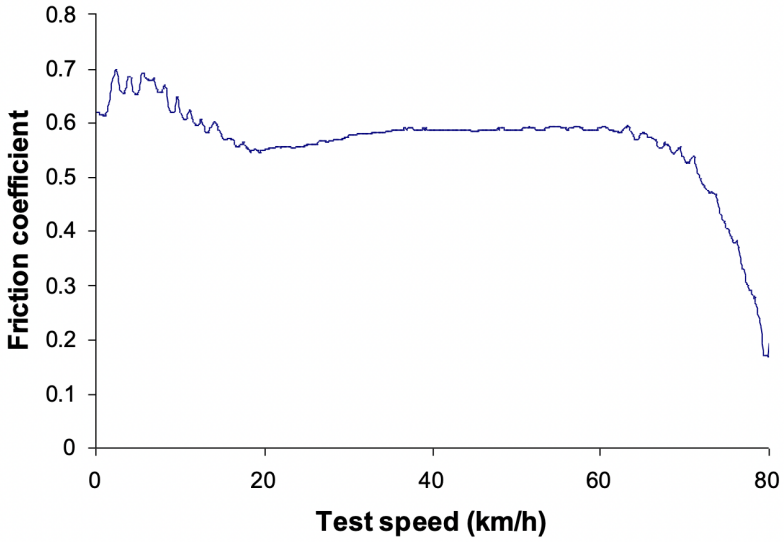


FIGURE 3.4 – Courbe de freinage enregistrée lors d'un essai DFT à l'aide du logiciel de traitement [LIEGEOIS 2024].

3.1.3 Scanner MMT 3D optique MetraSCAN

Le MetraSCAN est un dispositif permettant de scanner en 3D un large éventail de pièces de différentes tailles et textures en temps réel. Son volume de mesure est extensible, ce qui lui permet de s'adapter facilement sans compromettre son niveau de précision.

Ce type d'appareil fonctionne grâce à la méthode de triangulation. Cette méthode comprend un laser, une surface à scanner ainsi qu'un détecteur. Lorsque le laser est émis sur la surface à scanner, celle-ci réfléchit le laser dans plusieurs directions. À ce moment-là, une partie des réflexions peut être captée par le détecteur (caméra), ce qui permet d'obtenir une représentation 3D de la surface scannée [Creaform 2023]. Cette méthode est représentée dans la Figure 3.5.

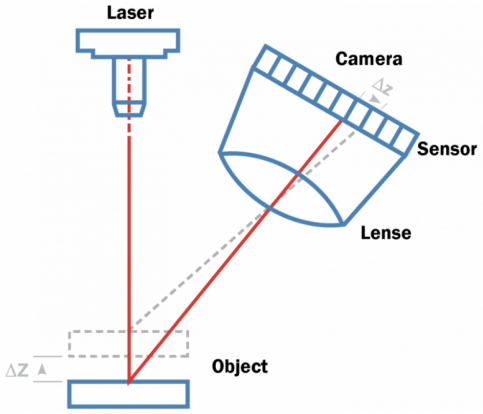


Figure 3.5 – Méthode de triangulation utilisée par l'appareil laser MetraSCAN [Creaform 2023]

Afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ensemble, il est de ce fait essentiel d'avoir à disposition un C-tracker (détecteur), un scanner et le logiciel VXelements. Le C-tracker ainsi que le MetraSCAN sont équipés de cibles de positionnement. Comme illustré sur la Figure 3.6, les cibles permettent au logiciel de déterminer avec précision la position du scanner dans l'espace en utilisant la méthode de triangulation. Le MetraSCAN permet donc d'obtenir une représentation numérique fidèle de la pièce.

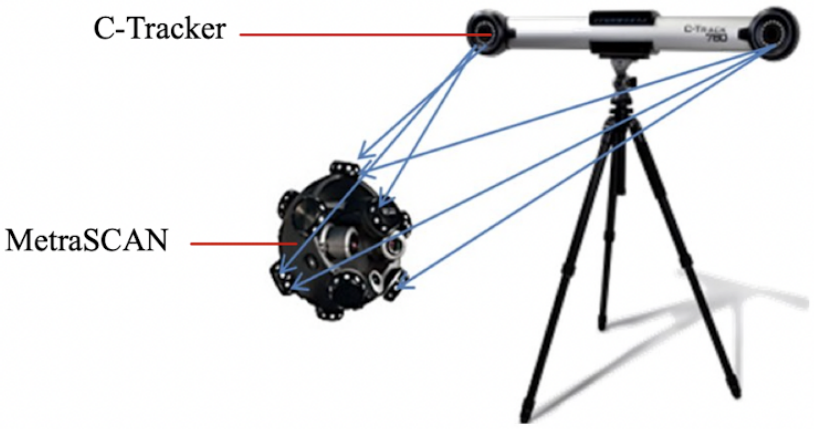


Figure 3.6 – Appareil laser MetraSCAN et détecteur C-Track [Creaform 2013]

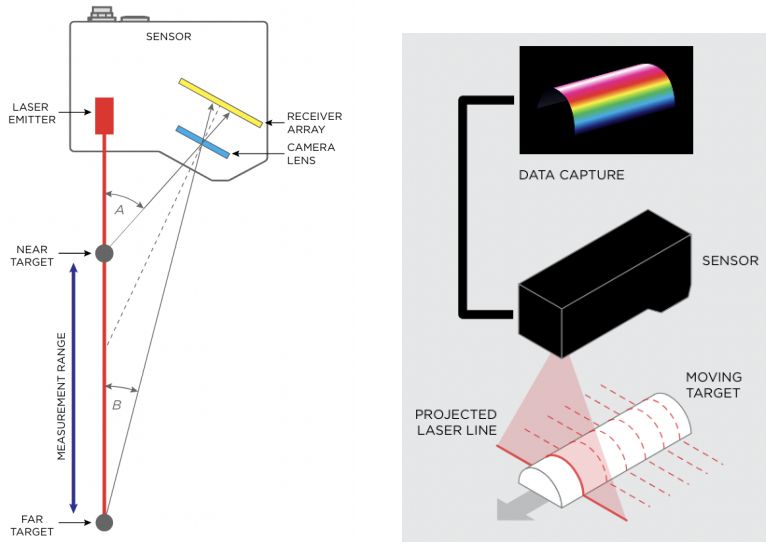
En ce qui concerne la méthode d'acquisition de surface, elle se base sur l'observation des lignes laser projetées sur la pièce à scanner. Pendant cette opération, les données sont enregistrées en fonction de la position précise du scanner. En d'autres termes, c'est comme si le laser "peignait" la surface pour en capturer chaque détail.

La différence par rapport à la technologie de base (méthode de triangulation) est que le MetraSCAN possède deux lasers ainsi que deux détecteurs, ce qui permet une acquisition de données deux fois plus rapide. En effet, lors du balayage de la surface, les lasers permettent de balayer dans deux directions simultanément.

3.1.4 Profilomètre laser Gocator (LMI Technologies)

Le laser Gocator a été développé par l'entreprise LMI Technologies. Cet appareil permet également de scanner des surfaces à l'aide d'un laser pour obtenir une représentation 3D précise de l'objet scanné.

Ce laser utilise également la méthode de triangulation, telle qu'illustrée à la FIGURE 3.5. Il existe plusieurs types de technologies 3D (dispositif à point unique, dispositif à profil de ligne, dispositif instantané). Dans ce cas-ci, on utilise un dispositif à profil de ligne (FIGURE 3.7b) qui emploie généralement une ligne laser projetée pour créer un profil de section transversale afin de mesurer les aspects du contour d'un objet [LMI TECHNOLOGIES 2016].



(a) Méthode de la triangulation

(b) Profil de ligne

FIGURE 3.7 – Profilomètre laser Gocator [LMI TECHNOLOGIES 2016]

Cet appareil ne scanne que dans une seule direction, contrairement au MetraSCAN. De plus, le MetraSCAN offre une résolution plus détaillée de l'objet scanné. En revanche, la caméra (détecteur de laser) ainsi que le laser sont intégrés dans le même dispositif, ce qui permet de le déplacer plus facilement que le MetraSCAN.

Dans la Section 4, nous comparerons les résultats de ces deux appareils afin de déterminer lequel est le plus adapté, en termes de temps et de résolution, à la réalisation du protocole expérimental.

3.1.5 Échelle d'appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile) de l'ICRI

L'échelle d'appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile) de l'ICRI (International Concrete Repair Institute) est une méthode largement utilisée en Amérique du Nord pour évaluer rapidement la rugosité ou la texture des surfaces en béton, préalablement à des interventions protectives ou curatives. Cette échelle permet de classer visuellement la texture de la surface du béton en fonction de son profil, en utilisant des plaquettes spéciales contenant différentes textures de surface [ICRI 2013].

L'échelle CSP comprend dix niveaux de texture de surface, allant de CSP 1 à CSP 10, chacun correspondant à un niveau de rugosité spécifique. Voici une description de chaque niveau [ICRI 2013] :

- CSP 1 : Surface lisse : aucun profil de surface visible. Cette texture a été obtenue au moyen d'acide.
- CSP 2 : Légèrement rugueux : un profil de surface très faible est visible, obtenue par meulage (*grinding* en anglais).
- CSP 3 : Légèrement rugueux : un profil de surface faible est visible, réalisé par un grenaillage léger.
- CSP 4 : Légèrement rugueux : un profil de surface moyen est visible, obtenue par scarification légère.
- CSP 5 : Rugueux : un profil de surface modéré est visible. Cette texture a été réalisée à l'aide de grenaillage moyen.
- CSP 6 : Rugueux : un profil de surface moyen à élevé est visible, obtenue par scarification moyenne.
- CSP 7 : Très rugueux : un profil de surface élevé est visible, réalisé à l'aide d'un grenaillage abrasif intensif.
- CSP 8 : Très rugueux : un profil de surface très élevé est visible. Pour obtenir ce profil, la surface a été rabotée (*scabbled* en anglais).
- CSP 9 : Très rugueux : un profil de surface extrêmement élevé est visible. La surface subit une scarification intensive, souvent par fraisage rotatif.
- CSP 10 : Très rugueux : un profil de surface extrêmement élevé est visible, réalisé à l'aide d'un brise-béton portatif suivi de sablage abrasif.

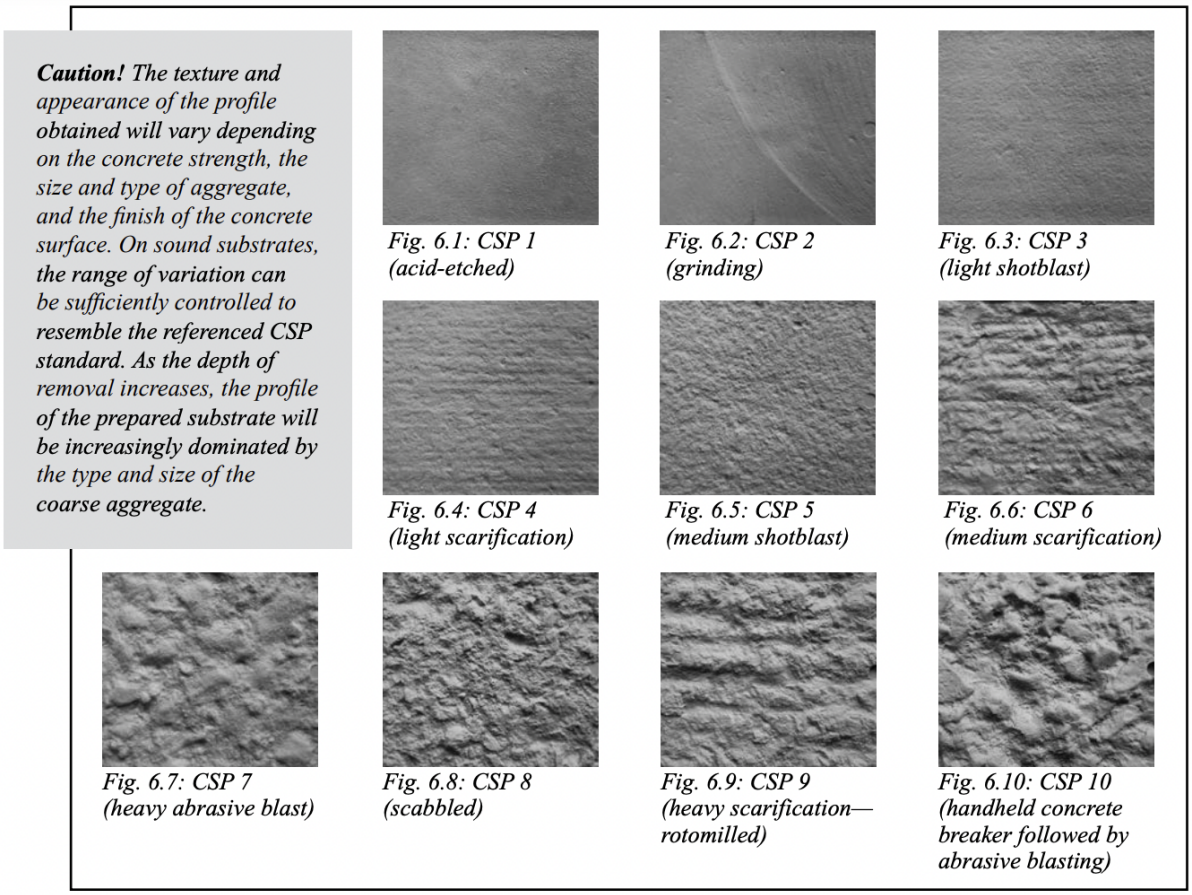


FIGURE 3.8 – Système d'appréciation visuel CSP proposé par l'ICRI pour évaluer la rugosité d'une surface en béton [ICRI 2013].

3.2 Paramètres à fixer avant le début du protocole expérimental

Avant d'entamer le protocole expérimental, il est impératif de définir certains paramètres fondamentaux, notamment la géométrie des échantillons à utiliser, le matériau des roues du dispositif de polissage à trois roues ainsi que les abrasifs à employer.

3.2.1 Dimensions des corps d'épreuve

La sélection de la géométrie des corps d'épreuve a été principalement conditionnée par les dispositifs à utiliser ultérieurement. Il était essentiel que les dalles aient une dimension supérieure à 400 mm, étant donné que cela représente le diamètre extérieur de la zone d'usure générée par le TWPD. De plus, il était important qu'elles ne soient pas excessivement longues afin de pouvoir être aisément insérées dans ce dispositif [LIEGEOIS 2024].

De ce fait, les premiers échantillons utilisés dans le cadre du protocole expérimental du ministère des Transports du Québec étaient des dalles carrées mesurant 500 mm de long pour une épaisseur de 80 mm. Cependant, leur masse ($\pm$ 50 kg) rendait leur manipulation par une seule personne difficile. Cette contrainte a nécessité une réorientation dans le choix de la géométrie des dalles [LIEGEOIS 2024].

En conséquence, la longueur a été réduite de 500 mm à 450 mm. l'épaisseur de la dalle a été optimisée en prenant en compte la nécessité qu'elle soit suffisamment épaisse pour accommoder les dimensions minimales des particules des gros granulats présents dans l'échantillon à tester. Afin d'assurer cela, l'épaisseur de la dalle a été fixée à trois fois la taille du plus gros granulat, soit 60 mm, en supposant un diamètre maximal ($D_{\max}$) de 20 mm. Ces modifications ont entraîné une réduction de la masse de l'échantillon, passant d'environ 50 kg à un peu moins de 30 kg [Liegeois 2024].



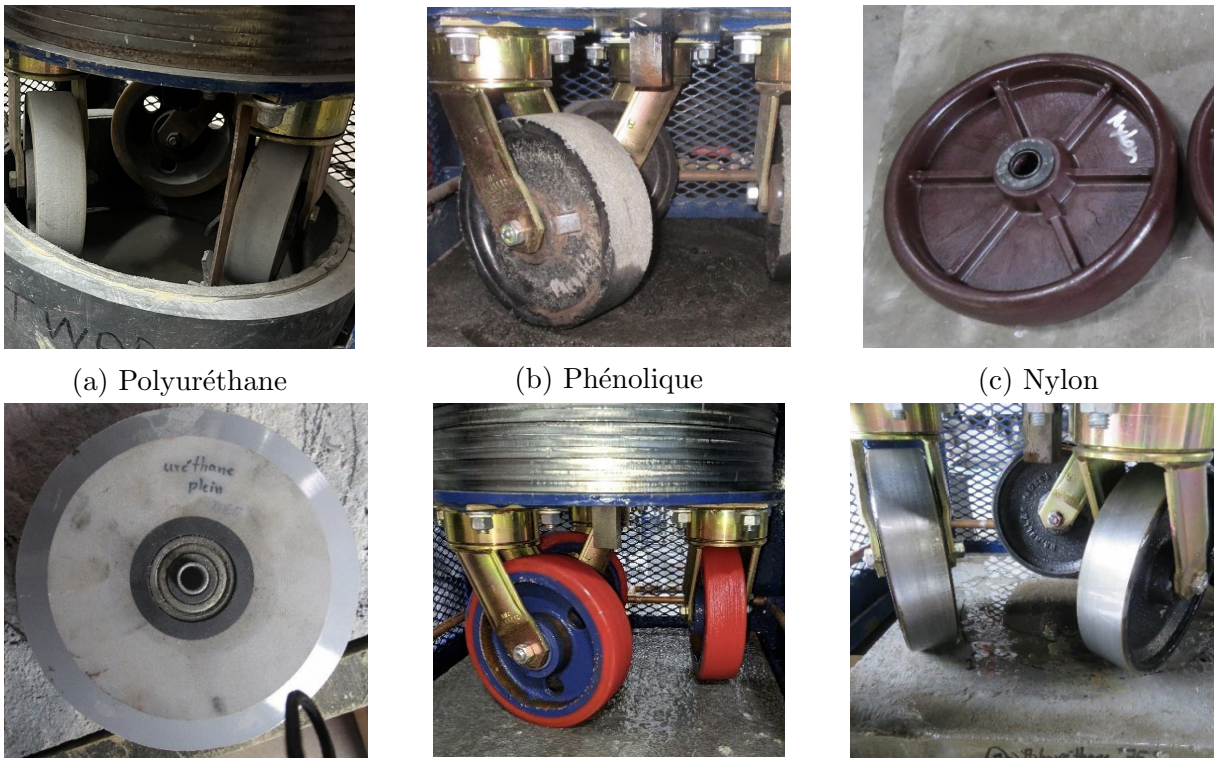
Figure 3.9 – Comparaison des dimensions de l'ancien échantillon (à droite) avec le nouveau (à gauche) [Liegeois 2024]

3.2.2 Choix du matériau des roues du TWPD

Avant d'entamer le protocole d'essai, des études préliminaires menées par le MTQ ont été réalisées concernant les types de roues à utiliser afin d'obtenir un résultat d'usure optimal. Toutes les roues testées avaient une largeur de 50 mm [Fournier et al. 2022]. Les matériaux de roues suivants ont été préalablement testés :

- Polyuréthane (Figure 3.10a)
- Phénolique (Figure 3.10b)
- Nylon (Figure 3.10c)
- Uréthane (Figure 3.10d)
- Topthane (Figure 3.10e)
- Acier (Figure 3.10f)

L'étude démontre que le **polyuréthane** semble être le matériau le plus efficace pour ce projet. En effet, ce matériau se révèle très durable et pourrait potentiellement être sollicité jusqu'à un million de cycles, tout en générant la texture recherchée [Fournier et al. 2022].



(a) Polyuréthane (b) Phénolique (c) Nylon

(d) Uréthane (e) Topthane (f) Acier

FIGURE 3.10 – Matériau des roues du TWPD [FOURNIER et al. 2022]

3.2.3 Choix des abrasifs utilisés

Des travaux antérieurs réalisés dans le cadre des phases préliminaires de développement de ce protocole expérimental ont démontré que le TWPD équipé de roues en polyuréthane n'était pas en mesure de générer une usure suffisante dans un délai raisonnable. C'est pourquoi l'utilisation d'abrasifs a été introduite. Cependant, l'utilisation des abrasifs présentait une contrainte majeure : leur utilisation en présence d'eau. C'est pourquoi la décision a été prise d'effectuer les essais dans des conditions sèches, évitant ainsi l'utilisation du système hydraulique du TWPD [FOURNIER et al. 2022].

L'un des premiers abrasifs testés sur les échantillons était du sable naturel de composition granitique. Cependant, après plusieurs essais, il s'est avéré que les particules de sable s'usaient trop rapidement. En effet, il a été démontré que le sable granitique présentait une usure et une fragmentation importante après seulement une heure (± 2 000 cycles) [LIEGEOIS 2024].

Ainsi, les choix ont été réorientés vers des abrasifs composés de matériaux plus durs. Les recherches sur le choix des abrasifs se sont donc concentrées sur trois options différentes : des particules de forme polyédrique en oxyde d'aluminium, des particules de forme polyédrique en oxyde d'acier (grit shot), ainsi que des billes en acier (steel shot). Différentes tailles de ces abrasifs ont été testées antérieurement [LIEGEOIS 2024].



(a) Particules en oxyde d'acier (grit shot)



(b) Billes composées d'acier (steel shot)



(c) Particules en oxyde d'aluminium

FIGURE 3.11 – Choix des abrasifs utilisées [LIEGEOIS 2024].

Après de nombreux essais préliminaires, le choix s'est porté sur **l'oxyde d'aluminium** (FIGURE 3.11c) et le **grit shot** (FIGURE 3.11a). Le protocole commence par 20 000 cycles de TWPD, utilisant le grit shot pour éliminer rapidement le mortier de surface de la dalle de béton. Ensuite, la dalle subit 40 000 cycles supplémentaires avec de l'oxyde d'aluminium pour polir la surface. Le nombre total de cycles (60 000) et la transition du grit shot vers l'oxyde d'aluminium ont été sélectionnés, car ils reproduisaient assez fidèlement la réalité, et ce, dans un laps de temps raisonnable (environ une semaine). En effet, cela a été établi par comparaison avec des surfaces de chaussées en béton visitées sur le terrain, à partir desquelles des carottes ont été prélevées. La quantité d'abrasifs utilisée de chaque type a été fixée à 210 g, ce qui correspond à une quantité suffisante pour couvrir l'intégralité du diamètre d'usure créé par le TWPD [LIEGEOIS 2024].

3.3 Préparation des corps d'épreuve

3.3.1 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés devaient être sélectionnés pour obtenir une formulation de béton de type III A ou B (norme 3101 du Ministère). Ainsi, les formulations de béton choisies se sont inspirées de celle utilisée pour la construction d'une route existante au Québec (A-20 St-Apollinaire) [LIEGEOIS 2024]. Les différents matériaux qui les composent sont expliqués ci-dessous.

Ciment

Le ciment choisi pour ce projet est de type GU (ciment hydraulique à usage général) et provient de la compagnie Ciment Québec, dont le principal composant est le clinker (K). En Belgique, il équivaut à un ciment Portland (CEM I). Ce choix s'explique par sa polyvalence : il convient à une multitude d'applications ne nécessitant pas les propriétés spécifiques d'autres types de ciment. En effet, il est utilisé dans la construction de divers ouvrages tels que les chaussées, les planchers, les bâtiments en béton armé, les trottoirs, les tuyaux, les blocs de maçonnerie, et bien d'autres encore. Il présente les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique : 3140 kg/m^3

- Résistance à la compression moyenne après 3 jours : 26,4 MPa
- Résistance à la compression moyenne après 7 jours : 30,9 MPa
- Résistance à la compression moyenne après 28 jours : 37,8 MPa

La fiche technique du ciment reprenant toutes ses caractéristiques est fournie dans l'ANNEXE D.

Granulats

Le premier granulat utilisé est une roche sédimentaire allochimique composée d'un mélange de plusieurs faciès venant de la carrière Démix Mirabel. En effet, il est composé d'une dolomie cristalline gris clair à gris foncé à grains fins, d'une dolomie à grains très fins avec des placages ou des lits argileux, ainsi que de shale. Tous les minéraux présents sont sensibles au polissage, particulièrement les minéraux argileux et la dolomite. En général, la dureté est estimée à 4 sur l'échelle de Mohs et la résistance est bonne. La valeur de la densité apparente est de 2,83 g/cm^3 et son pourcentage d'absorption d'eau est de 0,59% [KANDJI 2023].

Le deuxième granulat utilisé provient de la carrière de St-Hyppolite au Québec. Ces granulats correspondent à une roche métamorphique, spécifiquement du gneiss granitique. Ils sont de couleur blanchâtre (quartz) avec des taches roses et noires, correspondant respectivement à du feldspath et du mica. Ce type de granulats est caractérisé par une haute résistance ainsi qu'une dureté de 7 sur l'échelle de Mohs. De plus, la forme de ces pierres est plutôt anguleuse. La valeur de la densité apparente est de 2,762 g/cm^3 et son pourcentage d'absorption d'eau est de 0,34% [KANDJI 2023].

Sable

Le granulat fin utilisé pour la fabrication des dalles est du sable manufacturé provenant de la même carrière que les granulats granitiques, c'est-à-dire de St-Hyppolite. Il a été obtenu par concassage des granulats de cette carrière. L'absorption d'eau de ce sable manufacturé a été analysée et est en moyenne égale à 5,37% [KANDJI 2023].

Adjuvants

Deux adjuvants sont utilisés dans les deux formulations de béton testées : un entraîneur d'air (Airex-L) et un réducteur d'eau (Eucon Dx), tous deux fournis par Euclid.

3.3.2 Composition du béton

Lors des essais présentés dans la suite de ce travail, deux compositions différentes de béton seront testées : l'une à base de granulats dolomitiques et l'autre à base de granulats de gneiss granitiques. Le gneiss granitique est un granulat dur, tandis que la dolomite est significativement moins dure. Ce choix a été fait afin de pouvoir analyser ultérieurement les deux extrêmes lors des essais en laboratoire. En revanche, la quantité de granulats utilisée dans le mélange reste la même pour les deux formulations. Ainsi, la composition de béton pour un volume total de 20 L incorporant du granulat de dolomie avec les dosages exacts est illustrée dans le TABLEAU 3.1.

TABLEAU 3.1 – Composition à base de pierre de dolomites pour 20 litres de béton.

Matériaux		**Quantité [g]**
Ciment		8 000
Sable		12 820
Granulats (Dolomite)	20 mm	0
	14 mm	6 830
	10 mm	6 230
	5 mm	9 450
	Passants	230
Eau	Eau efficace	3 360
	Eau d'absorption	790
Entraineur d'air		2,01
Superplastifiant		23

Les caractéristiques de cette composition sont les suivantes :

- Rapport eau — ciment E/C : 0,42
- Rapport entraineur d'air — ciment : 0,00025 = 0,025 %
- Rapport superplastifiant — ciment : 0,0029 = 0,28 %

Les quantités, exprimées en kg/m^3, sont répertoriées dans le TABLEAU 3.2.

TABLEAU 3.2 – Composition à base de pierre de dolomites en kg/m^3.

Matériaux		**Quantité [kg/m^3]**
Ciment		400
Sable		641
Granulats (Dolomite)	20 mm	0
	14 mm	341,5
	10 mm	311,5
	5 mm	472,5
	Passants	11,5
Eau	Eau efficace	168
	Eau d'absorption	39,5
Entraineur d'air		0,1
Superplastifiant		1,15

Concernant la composition du béton à base de granite, les dosages exacts sont donnés dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.3 – Composition à base de pierre de granites pour 20 litres de béton.

Matériaux		**Quantité [g]**
Ciment		8 000
Sable		12 820
Granulats (Granite)	20 mm	0
	14 mm	6 830
	10 mm	6 230
	5 mm	9 450
	Passants	230
Eau	Eau efficace	3 360
	Eau d'absorption	670
Entraineur d'air		2,01
Superplastifiant		23

Les caractéristiques de cette composition sont les suivantes :

- Rapport eau — ciment E/C : 0,42
- Rapport entraineur d'air — ciment : 0,00025 = 0,025 %
- Rapport superplastifiant — ciment : 0,0029 = 0,28 %

Les quantités, exprimées en kg/m^3, sont répertoriées dans le Tableau 3.4.

Tableau 3.4 – Composition à base de pierre de granites en kg/m^3.

Matériaux		**Quantité [kg/m^3]**
Ciment		400
Sable		641
Granulats (Dolomite)	20 mm	0
	14 mm	341,5
	10 mm	311,5
	5 mm	472,5
	Passants	11,5
Eau	Eau efficace	168
	Eau d'absorption	33,5
Entraineur d'air		0,1
Superplastifiant		1,15

3.3.3 Fabrication des corps d'épreuve

Dans le cadre de cette démarche expérimentale, quatre dalles mesurant 450 mm de côté et 60 mm d'épaisseur ont été fabriquées. Deux d'entre elles sont constituées d'un béton préparé avec des granulats de granite, tandis que les deux autres seront réalisées

avec un béton incorporant des granulats dolomitiques. En outre, les bétons sont préparés selon les compositions mentionnées à la section précédente. Le protocole de malaxage du béton à respecter est identique pour chaque dalle. Celui-ci est décrit ci-dessous.

1. Enduire le récipient du malaxeur de pâte de ciment (avec un E/C similaire à celui du mélange, dans notre cas 0,42).
2. Ajouter les granulats et le sable dans le malaxeur (FIGURE 3.12a).
3. Malaxage 30 secondes pour homogénéiser.
4. Mélanger la quantité requise d'agent entraîneur d'air avec de l'eau (50 %) et ajouter au malaxeur (FIGURE 3.12b).
5. Malaxage pendant 90 secondes pour incorporer l'agent entraîneur d'air.
6. Ajouter le ciment (FIGURE 3.12b).
7. Malaxage 30 secondes.
8. Ajouter le reste de l'eau et le superplastifiant et malaxer pendant 3 minutes 30 secondes.
9. Laisser reposer pendant 1 minute.
10. Malaxer pendant 3 minutes (FIGURE 3.12c).



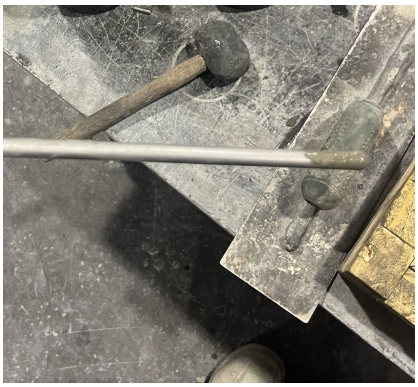
(a) Granulats (b) Ciment et adjuvants (c) Malaxage du béton

FIGURE 3.12 – Préparation du mélange de béton

Afin d'obtenir la géométrie souhaitée des dalles, un coffrage en bois a été conçu. Avant de remplir le coffrage avec le béton, de l'huile est appliquée pour faciliter le démoulage ultérieur. Le coffrage est représenté dans la FIGURE 3.13a. Le remplissage du coffrage avec le béton se fait à l'aide d'une petite pelle jusqu'à ce que le mélange atteigne environ la moitié de la hauteur du moule (FIGURE 3.13c). Le béton est ensuite pilonné en réalisant une série de dix lignes de dix points d'enfoncement à travers tout le coffrage, à l'aide d'une tige métallique. En poursuivant, le reste du coffrage est rempli et le pilonnage du béton est réalisée de la même manière qu'auparavant. Pour réduire les risques de formation de vides d'air et de ségrégation, et pour garantir une bonne consolidation, le coffrage est frappé à l'aide d'un petit maillet en caoutchouc trois fois sur chaque coin et entre chaque coin. Enfin, tout excès de béton est arasé avec la même tige métallique (FIGURE 3.13d), puis la surface est lissée à l'aide d'une truelle en acier pour obtenir un fini uniforme (FIGURE 3.13e).



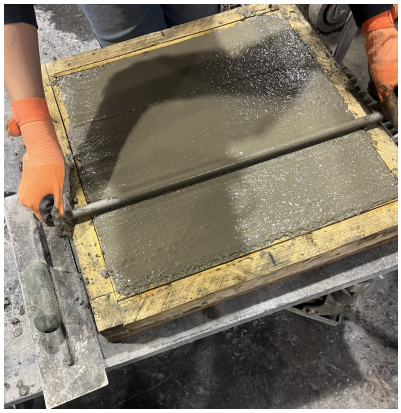
(a) Coffrage utilisé



(b) Outils utilisé



(c) Remplissage du coffrage



(d) Nivelage avec la tige métallique



(e) Lissage du béton à l'aide d'une truelle métallique



(f) Rendu final du béton frais

FIGURE 3.13 – Fabrication des dalles d'essai

Une fois le coffrage rempli, celui-ci est placé dans la chambre humide pendant 24 heures. Après ces 24 heures, les dalles sont démoulées en retournant simplement le coffrage et en donnant quelques coups légers de marteau le long de ses coins. En raison d'un retard dans l'accès à l'appareil laser « MetraSCAN », chaque échantillon a été retardé de 7 jours. Ainsi, au total, les échantillons sont restés 35 jours dans la chambre humide, sans que cela n'affecte le déroulement de l'approche expérimentale. La température dans cette chambre humide est maintenue à 23°C ± 2°C, tandis que l'humidité relative est de 100 %.

Dans la suite de ce travail, les abréviations suivantes seront utilisées :

- DG1 : première dalle en béton à base de granulats de granite.
- DG2 : deuxième dalle en béton à base de granulats de granite.
- DD1 : première dalle en béton à base de granulats de dolomie.
- DD2 : deuxième dalle en béton à base de granulats de dolomie.

3.4 Approche expérimentale

3.4.1 Planning

Le protocole expérimental sur les dalles en béton s'étale sur une semaine (5 jours). Le premier jour débute avec la mesure du coefficient de frottement à l'aide du DFT (pour avoir une mesure de référence). Ensuite, les 5 000 premiers cycles d'usure avec abrasif de type de grit shot sont réalisés dans l'appareil TWPD, ce qui prend environ 2 heures et 45 minutes. Une fois ces premiers cycles terminés, il est nécessaire de nettoyer la dalle à l'aide d'un jet d'eau et d'une brosse afin d'éviter que des poussières ou des résidus de béton ne pénètrent dans les pores du matériau et n'altèrent sa texture.

Ensuite, la dalle est de nouveau placée dans le TWPD pour commencer les 5 000 cycles suivants. Une fois les premiers 10 000 cycles atteints, la mesure du coefficient de frottement se fait à l'aide du DFT. Le deuxième jour, les 5 000 cycles suivants du TWPD sont entamés, et ainsi de suite tout au long de la semaine, jusqu'à atteindre un total de 60 000 cycles. Le changement d'abrasif, passant du grit shot à l'oxyde d'aluminium, s'effectue à partir de 20 000 cycles.

Les mesures du coefficient de frottement avec le DFT sont réalisées tous les 10 000 cycles. De plus, un scan 3D à l'aide du Metrascan est effectué tous les 20 000 cycles afin de mieux appréhender la texture des dalles. Faute de pouvoir disposer de l'appareil laser Gocator à temps, les scans réalisés à l'aide de celui-ci sont effectués à la fin des 60 000 cycles de chaque dalle. Le planning exact est fourni dans l'Annexe C.



Il est nécessaire de nettoyer la dalle au jet d'eau après chaque série de 5 000 cycles réalisés par le TWPD. Cependant, malgré cette étape, il a été observé précédemment qu'une fine couche de poudre béton s'installait dans les irrégularités générées. C'est pourquoi, lors du changement entre les deux abrasifs, c'est-à-dire à 20 000 cycles, une solution basique, le Sakrete® Concrete Mortar Dissolver, est appliquée pendant une durée de 15 minutes. Ensuite, l'élimination des poussières se fait à l'aide d'une brosse et d'un jet d'eau [Liegeois 2024].

3.4.2 Utilisation du TWPD

Afin de reproduire l'usure des chaussées en béton due à la circulation, le TWPD a été employé tel qu'expliqué dans la Section 3.1.1.

Pour notre utilisation, la charge maximale sur le TWPD a été fixée à 100 kg afin de maximiser l'usure. De plus, la vitesse de rotation a été maintenue à 30 tours par minute. Cette vitesse a été choisie pour éviter une propulsion excessive des abrasifs. Cependant, cela ne suffisait pas à maintenir les abrasifs dans le diamètre d'usure. C'est pourquoi deux bras verticaux ont été ajoutés (Figure 3.14a) [Liegeois 2024].

Néanmoins, ces bras n'étaient toujours pas suffisants pour retenir les abrasifs dans le chemin de roulement. C'est donc pour cela qu'un coffrage en PVC, ayant le diamètre extérieur du chemin d'usure, a été introduit (Figure 3.14b). L'ensemble permet de maintenir les abrasifs à l'endroit voulu. Comme mentionné précédemment, les roues sont constituées de

polyéthylène [Liegeois 2024].



(a) Bras verticaux

(b) Coffrage en PVC

Figure 3.14 – Ajouts aux TWPD [Liegeois 2024]

Avant de démarrer le TWPD, on insère la dalle à l'intérieur du dispositif. Pour garantir que la dalle soit toujours positionnée au même endroit dans le TWPD, des cales en bois ont été ajoutées, comme illustré dans la Figure 3.15 [Liegeois 2024].

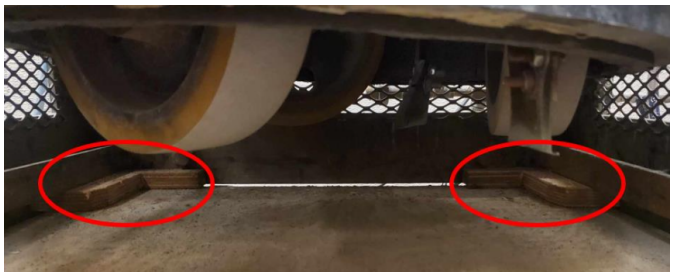


Figure 3.15 – Cales pour le positionnement des dalles [Liegeois 2024]

Ensuite, l'abrasif est disposé le long du chemin d'usure, puis le coffrage en PVC est abaissé sur la dalle. Après avoir fermé la porte de protection, le démarrage du TWPD est effectué à l'aide de l'écran de commande. Pour cela, il faut d'abord ajuster les réglages en appuyant sur le bouton de configuration (représenté par un marteau et une clé). Ensuite, la vitesse est réglée à 30 tours par minute et le nombre de rotations à effectuer est fixé à 5 000. Enfin, le mode de réglage est quitté et le TWPD est mis en marche en appuyant sur le bouton vert « Marche » (Figure 3.16). L'appareil s'arrête une fois que ce nombre de tours est atteint.



Figure 3.16 – Écran de commande principal (à gauche) et paramètres (à droite) du TWPD

3.4.3 Mesures réalisées sur les dalles

Mesures du coefficient de friction à l'aide du dispositif DFT

Un premier type de mesure sur les dalles concerne le coefficient de frottement, évalué à l'aide du DFT décrit dans la Section 3.1.2. Il est crucial de s'assurer que les patins en caoutchouc touchent bien le chemin d'usure. Pour garantir cela, les trois patins situés sous le DFT ainsi que les côtés du dispositif ont été légèrement humidifiés avant d'être placés sur la dalle, marquant ainsi leurs emplacements. En retirant le dispositif, si des traces d'humidité (tache gris foncé) provenant des patins apparaissent dans le chemin d'usure, alors les mesures peuvent commencer. Dans le cas contraire, il est nécessaire de recommencer ce processus jusqu'à ce que ce soit le cas.

Avant de pouvoir commencer les mesures, il faut connecter le DFT à la réserve d'eau, à l'alimentation électrique, ainsi qu'au système d'acquisition et de traitement des données. Ensuite, pour mettre en marche le DFT, il faut appuyer sur le bouton « Power » (Figure **??**).

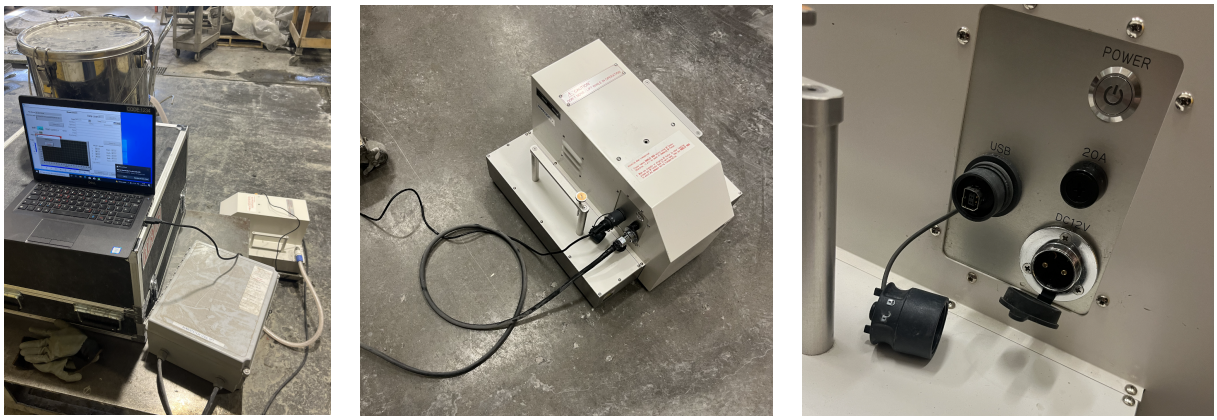


Figure 3.17 – Installation du dispositif DFT

L'interface du système, quant à elle, comprend un graphique représentant le frottement en fonction de la vitesse du disque (Figure 3.18). À droite de ce graphique, se trouvent les valeurs du DFT obtenues à 20, 40 et 60 km/h. Dans la partie supérieure gauche, il est possible de sélectionner l'emplacement de sauvegarde des données, tandis qu'à droite, on trouve les commandes virtuelles du DFT. Finalement, pour démarrer les mesures, il faut appuyer sur le bouton « Start » situé en bas à droite de l'interface [Liegeois (2024)].

Il a été décidé d'effectuer quatre mesures DFT pour chaque utilisation (tous les 10 000 cycles TWPD sur la dalle). La première mesure est exclue, car elle est souvent faussée. En revanche, la moyenne des trois mesures suivantes est prise en compte. Entre le montage de la machine, les séries de mesures, le nettoyage et le rangement du matériel, une période d'environ 20 minutes est nécessaire pour effectuer le test DFT [Liegeois (2024)].

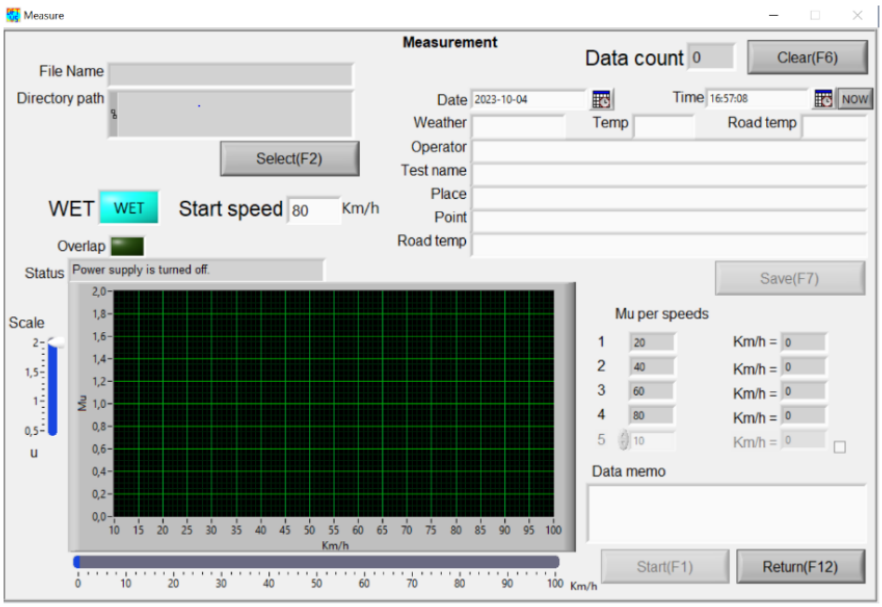


FIGURE 3.18 – Interface du système DFT

Mesures de la texture de surface avec le laser profilomètre « MetraSCAN »

Une mesure de la texture a ensuite pu être réalisée à l'aide d'un appareil laser appelé « MetraSCAN », développé par la firme Creaform. Cet appareil est décrit dans la SECTION 3.1.3. Afin de commencer la collecte des données, il faut tout d'abord brancher le « C-Tracker » (détecteur) et le « MetraSCAN ». Ensuite, l'unité de commande est allumée comme on peut le voir sur la FIGURE 3.19.

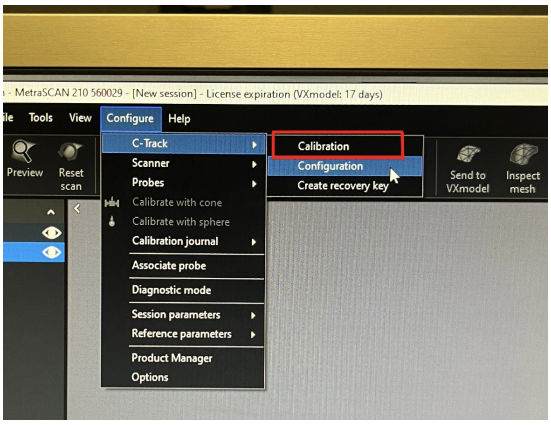


FIGURE 3.19 – Commande d'alimentation du laser

Le programme VXelements fourni par Creaform peut ensuite être lancé. Avant de pouvoir procéder à la collecte des données proprement dite, il faut d'abord calibrer à la fois le « C-Tracker » et le « MetraSCAN ». En ce qui concerne le calibrage du C-Tracker, elle est réalisée à l'aide d'une barre équipée de plusieurs cibles de positionnement (FIGURE 3.20a). Le calibrage peut être lancé en utilisant le menu situé en haut de l'écran (en rouge sur la FIGURE 3.20b).



(a) Barre avec cibles de positionnement



(b) Menu situé en haut de l'écran.

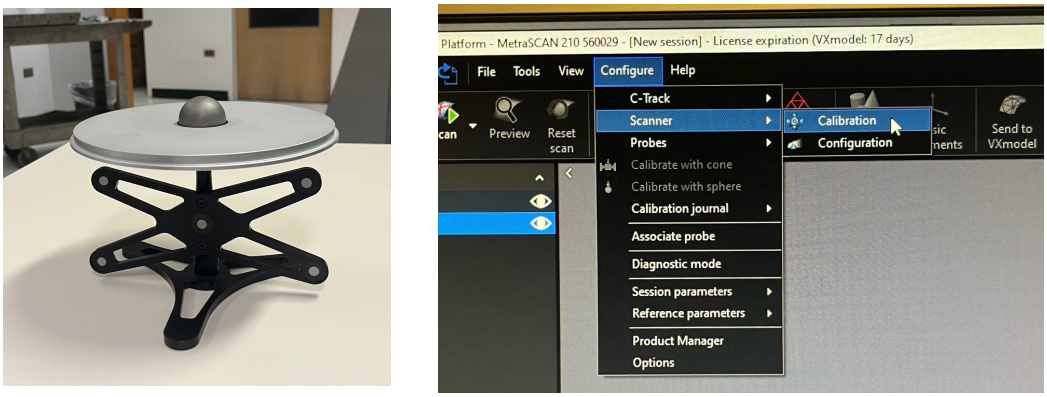
FIGURE 3.20 – Paramètres et outils utilisés pour le calibrage du C-Tracker.

Une fois le calibrage lancé, il faut orienter la barre équipée des cibles de positionnement vers le C-Tracker, selon les instructions du programme VXelements (FIGURE 3.21), afin que celui-ci puisse les capter et établir une référence pour la suite.



FIGURE 3.21 – Calibrage du détecteur C-Tracker.

Pour le calibrage du « MetraSCAN », il est effectué en numérisant un étalon (voir FIGURE 3.22a) de référence et se déroule en deux étapes. La première consiste à numériser un plan en plaçant le scanner à différentes distances de celui-ci. Cette opération est nécessaire pour optimiser la profondeur de l'acquisition des données. La seconde étape consiste à numériser une sphère afin d'optimiser l'acquisition de données 3D. La calibration est lancée à l'aide du menu de commande situé en haut de l'écran, comme indiqué dans la FIGURE 3.22b. L'étalon de référence doit être placé devant le C-Tracker avec les cibles de positionnement orientées vers celui-ci, à une distance d'environ 2 mètres, de sorte que celui-ci puisse les capter.



(a) Étalon de référence

(b) Menu situé en haut de l'écran.

FIGURE 3.22 – Paramètres et outils utilisés pour le calibrage du MetraSCAN.

Le statut de détection du MetraSCAN à partir du C-Tracker s'affiche dans la partie droite de la fenêtre de calibration. On y trouve également l'indicateur de distance qui signale si le scanner est positionné à une distance appropriée de la pièce à numériser (FIGURE 3.23). Il est préférable de maintenir le positionnement dans la partie verte pour garantir un calibrage adéquat.

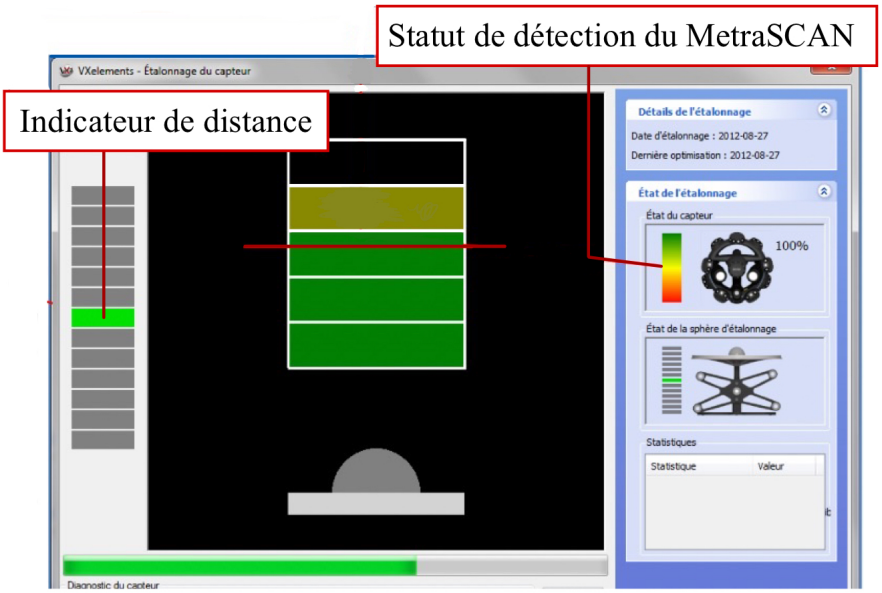


FIGURE 3.23 – Statut de détection et indicateur de distance

La première étape consiste à numériser la surface plane de l'étalon à différentes hauteurs à l'aide du MetraSCAN. Chaque rectangle représente un niveau différent à partir duquel le plan doit être numérisé. Une fois qu'un rectangle devient vert, l'utilisateur peut passer à un autre niveau en déplaçant le scanner (FIGURE 3.23). La ligne rouge, mise à jour en temps réel, représente la hauteur du scanner. La deuxième étape consiste à scanner la sphère. Pour que cette étape soit terminée, toutes les cases indiquées sur l'écran doivent être scannées. Cela marque la fin de la démarche de calibration du MetraSCAN.

À partir de ce moment, la numérisation de l'échantillon peut commencer (FIGURE 3.24). Pour cela, la dalle est placée à l'endroit où se trouvait l'étalon de référence. La numérisation peut ensuite débuter en appuyant sur la commande « Scan » dans le programme VXelements. Un premier balayage de la surface à l'aide du MetraSCAN est effectué avec un pas de mesure de 1 mm selon X et Y. Ensuite, le pas de mesure est réduit à 0,5 mm, et les données manquantes (représentées par des trous dans l'image 3D) sont balayées. Ce processus est répété une dernière fois avec un pas de mesure de 0,3 mm.



Le pas de mesure n'est pas directement fixé à 0,3 mm, car le programme ne le permet pas. De plus, il est important de veiller à ce que les cibles de positionnement du MetraSCAN restent toujours dans le champ de vision du C-Tracker afin que celui-ci puisse déterminer sa position et acquérir des données.

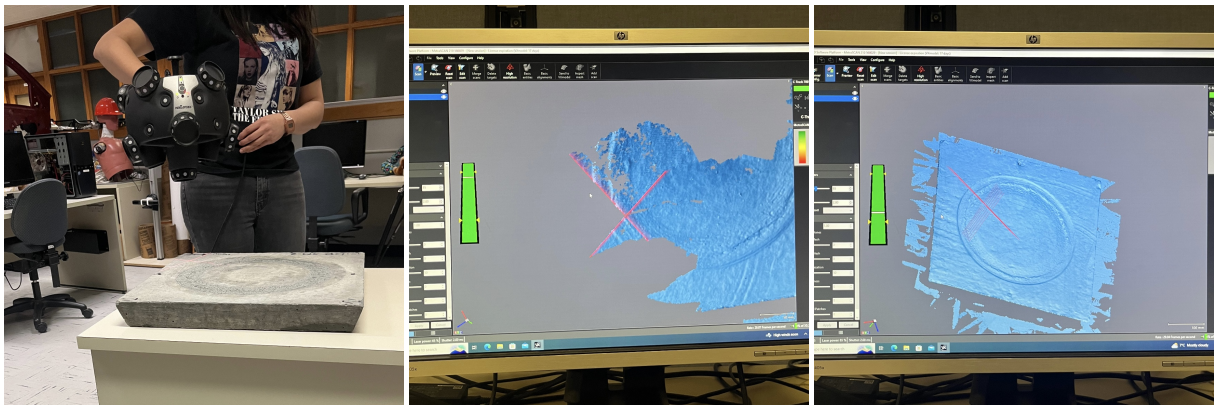


FIGURE 3.24 – Numérisation 3D de la dalle par le MetraSCAN.

Une fois la surface de la dalle entièrement numérisée, l'opération est arrêtée en appuyant de nouveau sur la commande « Scan ».

Avant de pouvoir importer les données collectées, il est nécessaire de placer manuellement un repère cartésien XYZ au même endroit pour chaque dalle. Cet emplacement a été choisi au milieu du chemin d'usure afin d'avoir la possibilité d'utiliser un repère cylindrique pour déterminer le profil de la surface le long de ce chemin.

Mesures de la texture de surface avec le laser profilomètre « Gocator »

Il est également possible d'obtenir la texture des dalles avec l'appareil laser « Gocator », comme expliqué dans la Section 3.1.4. Même s'il n'a été utilisé qu'après 60 000 cycles de chaque dalle, il a néanmoins été employé afin de permettre une comparaison des deux appareils (« MetraSCAN » et « Gocator »).

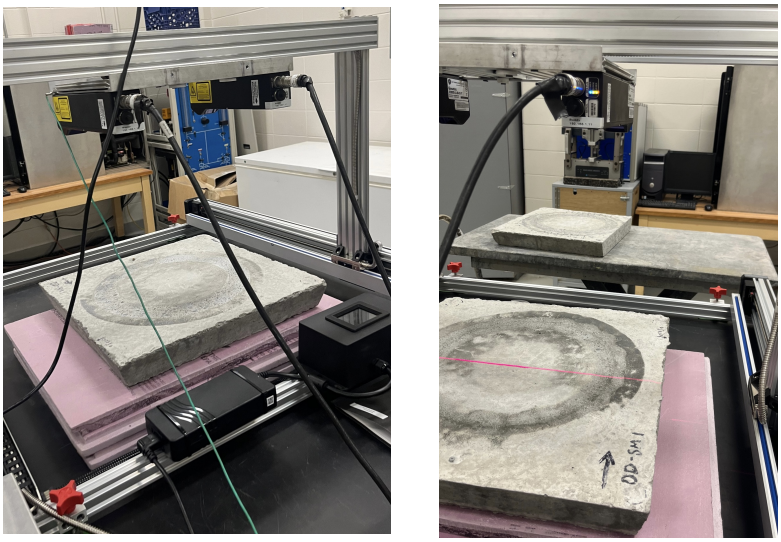


FIGURE 3.25 – Mesures de la texture de surface avec le laser « Gocator »

Le « Gocator » est connecté à l'aide d'un programme configuré par un technicien de l'Université Laval (Sylvain Auger) pour répondre à nos besoins. Pour obtenir le scan 3D, il suffit de placer l'échantillon dans le cadre prévu (FIGURE 3.25). Le laser est démarré à l'aide du programme en appuyant sur la commande « play ». La commande « start » du boîtier relié aux rails est activée afin de démarrer les rails du laser (afin qu'il puisse balayer la surface)(en vert sur la FIGURE 3.26). Pour enregistrer les données, il faut appuyer sur la commande « record » avant que le laser ne touche la surface de la dalle.



FIGURE 3.26 – Boîtier relié aux rails.



Il faut s'assurer que la vitesse des rails soit fixée à 8 mm/s pour être sûr que le laser puisse acquérir toutes les données. Une vitesse trop élevée pourrait fausser les données acquises.

Le laser effectuera un aller-retour et s'arrêtera automatiquement lorsqu'il atteindra sa position de départ. Enfin, l'image 3D apparaîtra sur l'écran de l'ordinateur, avec les différentes profondeurs de l'échantillon représentées par différentes couleurs, comme le montre la FIGURE 3.27.

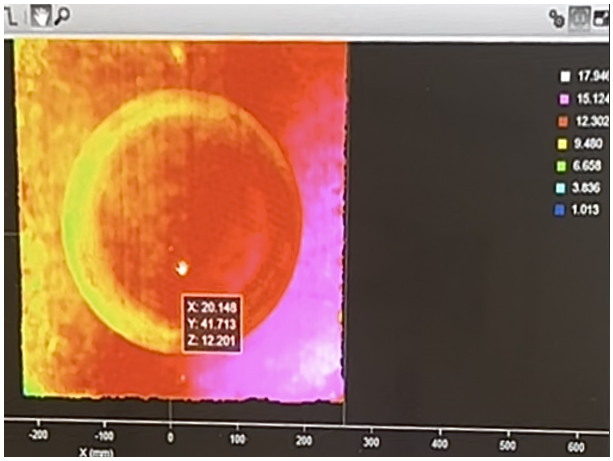


FIGURE 3.27 – Image 3D obtenue à l'aide du laser profilomètre Gocator.

Chapitre 4

Résultats et interprétation

Dans ce chapitre, les résultats obtenus à l'aide des divers dispositifs vont être analysés. Les dalles en béton ont été préparées d'une part avec des granulats de dolomie et d'autre part avec des granulats de granit afin de déterminer si les appareils utilisés permettent de mettre en évidence la différence de résistance au polissage très différente des deux granulats. Les différents appareils de mesure de profilométrie seront comparés, et une corrélation entre le coefficient de frottement et le profilomètre des dalles en béton sera établie.

4.1 Aspect visuel de la texture de surface des dalles

Dans cette section, l'aspect visuel de la texture de chaque dalle en béton sera analysé tous les 20 000 cycles de TWPD.

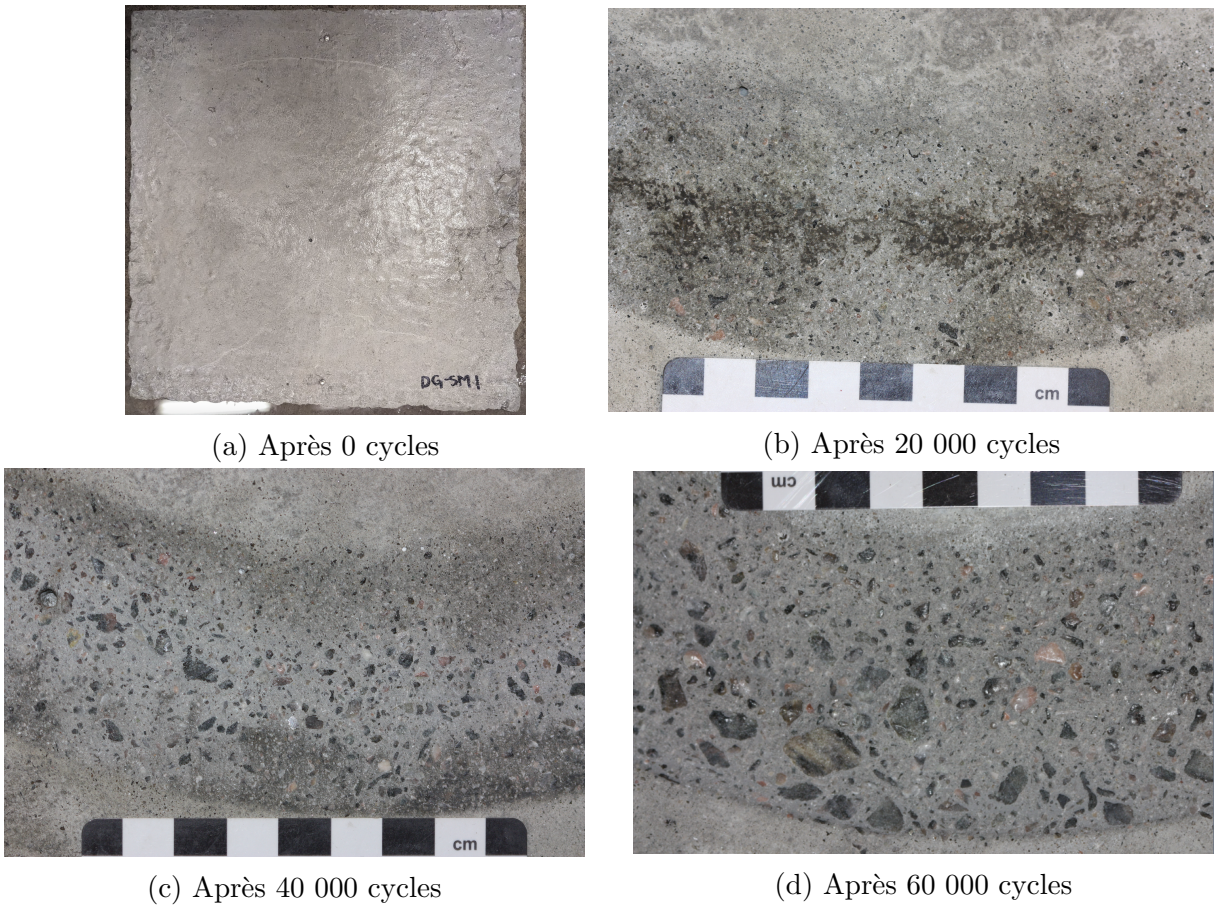
4.1.1 Dalles à base de granulats granitiques

Les figures 4.1a à 4.1d représentent la dalle en béton à base de granulats granitiques soumise à 0, 20 000, 40 000 et 60 000 cycles de TWPD.

À mesure que le nombre de cycles de TWPD augmente, l'usure devient de plus en plus marquée. Cette usure se manifeste par l'augmentation de la taille des gros granulats visibles. Celle-ci devient plus prononcée avec l'augmentation du nombre de cycles. Les premiers 20 000 cycles correspondent à la phase au cours de laquelle les grit shots sont utilisés. Après ces 20 000 cycles, on observe qu'une grande partie du mortier a été arrachée, laissant apparaître les granulats granitiques les plus fins (Figure 4.1b). À partir de ce point, l'utilisation de l'oxyde d'aluminium est mise en place pour polir la surface de la dalle, révélant ainsi progressivement les granulats granitiques les plus gros (Figure 4.1c et Figure 4.1d).



La partie plus foncée observable sur la dalle après 20 000 cycles pourrait correspondre à une décoloration causée par les abrasifs grit shot sur la surface de la dalle (voir Figure 4.1b).



(a) Après 0 cycles

(b) Après 20 000 cycles

(c) Après 40 000 cycles

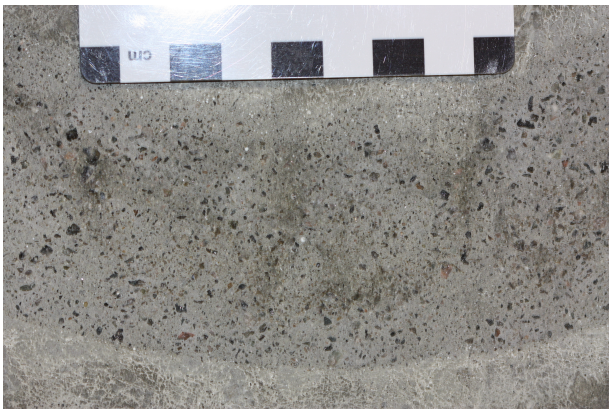
(d) Après 60 000 cycles

FIGURE 4.1 – Évolution de la condition superficielle de la dalle DG1 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD

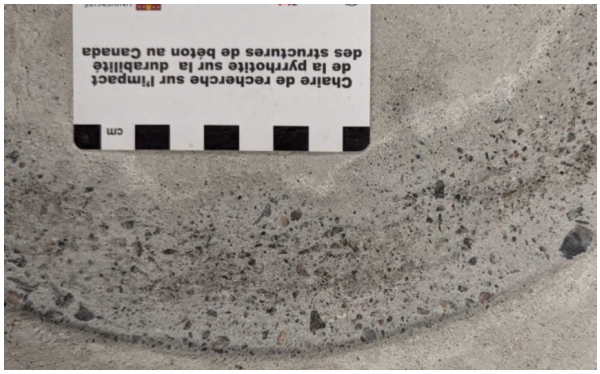
La deuxième dalle à base de granulats granitiques (FIGURE 4.2) présente une usure similaire à la première, ce qui semble cohérent étant donné qu'elles ont une composition identique.



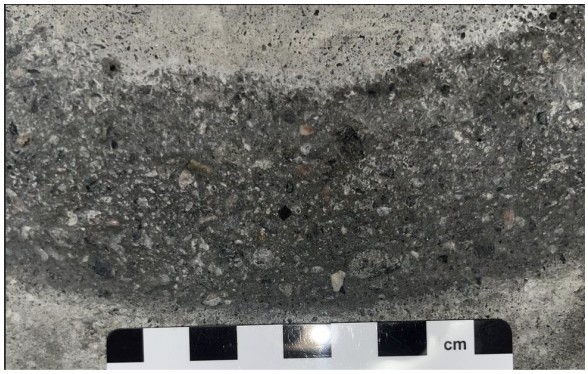
(a) Après 0 cycles



(b) Après 20 000 cycles



(c) Après 40 000 cycles



(d) Après 60 000 cycles

FIGURE 4.2 – Évolution de la condition superficielle de la dalle DG2 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD

4.1.2 Dalles à base de granulats de dolomie

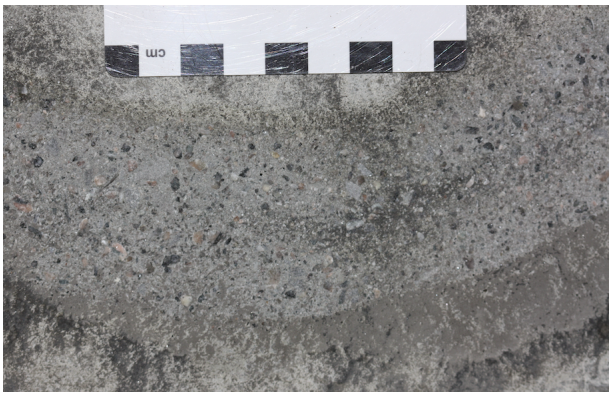
Les figures 4.3a à 4.3d représentent la dalle en béton à base de granulats granitiques soumise à 0, 20 000, 40 000 et 60 000 cycles de TWPD.

Pour cette dalle, l'usure devient de plus en plus marquée lorsque le nombre de cycles de TWPD augmente. Pendant les 20 000 premiers cycles, la couche de mortier est progressivement arrachée par les grit shots, faisant ainsi apparaître petit à petit les plus fins grains de dolomie (FIGURE 4.3b). À ce stade, la différence entre les dalles à base de granulats granitiques et de dolomie est minime, ce qui semble cohérent puisque le mortier arraché est identique dans les deux cas.

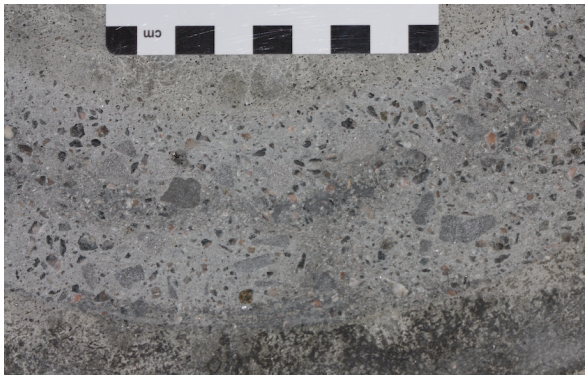
Ensuite, lors de l'utilisation de l'oxyde d'aluminium, la surface est progressivement polie jusqu'à faire apparaître les plus gros granulats de dolomie (FIGURE 4.3c et FIGURE 4.3d). Comparé aux dalles à base de granulats granitiques, l'apparition des granulats de dolomie est plus précoce. Cela est logique, car la pierre de dolomie est moins résistante et plus sujette au polissage que la pierre granitique, comme expliqué dans la SECTION 3.3.1.



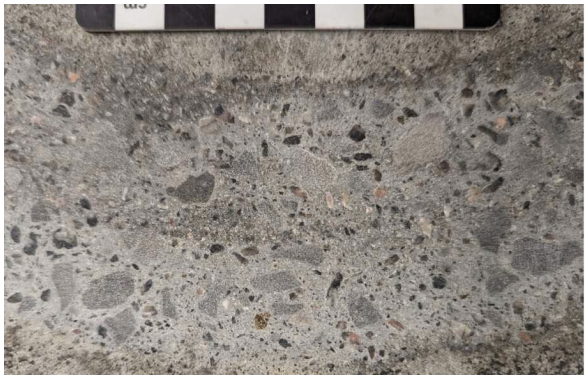
(a) Après 0 cycles



(b) Après 20 000 cycles



(c) Après 40 000 cycles



(d) Après 60 000 cycles

FIGURE 4.3 – Évolution de la condition superficielle de la dalle DD1 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD

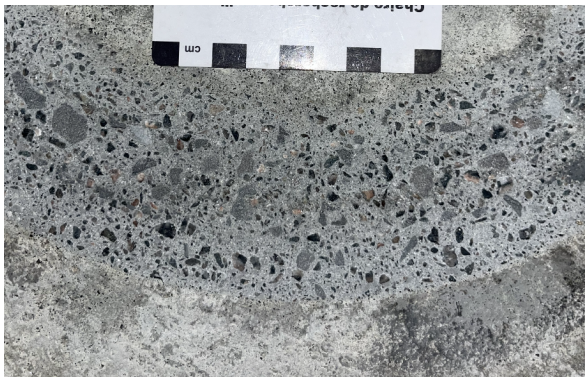
La deuxième dalle à base de granulats de dolomie présente une usure similaire à la première, ce qui semble cohérent étant donné qu'elles ont une composition identique (FIGURE 4.4).



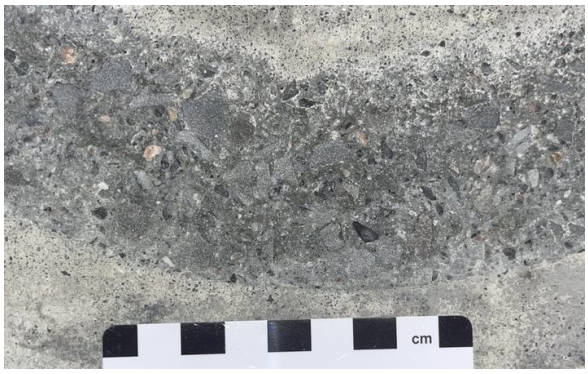
(a) Après 0 cycles



(b) Après 20 000 cycles



(c) Après 40 000 cycles



(d) Après 60 000 cycles

FIGURE 4.4 – Évolution de la condition superficielle de la dalle DD2 en fonction du nombre de cycles dans l'appareil TWPD

4.2 Mesures du coefficient de frottement

Dans cette section, les valeurs du coefficient de frottement obtenues par le dispositif DFT seront analysées. Plus la valeur obtenue par le DFT (coefficient de frottement) est élevée, plus la surface est rugueuse, ce qui signifie que celle-ci a une adhérence plus élevée. Un coefficient de frottement élevé est donc préférable pour garantir une sécurité routière adéquate. À l'inverse, plus la valeur de ce coefficient est faible, plus la surface est lisse et susceptible de subir une perte d'adhérence.

4.2.1 Dalles en béton à base de granulats granitiques

La FIGURE 4.5 présente les résultats obtenus à l'aide du dispositif DFT pour la dalle DG1. Ces résultats montrent le coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles effectués par le TWPD.

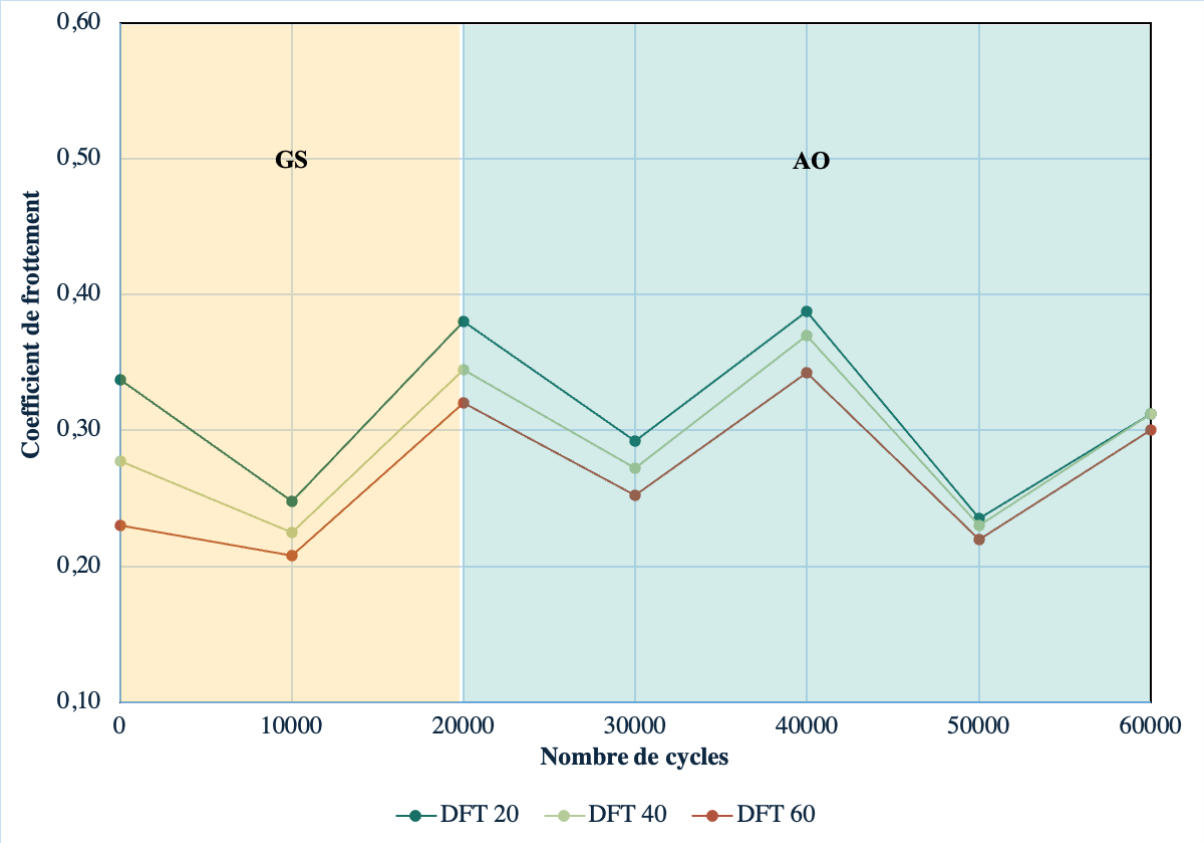


FIGURE 4.5 – Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DG1



Le fond bleu correspond à la zone où l'oxyde d'aluminium (AO) a été utilisé comme matériau abrasif, tandis que le fond jaune indique l'utilisation de l'abrasif grit shot (GS).

Le graphique de la FIGURE 4.5 montre que les coefficients de frottement varient globalement entre 0,20 et 0,40. De plus, les courbes suivent la même tendance pour chaque vitesse (DFT20, DFT40 et DFT60).

Le coefficient de frottement tend à être plus élevé lors des cycles 20 000, 40 000 et 60 000, comparativement à celui observé lors des cycles 10 000, 30 000 et 50 000. En effet, pour la vitesse DFT 20, par exemple, on peut observer que le coefficient de frottement évolue de près de 0,25 à 10 000 cycles à un peu moins de 0,40 à 20 000 cycles. En passant de 20 000 à 30 000 cycles, ce coefficient augmente à nouveau pour atteindre un peu moins de 0,40, et ainsi de suite. Ces variations indiquent des changements de surface possiblement liés à la solution basique appliquée tous les 20 000 cycles afin de nettoyer la dalle. En effet, cela peut être lié à l'accumulation de résidus d'usure dans la porosité du béton, lesquels sont éliminés par le nettoyage à l'aide de la solution en question. L'accumulation de ces résidus explique possiblement la chute des valeurs du coefficient de friction. Cette observation suggère qu'il faudrait appliquer la solution tous les 5 000 ou 10 000 cycles pour des recherches futures afin d'éviter toute différence de résultats liée au nettoyage. Les cycles à 20 000 et 40 000 ne montrent pratiquement aucun changement du coefficient de frottement.

Le graphique de la FIGURE 4.6 présente quant à lui les résultats obtenus pour la dalle DG2.

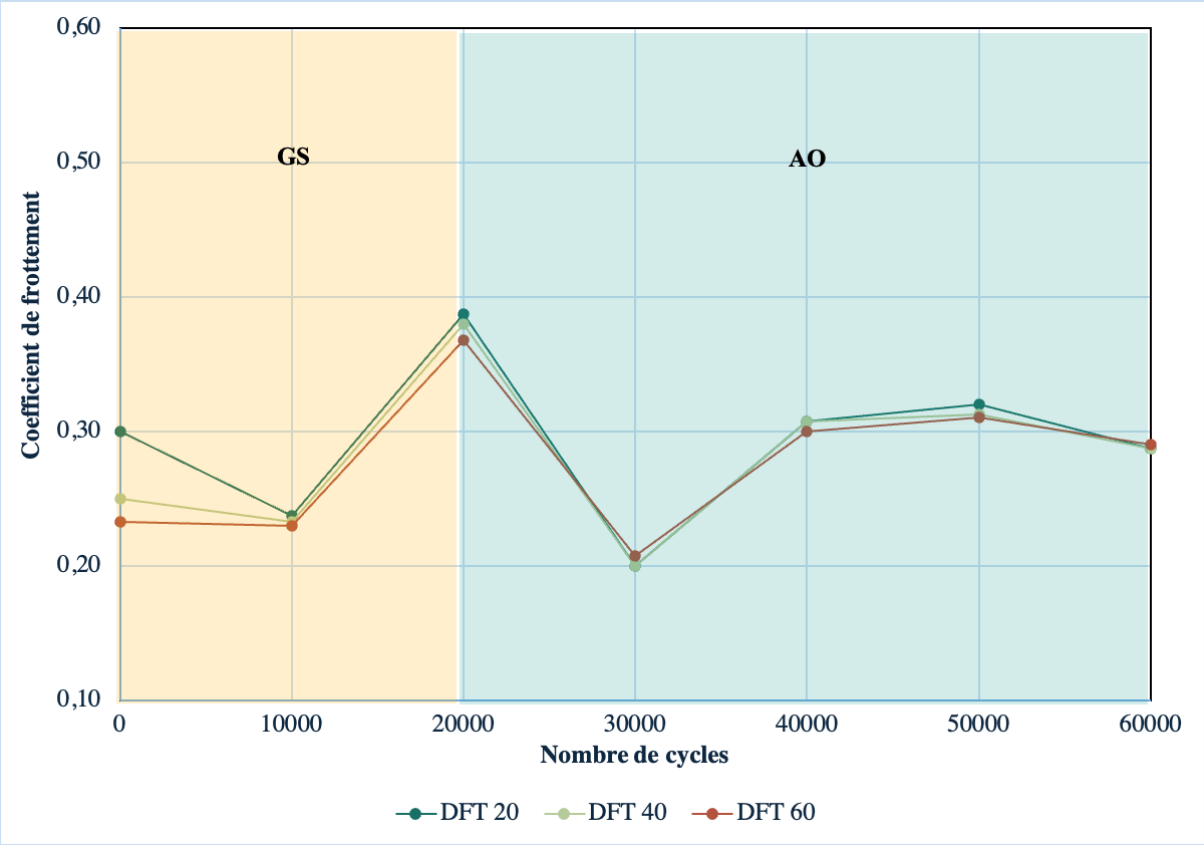


FIGURE 4.6 – Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DG2

Les courbes suivent à nouveau la même tendance pour les vitesses DFT20, DFT40 et DFT60, bien que pour cette dalle, les courbes soient quasiment identiques. De plus, on constate que le coefficient varie entre 0,20 et 0,40.

De nouveau, le coefficient de frottement augmente en approchant des 20 000 et 40 000 cycles. Ici, il peut être remarqué qu'à partir de 40 000 cycles, le coefficient reste assez constant aux alentours de 0,30. L'augmentation drastique du coefficient de frottement jusqu'à environ 0,40 dans les trois cas entre 10 000 et 20 000 cycles peut s'expliquer par l'utilisation de grit shot, qui enlève une grande partie du mortier, rendant la surface de béton plus rugueuse et faisant ainsi apparaître les granulats granitiques. Ensuite, la diminution vers la fin, se stabilisant à environ 0,30 pour les trois courbes, peut être expliquée par l'utilisation d'oxyde d'aluminium qui va avoir un effet polissant sur la surface en béton et, de ce fait, la rendre plus lisse.



Pour cette dalle, les données acquises montrent une différence significative par rapport aux résultats obtenus pour la première dalle. En effet, les trois courbes DFT 20, DFT 40 et DFT 60 ne devraient pas être si proches les unes des autres. Elles devraient plutôt ressembler à celles obtenues lors de la première dalle composée de granulats de granite.

4.2.2 Dalles en béton à base de granulats de dolomie

La FIGURE 4.7 présente les résultats des mesures de frottement obtenus à l'aide du dispositif DFT pour la dalle DD1. Ces résultats montrent le coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles effectués par le TWPD.

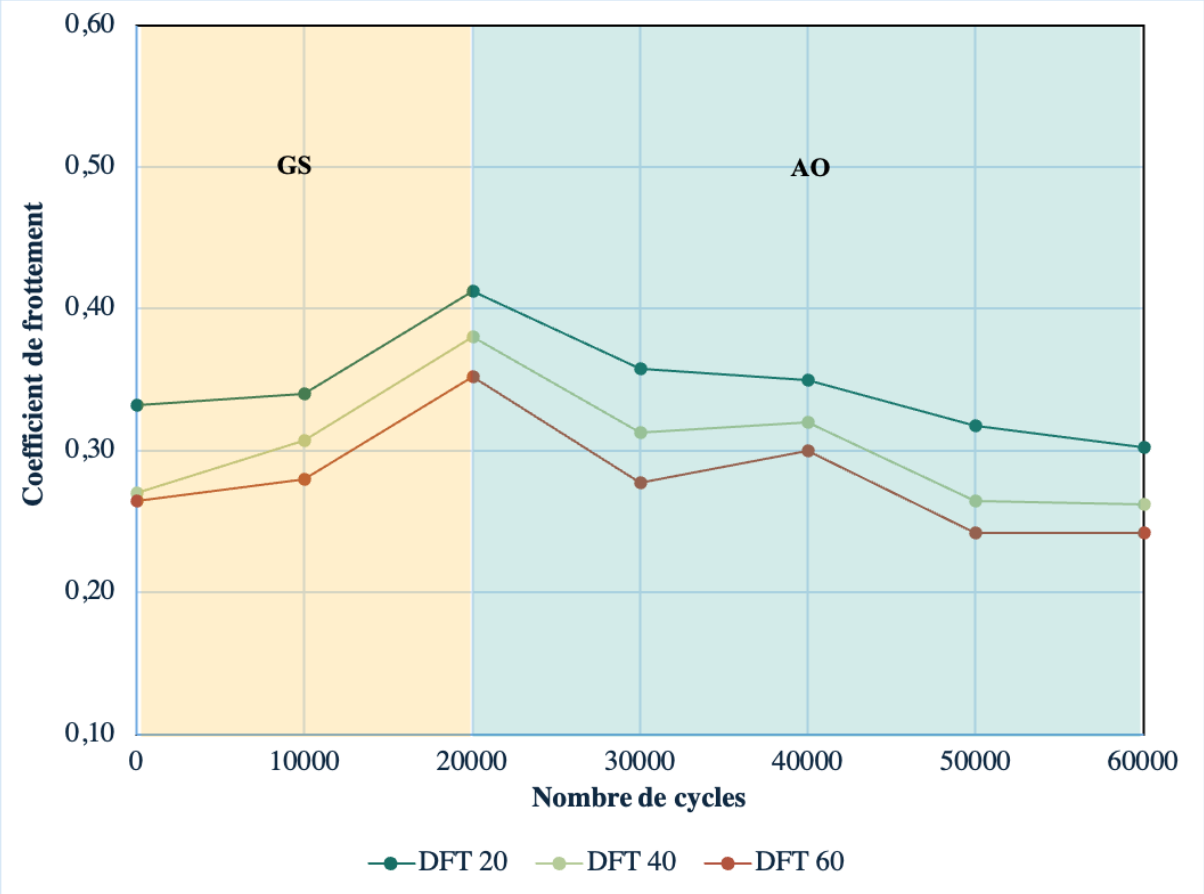


FIGURE 4.7 – Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DD1

Le fond bleu correspond toujours à la zone où l'oxyde d'aluminium (AO) a été utilisé comme matériau abrasif et le fond jaune indique toujours l'utilisation du grit shot (GS).

Encore une fois, les trois différentes courbes présentent une allure similaire. Globalement, les coefficients de frottement varient entre un peu plus de 0,20 et environ 0,40. Le graphique montre une augmentation plus prononcée entre 10 000 et 20 000 cycles. En effet, on passe d'un coefficient de frottement équivalent à un peu moins de 0,35 à un peu plus de 0,40 pour une vitesse DFT20. Cette augmentation peut s'expliquer par le fait que les abrasifs grit shot éliminent rapidement le mortier et la texture de finition uniforme de surface de la dalle de béton, faisant ainsi apparaître les plus gros granulats et rendant la surface plus rugueuse. Ensuite, lors de l'utilisation de l'abrasif d'oxyde d'aluminium, le coefficient de frottement a tendance à diminuer progressivement, ce qui peut vraisemblablement être attribué au polissage induit par cet abrasif, rendant la surface de plus en plus lisse.

Le graphique de la FIGURE 4.8 présente quant à lui les résultats obtenus pour dalle DD2.

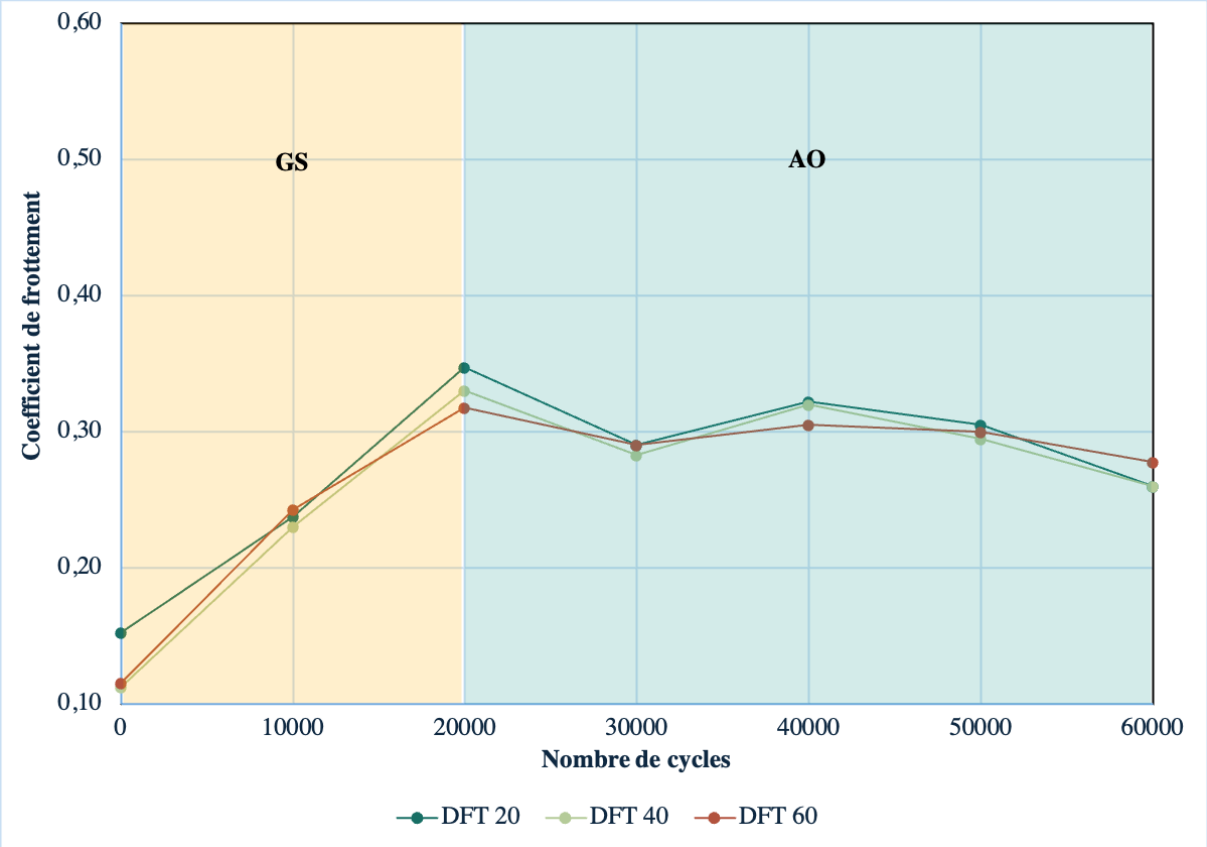


FIGURE 4.8 – Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles pour la dalle DD2

Ici, par rapport aux dalles précédentes, le coefficient de frottement commence assez bas, avec des valeurs d'environ 0,15 voire moins. Ces valeurs assez faibles peuvent être dues à une mauvaise mise en œuvre lors de la fabrication de cette dalle, entraînant une couche de mortier plus épaisse. Cela pourrait également être dû à une finition de surface

particulièrement lisse ou à une erreur de manipulation du DFT. En ce qui concerne le reste de la courbe, elle suit la même tendance que pour l'autre dalle à base de granulats de dolomie, avec un pic un peu moins élevé que la dalle précédente, atteignant environ 0,35 (DFT20). Ceci pourrait à nouveau s'expliquer par le fait que la couche de mortier serait plus épaisse, ce qui laisserait apparaître les plus gros granulats après plus de temps. Ensuite, on retrouve une légère diminution due au polissage par l'oxyde d'aluminium.



De nouveau, les données acquises pour cette dalle ne semblent pas tout à fait correctes. En effet, les trois courbes DFT 20, DFT 40 et DFT 60 ne devraient pas être si proches les unes des autres. Elles devraient plutôt ressembler à celles obtenues lors de la première dalle composée de granulats de dolomie.

4.2.3 Conclusion

La FIGURE 4.9 montre la variation du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles effectués dans TWPD pour chaque dalle en béton à une vitesse DFT20. Les dalles DG1 et DG2 sont représentées en violet et en bleu. En ce qui concerne les dalles DD1 et DD2, elles sont représentées en vert et en orange.

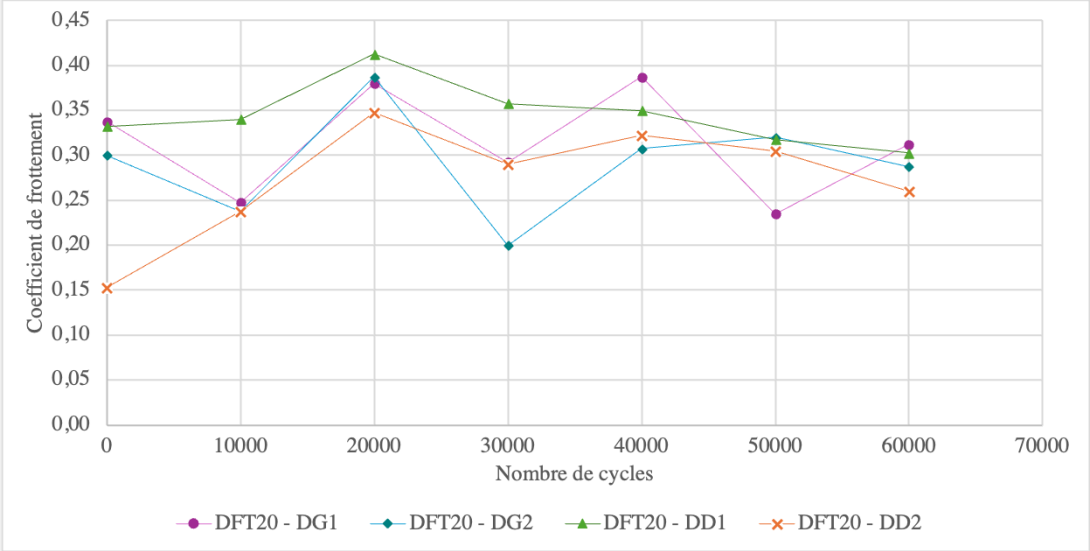


FIGURE 4.9 – Évolution du coefficient de frottement en fonction du nombre de cycles d'usure/polissage pour chaque dalle à une vitesse DFT20

Ce graphique montre que, même si l'on constate de légères différences du coefficient de frottement entre chaque dalle, la tendance que la courbe suit est assez similaire pour chacune d'entre elles. En conclusion, le DFT (coefficient de frottement) ne permet pas, à lui seul, de déterminer si un granulat est moins résistant à l'abrasion qu'un autre. En effet, même si la dolomie est beaucoup moins dure que le granite, les résultats ne montrent pas de différence significative.

4.3 Mesures de la texture à l'aide du laser profilomètre MetraSCAN

Dans cette section, la texture des dalles sera analysée en utilisant leur profil. Cette analyse permettra de déterminer si, après les 60 000 cycles de TWPD, les dalles DD1 et DD2 sont effectivement plus sujettes au polissage que les dalles DG1 et DG2. Ce profil a été obtenu grâce aux données acquises par le MetraSCAN. En effet, en utilisant ces données dans le code Matlab créé (voir ANNEXE F), le profil au milieu de la dalle selon les directions X et Y a pu être obtenu. L'explication des directions est illustrée dans la FIGURE 4.10.

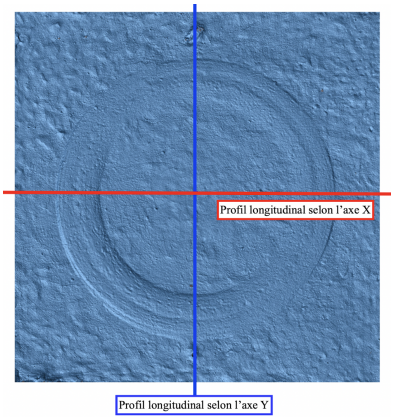
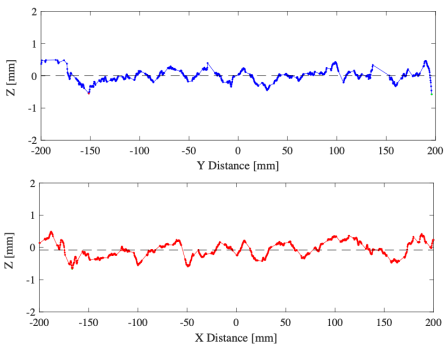
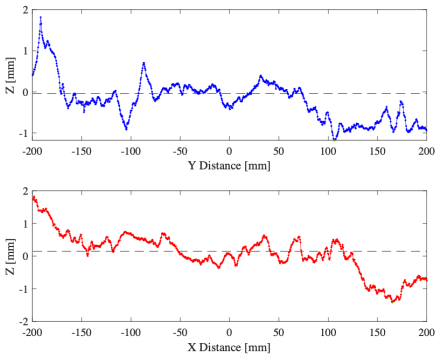


FIGURE 4.10 – Directions pour les profils longitudinaux selon X (rouge) et Y (bleu)

Les résultats seront analysés pour les dalles DG1 et DD1. En effet, puisque les résultats du DFT ont révélé des irrégularités pour les dalles DG2 et DD2, nous avons choisi de limiter l'analyse aux premières dalles afin d'établir une corrélation entre les deux dispositifs. Pour appuyer cette décision, l'analyse profilométique après 20 000 cycles a été comparée pour chaque dalle selon les données obtenues par le MetraSCAN. Les comparaisons sont présentées dans les figures 4.11 et 4.12.

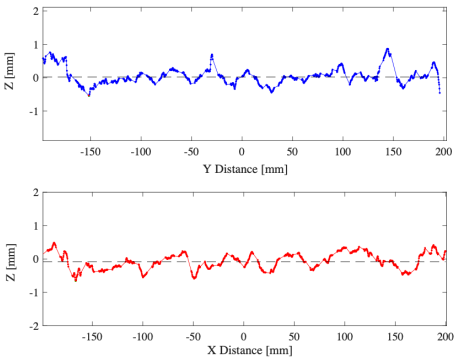


(a) Première dalle en béton à base de granulats granitiques

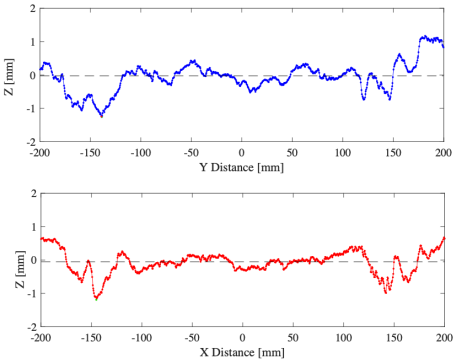


(b) Deuxième dalle en béton à base de granulats granitiques

FIGURE 4.11 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD



(a) Première dalle en béton à base de granulats de dolomie



(b) Deuxième dalle en béton à base de granulats de dolomie

FIGURE 4.12 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD

Les données profilométriques de la FIGURE 4.11b indiquent que la surface de la dalle DG2 présente une forte pente par rapport à la dalle DG1 (FIGURE 4.11a). Cette pente est vraisemblablement la raison pour laquelle le DFT présente des courbes pratiquement identiques pour chaque vitesse.

En ce qui concerne la comparaison entre les dalles DD1 et DD2, les données profilométriques indiquent que la dalle DD2 (FIGURE 4.12b) présente une légère pente ainsi que de fortes irrégularités (atteignant une profondeur de plus de 1 mm) par rapport à la première (FIGURE 4.12a). Après les 20 000 premiers cycles, les profils ne devraient pas différer autant entre les dalles à base de granit et de dolomie, car seule la couche de mortier devrait être arrachée. Cela suggère une certaine anomalie au niveau de la dalle DD2, car le profil aurait dû rester assez constant, comme il est représenté aux figures 4.11a et 4.12a pour les dalles DG1 et DD1.

C'est donc pour ces raisons que seuls les données profilométriques des dalles de béton DG1 et DD1 seront analysées dans les sous-sections ci-dessous. Le profil longitudinal selon les axes X et Y sera décrit tous les 20 000 cycles.

De plus, un coefficient MPD (Mean Profile Depth) sera calculé à l'aide du code Matlab (Annexe F) pour l'orniérage. Ce coefficient est calculé selon la norme ASTM E1845-15 comme décrit dans la Figure 4.13.

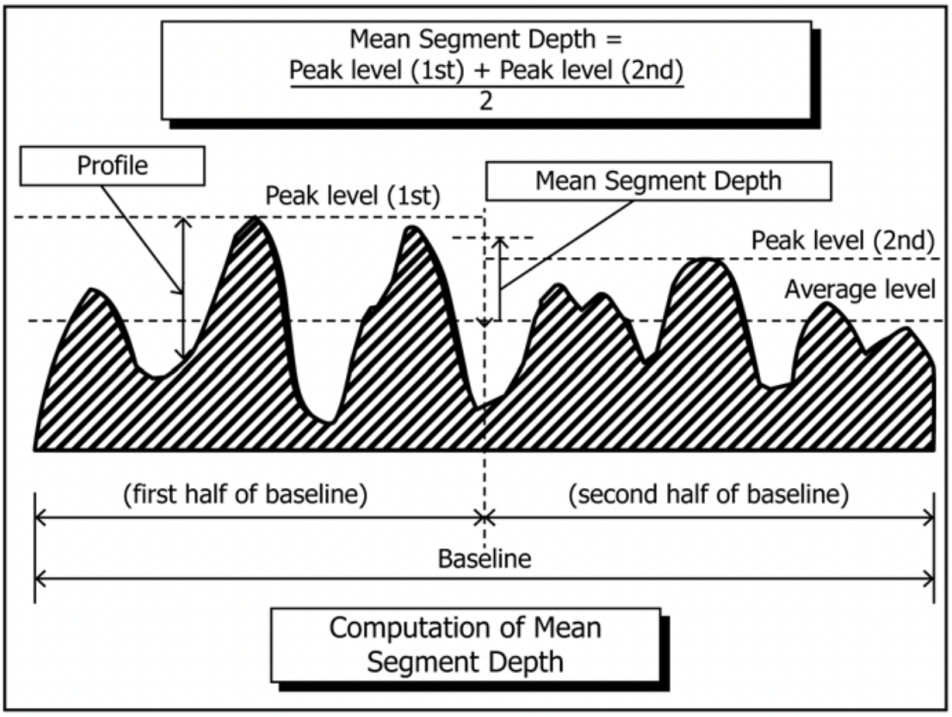


Figure 4.13 – Procédure de calcul du coefficient MPD [ASTM E1845-15]

Le coefficient MPD (Mean Profile Depth) est une mesure utilisée pour quantifier la texture d'une surface. En effet, il correspond à la profondeur moyenne de la surface étudiée et fournit une indication de l'usure subie par cette surface [ASTM E1845-15]. Il se calcule plus précisément en utilisant les deux profondeurs les plus élevées par rapport à la profondeur moyenne de la surface, selon la formule suivante :

$$\text{MPD} = \frac{\text{Profondeur maximale}(1^{ère}) + \text{Profondeur maximale}(2^{ème})}{2} \tag{4.1}$$

Dans la suite de ce travail, la profondeur moyenne sera calculée par rapport au milieu de la dalle (situé entre -125 mm et 125 mm selon X et Y), qui correspond à la ligne de référence. Les profondeurs maximales, quant à elles, seront déterminées dans les deux ornières (chemins d'usure) obtenues sur le profil.

4.3.1 Dalle en béton à base de granulats granitiques

La FIGURE 4.14 montre le profil longitudinal obtenu après 20 000 cycles de TWPD selon les axes X et Y pour la première dalle à base de granulats granitiques.

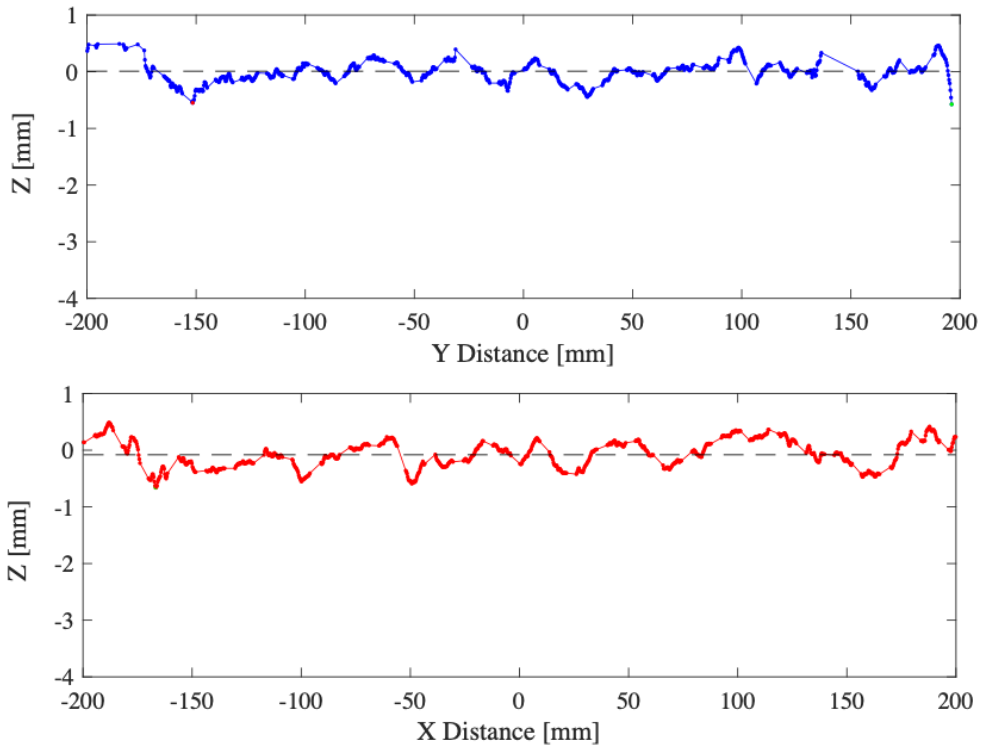


FIGURE 4.14 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD pour la première dalle à base de granulats granitiques

Les deux profils (selon les axes X et Y) varient entre un peu moins de -0,6 mm et environ 0,5 mm. Après 20 000 cycles, il n'y a pas encore beaucoup de différence entre la profondeur du chemin d'usure et le reste de la dalle. En effet, les trois plus grands pics du profil selon l'axe X se trouvent aussi bien dans le chemin d'usure (entre environ -175 mm et -125 mm, et entre environ 125 mm et 175 mm) qu'à proximité du milieu de la dalle.

Le coefficient MPD pour le profil longitudinal selon l'axe Y après 20 000 cycles de TWPD de la dalle à base de granite a été calculé à l'aide du code MATLAB et s'élève à 0,57 mm. Pour le profil longitudinal selon l'axe X, le MPD est de 0,57 mm. Les deux résultats sont identiques, ce qui est une bonne nouvelle, car cela implique que le TWPD a généré une usure assez uniforme.

Les graphiques de la FIGURE 4.15 présentent les profils longitudinaux obtenus après 40 000 cycles de TWPD selon les axes X et Y pour la dalle en béton DG1 montrent clairement l'apparition des orniérages sur la dalle dans les deux directions, ce qui signifie que la dalle a subi des premières traces de polissage dues à la roue du TWPD et aux abrasifs d'oxyde d'aluminium. En effet, entre -175 mm et -125 mm, la valeur selon l'axe Z descend au-delà de -1 mm dans les deux cas (profils longitudinaux selon X et Y). Cette valeur augmente ensuite progressivement. Entre -100 mm et 100 mm, on observe un profil plus

ou moins « constant » variant de -0,5 mm à environ 0,5 mm. Enfin, entre 125 mm et 175 mm, le niveau du profil diminue à nouveau pour atteindre pratiquement -1 mm pour le profil selon Y et dépasser -1,5 mm pour le profil selon X.

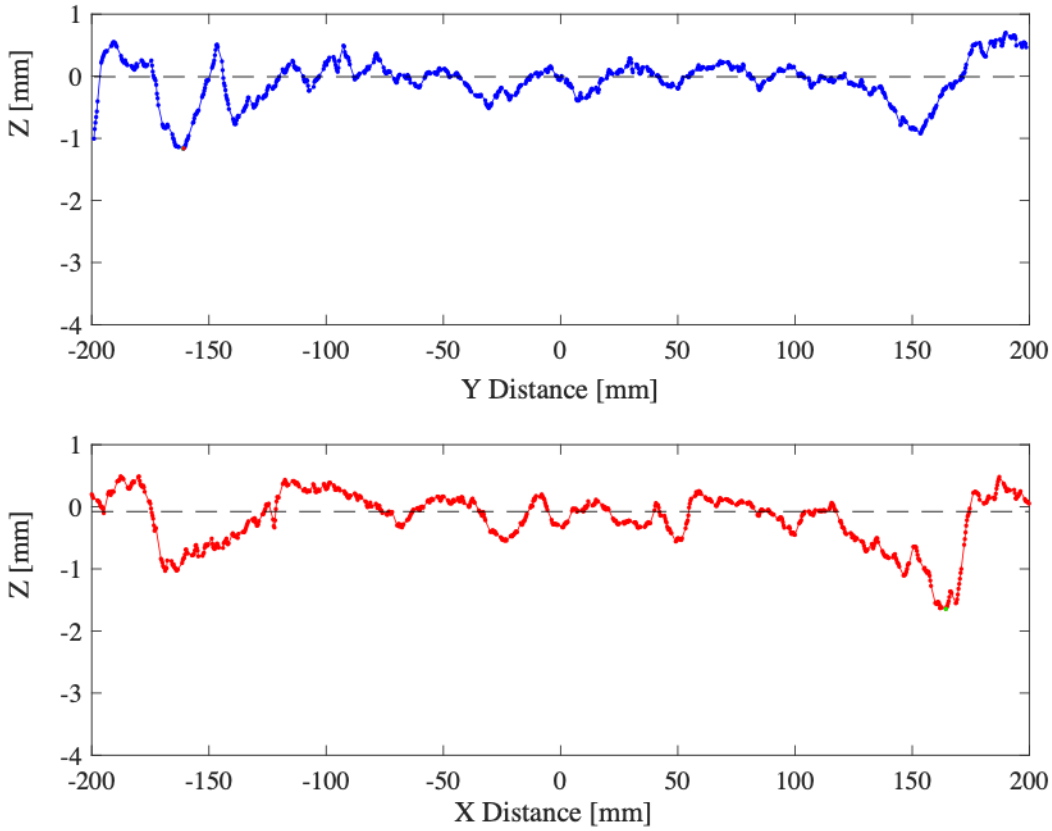


FIGURE 4.15 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 40 000 cycles de TWPD pour la première dalle à base de granulats granitiques

Le coefficient MPD pour le profil longitudinal selon l'axe Y après 40 000 cycles de TWPD de la dalle à base de granite a été calculé à l'aide du code MATLAB et est de 1,15 mm. Pour le profil longitudinal selon l'axe X, le MPD équivaut à 1,56 mm.

Enfin, la FIGURE 4.16 montre les profils longitudinaux obtenus après 60 000 cycles de TWPD selon les axes X et Y pour dalle DG1. La profondeur des ornières est encore plus marquée après 60 000 cycles. Cela met clairement en évidence le phénomène de polissage subi par la dalle lors du passage des roues du TWPD et l'utilisation de l'oxyde d'aluminium. Après 60 000 cycles, entre -175 mm et -125 mm (pour X et Y), la valeur selon l'axe Z descend à près de -1,5 mm. Ainsi, la surface de la dalle dans le chemin d'usure a perdu environ 0,5 mm en 20 000 cycles de TWPD. Entre -100 mm et 100 mm, le profil reste presque identique aux 20 000 cycles précédents, ce qui est cohérent puisque cette partie correspond à la partie de la dalle non touchée par les roues du TWPD. Enfin, entre 125 mm et 175 mm, le profil diminue à nouveau et atteint pratiquement -1,5 mm pour le profil selon Y, et dépasse -2 mm pour le profil selon X. La surface de la dalle dans le chemin d'usure a donc à nouveau perdu environ 0,5 mm. Cela montre un polissage assez constant des deux côtés.

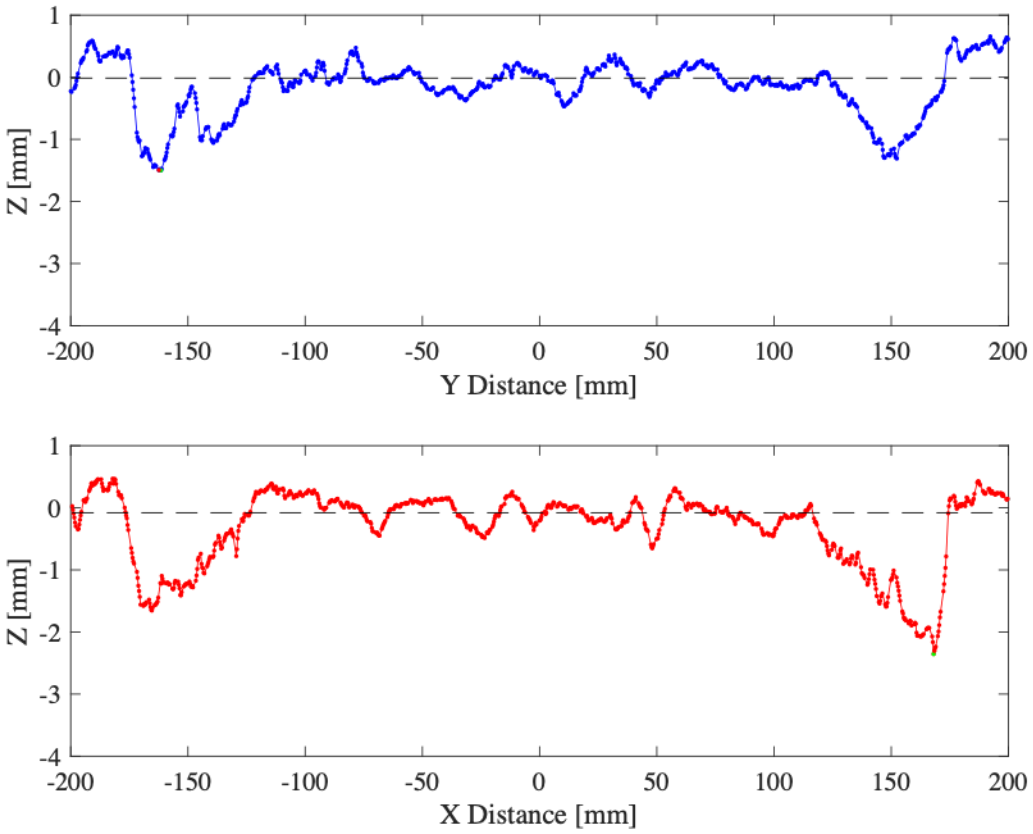


FIGURE 4.16 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la première dalle à base de granulats granitiques

Le coefficient MPD pour le profil longitudinal selon l'axe Y après 60 000 cycles de TWPD de la dalle à base de granite a été calculé à l'aide du code MATLAB et est de 1,48 mm. Pour le profil longitudinal selon l'axe X, le MPD s'élève à 2,25 mm.

4.3.2 Dalle en béton à base de granulats de dolomie

La FIGURE 4.17 montre le profil longitudinal obtenu après 20 000 cycles de TWPD selon les axes X et Y pour la première dalle à base de granulats de dolomie. Les deux profils (selon les axes X et Y) varient d'entre un peu moins de -0,6 mm jusqu'à un peu plus 0,5 mm. Après 20 000 cycles, la différence, entre la profondeur du chemin d'usure et le reste de la dalle n'est pas très notable. Effectivement, les trois plus grands pics du profil selon l'axe X (ou Y) se trouvent aussi bien dans le chemin d'usure (entre environ -175 mm et -125 mm, et entre environ 125 mm et 175 mm) qu'à proximité du milieu de la dalle.

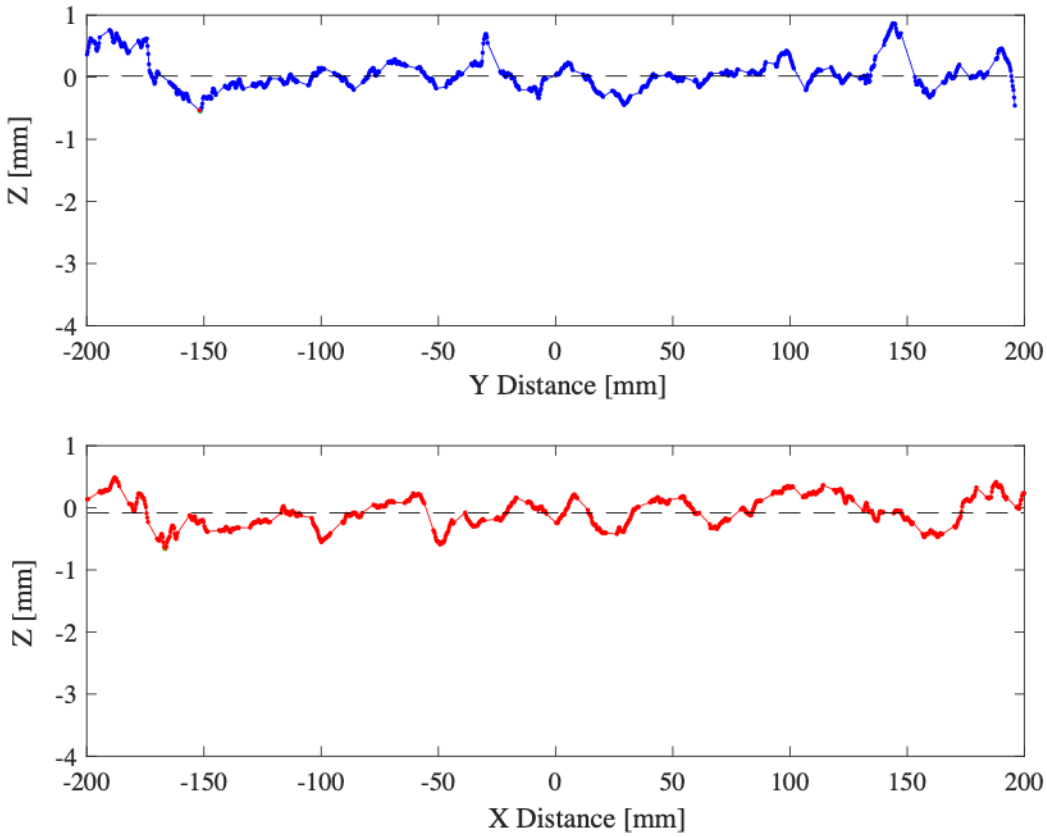


FIGURE 4.17 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 20 000 cycles de TWPD pour la dalle à base de granulats de dolomie

Le coefficient MPD pour le profil longitudinal selon l'axe X après 20 000 cycles de TWPD de la dalle à base de dolomie a été calculé à l'aide du code MATLAB et est de 0,56 mm. Pour le profil longitudinal selon l'axe Y, le MPD est de 0,57 mm. Cela suppose que le TWPD génère à ce stade une usure assez uniforme, puisque les résultats obtenus sont très similaires.

Les graphiques de la FIGURE 4.18 présentent les profils longitudinaux obtenus après 40 000 cycles de TWPD selon les axes X et Y pour la dalle DD1. Ces profils longitudinaux laissent apparaître des dépressions plus prononcées sur la dalle en béton. Cela montre que la dalle a été soumise au polissage dû à la roue du TWPD et à l'abrasif d'oxyde d'aluminium. En effet, entre -175 mm et -125 mm, la valeur selon l'axe Z descend au-delà de -1 mm pour le profil selon l'axe y. Ce polissage est un peu moins prononcé selon l'axe x, avec un creux de moins d'un millimètre. Entre -100 mm et 100 mm, on observe un profil plus ou moins constant, variant de -0,5 mm à environ 0,5 mm. Enfin, entre 125 mm et 175 mm, le profil diminue à nouveau et atteint pratiquement -2 mm selon les deux profils longitudinaux (X et Y).

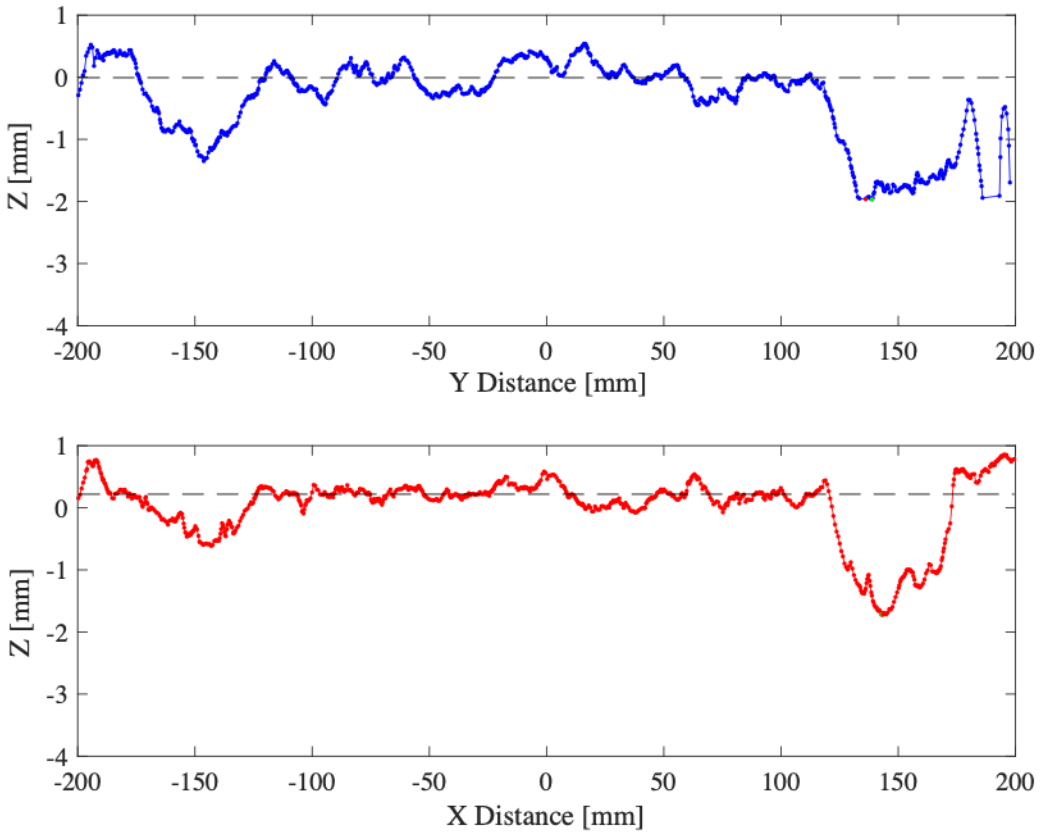


FIGURE 4.18 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 40 000 cycles de TWPD pour la dalle à base de granulats de dolomie

Le coefficient MPD pour le profil longitudinal selon l'axe Y après 40 000 cycles de TWPD de la dalle à base de dolomie a été calculé à l'aide du code MATLAB et est de 2,92 mm. Pour le profil longitudinal selon l'axe X, le MPD est de 1,94 mm.

Enfin, la FIGURE 4.19 montre les profils longitudinaux obtenus après 60 000 cycles de TWPD selon les axes X et Y pour dalle en béton DD1. La profondeur des dépressions est encore plus marquée après 60 000 cycles. Le phénomène de polissage subi par la dalle lors du passage des roues du TWPD et l'utilisation de l'oxyde d'aluminium est donc plus prononcé. Après 60 000 cycles, entre -175 mm et -125 mm, la valeur selon l'axe Z descend à près de -1 mm pour le profil selon l'axe X, alors que selon l'axe Y, la profondeur atteint pratiquement 2 mm. Entre -100 mm et 100 mm, le profil reste presque identique aux 20 000 cycles précédents, ce qui encore une fois est cohérent puisque cette partie correspond à la partie de la dalle qui n'est pas en contact avec les roues du TWPD et qui ne subit donc pas d'usure. Enfin, entre 125 mm et 175 mm, le profil diminue à nouveau et atteint plus de -2 mm pour le profil selon X, et dépasse -3 mm pour le profil selon Y.

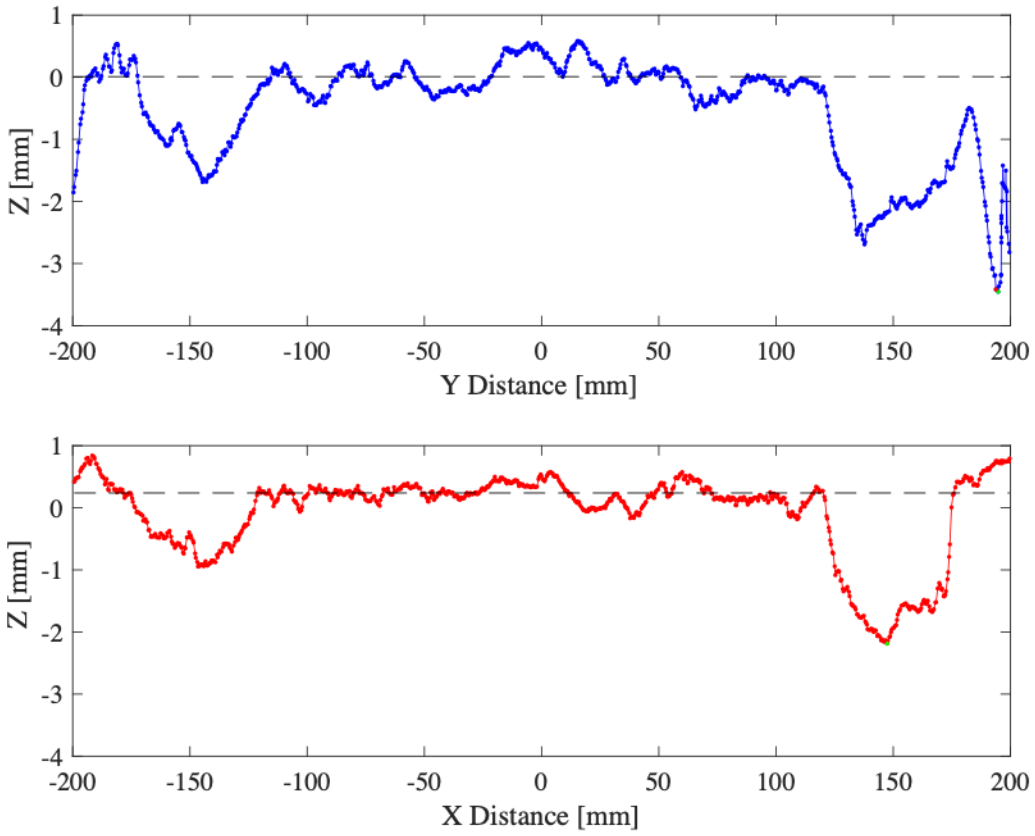


FIGURE 4.19 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la dalle à base de granulats de dolomie



Si la dalle était parfaitement droite ou si le TWPD était parfaitement aligné, il ne devrait pas y avoir de grandes différences entre les dépressions atteintes des deux côtés du chemin d'usure selon les axes X et Y. d'une même dalle. Cette différence pourrait provenir soit de la fabrication de la dalle (qui n'est pas totalement droite), soit du fait que les roues n'exercent pas la même pression tout au long du chemin d'usure. La dalle n'étant possiblement pas parfaitement à niveau, cela pourrait entraîner une répartition non uniforme des abrasifs.

Le coefficient MPD pour le profil longitudinal selon l'axe Y après 60 000 cycles de TWPD de la dalle à base de dolomie a été calculé à l'aide du code MATLAB et est de 3,44 mm. Pour le profil longitudinal selon l'axe X, le MPD est de 2,41 mm.

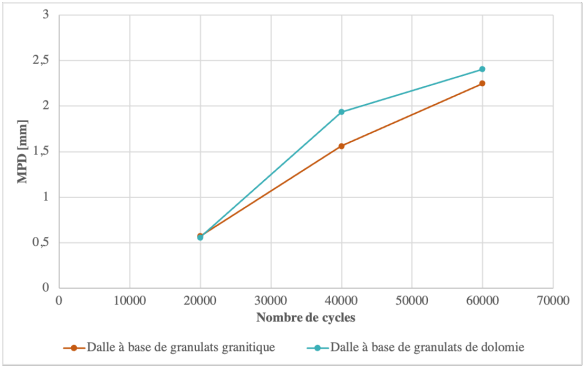
4.3.3 Conclusion

Tout d'abord, le TABLEAU 4.1 récapitule les différentes variations du MPD en fonction des dalles et des cycles.

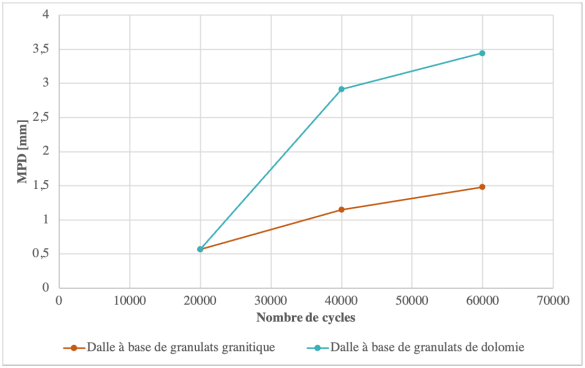
TABLEAU 4.1 – Les coefficients de frottement et MPD (selon le profil longitudinal X et Y) varient en fonction des différentes dalles et cycles.

	Coefficient de frottement (DFT60)	Coefficient MPD selon X/ selon Y [mm]
DG 20 000 cycles	0,32	0,57/0,57
DG 40 000 cycles	0,34	1,56/1,15
DG 60 000 cycles	0,3	2,25/1,48
DD 20 000 cycles	0,35	0,56/0,57
DD 40 000 cycles	0,3	1,94/2,92
DD 60 000 cycles	0,24	2,41/3,44

Les figures 4.20a et 4.20b montrent le coefficient MPD (Mean Profile Depth) en fonction du nombre de cycles de TWPD des dalles DG1 et DD1. Ils mettent en évidence le fait que les granulats de dolomie sont plus sujets à l'usure que les granulats granitiques. En effet, on peut voir que dans les deux profils longitudinaux, le MPD est plus élevé pour les dalles DD que pour les dalles DG à partir de 40 000 cycles, ce qui marque le début du polissage mis en place à l'aide des abrasifs d'oxyde d'aluminium et des roues du TWPD. Ces graphiques confirment donc que les granulats de dolomie s'altèrent plus rapidement que les granulats granitiques.



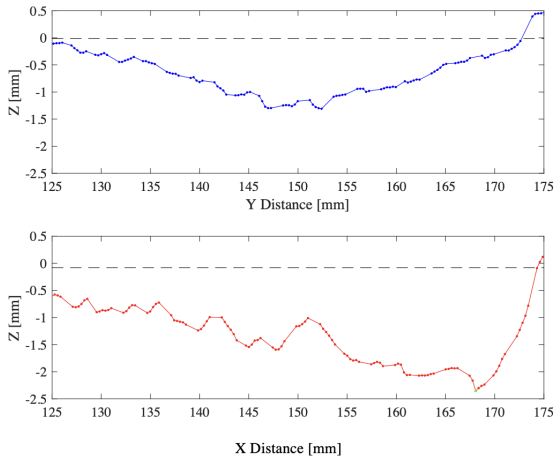
(a) Profil longitudinal selon l'axe X



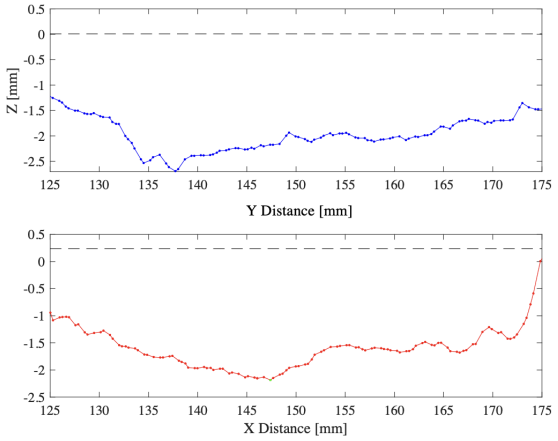
(b) Profil longitudinal selon l'axe Y

FIGURE 4.20 – MPD en fonction du nombre de cycles de TWPD

Bien que ces résultats confirment que les granulats de dolomie sont plus sensibles à l'usure, il ne confirme pas encore le fait qu'ils sont plus sujets au polissage que les granulats à base de granit. Pour cela, un zoom dans le chemin d'usure des profils précédents (pour les 60 000 cycles) a été établi dans les figures (4.21a et 4.21b).



(a) Dalle en béton à base de granulats de granite



(b) Dalle en béton à base de granulats de dolomie

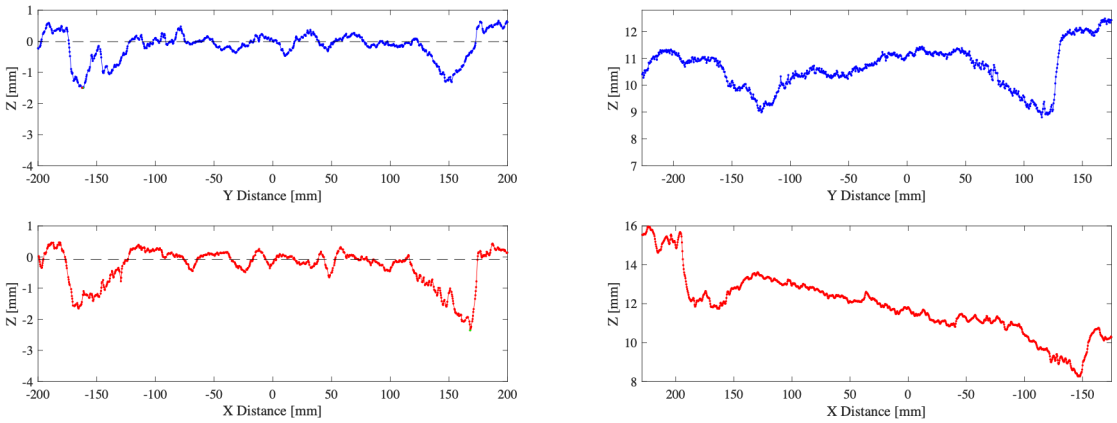
FIGURE 4.21 – Zoom dans le chemin d'usure du profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD

Ces graphiques illustrent que la dalle DD1 présente un profil plus lisse que la dalle DG1, confirmant ainsi une susceptibilité plus grande au polissage du béton incorporant le granulat de dolomie par rapport au béton fabriqué avec le granulat granitique.

Pour des recherches futures, il serait intéressant d'obtenir une valeur physique du niveau de polissage de chaque dalle, comme par exemple le coefficient MPD pour l'usure.

4.4 Comparaison des différents appareils de mesure de texture

Pour déterminer quel appareil laser sera le plus pertinent pour la mise en place du protocole d'essai, l'analyse profilométrique du laser MetraSCAN et du laser Gocator après 60 000 cycles a été comparée pour les dalles DG1 et DD1. La comparaison de la dalle DG1 est présentée dans les figures 4.22a et 4.22b.



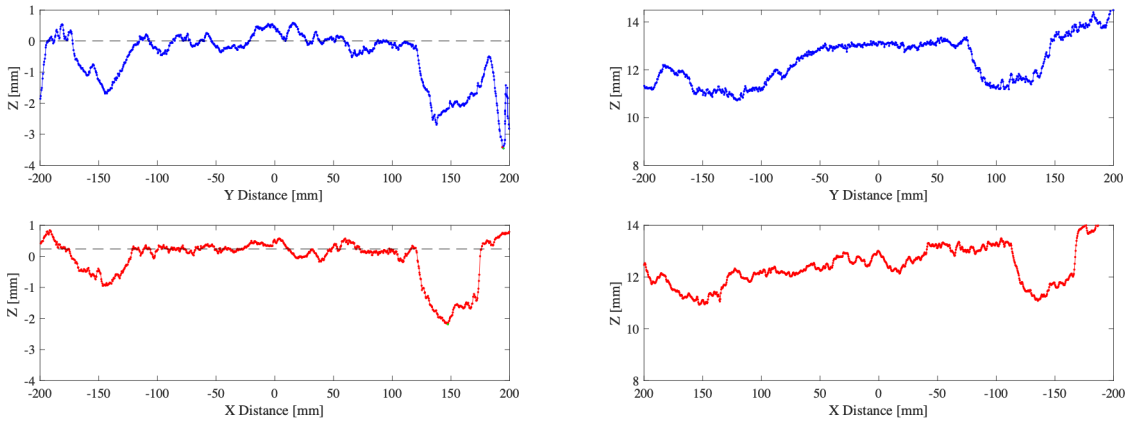
(a) Laser MetraSCAN (b) Laser Gocator

FIGURE 4.22 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la dalle en béton à base de granulats de granite

Ces figures 4.22a et 4.22b montrent qu'un profil très similaire est retrouvé dans les deux cas. Cependant, les profils obtenus par le Gocator ne sont pas droits. Cela peut s'expliquer par le fait que, lors de l'importation des données du MetraSCAN, le repère XYZ a été placé au milieu de la dalle, avec comme plan de référence le milieu du chemin d'usure, afin de pouvoir déterminer la profondeur des ornières par rapport à cette référence.

Dans le cas du Gocator, les axes n'ont pas pu être déterminés manuellement (pour l'instant), ce qui fait que la partie centrale de la dalle n'est pas alignée avec l'axe zéro. C'est pour cela que l'on observe un axe Z allant de 8 mm à 16 mm. Ce choix des axes de référence déterminé automatiquement par l'appareil pourrait donc également expliquer pourquoi le profil n'est pas exactement droit.

La comparaison de la dalle DD1 est présentée dans les figures 4.23a et 4.23b.



(a) Laser MetraSCAN (b) Laser Gocator

FIGURE 4.23 – Profil longitudinal selon l'axe X (en haut) et l'axe Y (en bas) après 60 000 cycles de TWPD pour la dalle en béton à base de granulats de dolomie

Ces figures 4.23a et 4.23b montrent à nouveau un profil très similaire. Cependant, les profils obtenus par le Gocator ne sont pas droits, ce qui peut s'expliquer par le même phénomène observé avec la dalle à base de granulats granitiques.

De ce fait, le MetraSCAN semble offrir un profil plus adapté à ce que l'on recherche pour ce protocole d'essai. De plus, le pas de mesure des données du MetraSCAN est plus élevée que celui du Gocator : il est de 0,3 mm selon X et Y, comparé au Gocator qui a un pas de mesure de 0,375 mm selon X et Y.



Les deux lasers profilomètres descendent à l'échelle de la micro-texture, car le pas de mesure est bien inférieur à 0,5 mm horizontalement.

Cependant, l'acquisition des données avec le Gocator était plus rapide que celle obtenue avec le MetraSCAN. Du scan manuel jusqu'à l'extraction des données, la durée était d'environ 30 minutes (voire une heure pour les premières fois), tandis que le Gocator ne prenait qu'environ 10 minutes.

4.5 Corrélation entre les coefficients de frottement et les coefficients MPD obtenus

Cette section vise à déterminer s'il existe une corrélation entre les coefficients de frottement mesurés et l'usure observée des dalles. De ce fait, le graphique de la FIGURE 4.24 illustre la corrélation entre le coefficient MPD obtenu et le coefficient de frottement. La pente de la droite d'interpolation linéaire est négative, indiquant ainsi une corrélation négative entre les deux variables.

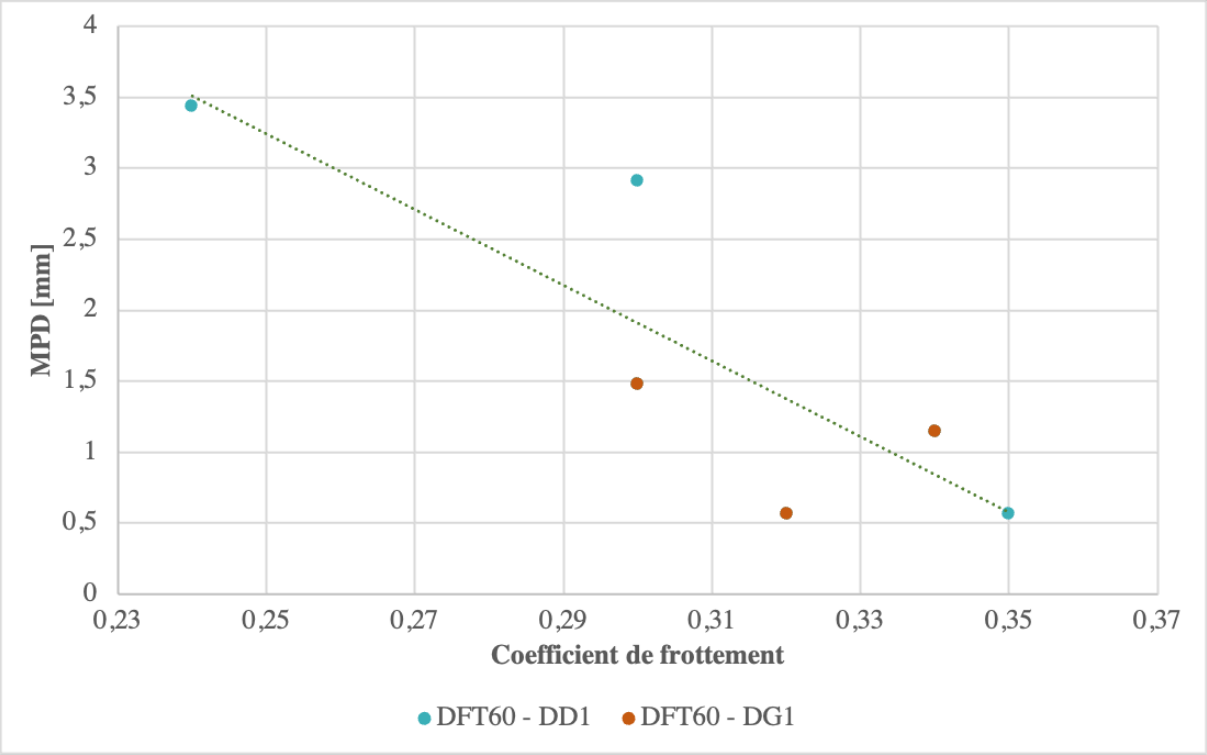


FIGURE 4.24 – Corrélation entre le coefficient MPD et le coefficient de frottement

Pour quantifier la force et la direction de cette relation, le coefficient de corrélation r peut être calculé.

TABLEAU 4.2 – Les coefficients de frottement et MPD (selon le profil longitudinal Y) varient en fonction des différentes dalles et cycles.

	Coefficient de frottement (DFT60)	Coefficient MPD [mm]
DG 20 000 cycles	0,32	0,57
DG 40 000 cycles	0,34	1,15
DG 60 000 cycles	0,3	1,48
DD 20 000 cycles	0,35	0,57
DD 40 000 cycles	0,3	2,92
DD 60 000 cycles	0,24	3,44

Le coefficient de corrélation est donné par la formule suivante :

$$r = \frac{\sum[(x_i - \overline{x}) \cdot (y_i - \overline{y})]}{\sqrt{\sum[(x_i - \overline{x})^2 \cdot (y_i - \overline{y})^2]}} \tag{4.2}$$



Les x correspondent au coefficient de frottement et les y au coefficient MPD.

En calculant le tout, le coefficient de corrélation vaut :

$$r = -0,86 \tag{4.3}$$

Le signe « - » indique une corrélation négative, ce qui est en accord avec ce qui a été déterminé précédemment. Le coefficient r est une valeur sans unité qui varie entre -1 et 1. Plus r se rapproche de 0, plus la corrélation entre les coefficients est faible, et inversement. Ainsi, la corrélation entre le coefficient de frottement et le coefficient MPD est élevée et négative.

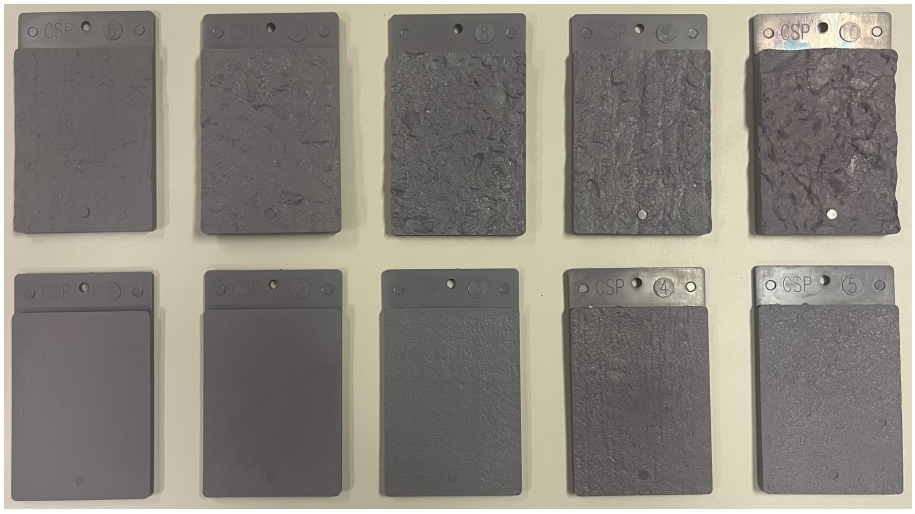
À savoir, une corrélation négative ou inverse signifie que les deux variables ont tendance à évoluer dans des directions opposées l'une par rapport à l'autre, de sorte que lorsque la valeur d'une variable augmente, la valeur de l'autre diminue, et vice versa [Rakotomalala 2017].

De ce fait, plus le coefficient de frottement diminue, plus le coefficient MPD (et donc l'usure) augmente et inversement.

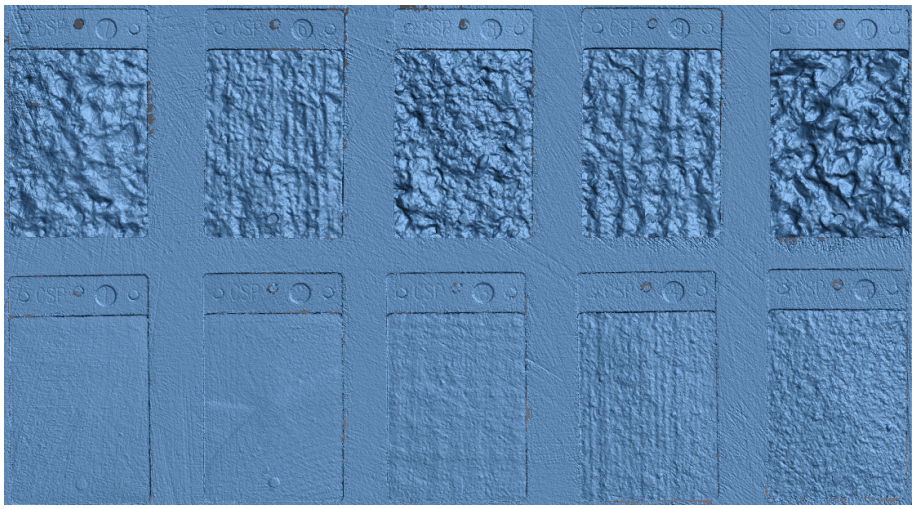
4.6 Appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile)

Le but de l'utilisation des appréciations visuelles est, dans un premier temps, de pouvoir comparer à l'œil nu les plaques CSP par rapport au chemin d'usure des dalles. Tout cela dans le but de déterminer si les CSP reliées aux dalles de béton à base de granulats granitiques sont plus élevés (plus rugueux) que les CSP reliées aux dalles de béton à base de granulats de dolomie.

Les figures 4.25a et 4.25b représentent les appréciations visuelles des CSP en réalité et scannées numériquement à l'aide du MetraSCAN. Les appréciations visuelles commencent tout à gauche par la rangée du bas avec CSP1 jusqu'à CSP5 tout à droite, et continuent par la rangée du haut avec CSP6 jusqu'à CSP10. Ainsi, les surfaces montrent une texture dont l'ampleur est de plus en plus importante en passant de CSP1 à CSP10.



(a) Plaquettes réelles



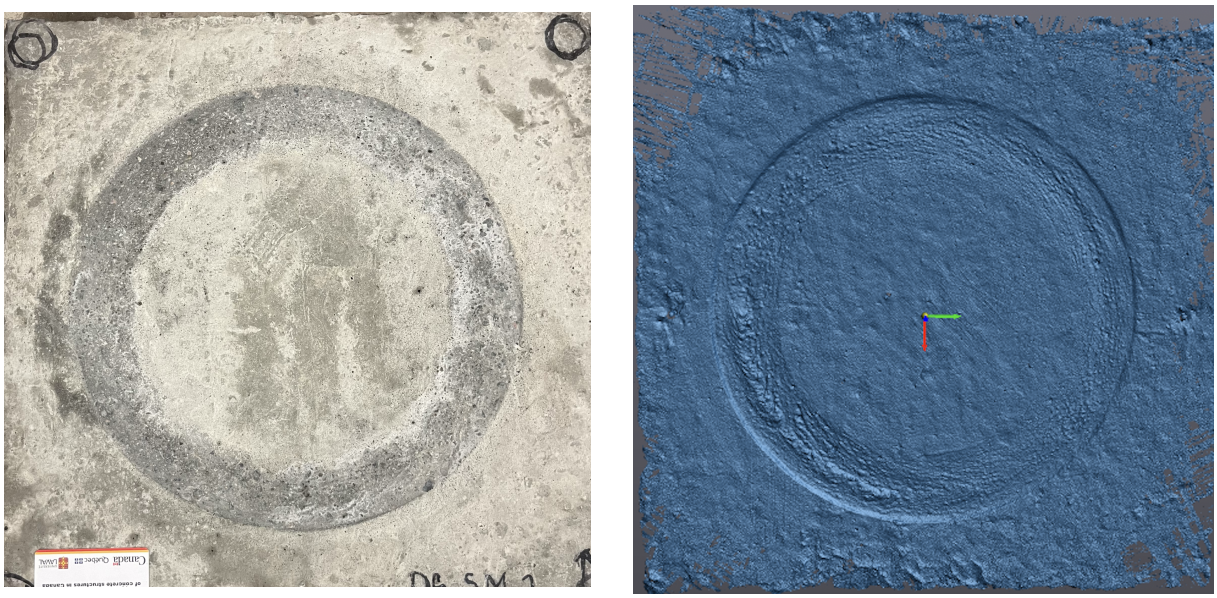
(b) Plaquettes numérisées en 3D à l'aide du laser MetraSCAN.

FIGURE 4.25 – Appréciation visuelle du CSP

Ces appréciations visuelles ont été comparées avec les dalles obtenues après 60 000 cycles (en réalité et numériquement).

4.6.1 Dalle en béton à base de granulats granitiques

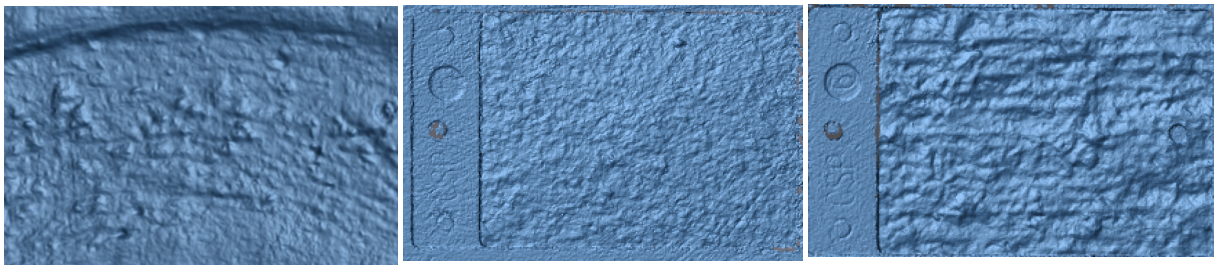
Les figures 4.26a et 4.26b représentent la dalle DG1, une fois réelle et une fois numérisée à l'aide du MetraSCAN après 60 000 cycles de TWPD.



(a) Réelle (b) Scan numérique (MetraSCAN)

FIGURE 4.26 – Dalle en béton à base de granulats granitiques après 60 000 cycles de TWPD

L'analyse des dalles par rapport aux CSP fourni indique que la dalle DG1 se rapproche le plus d'un CSP 6, comme le montrent les figures ci-dessous.

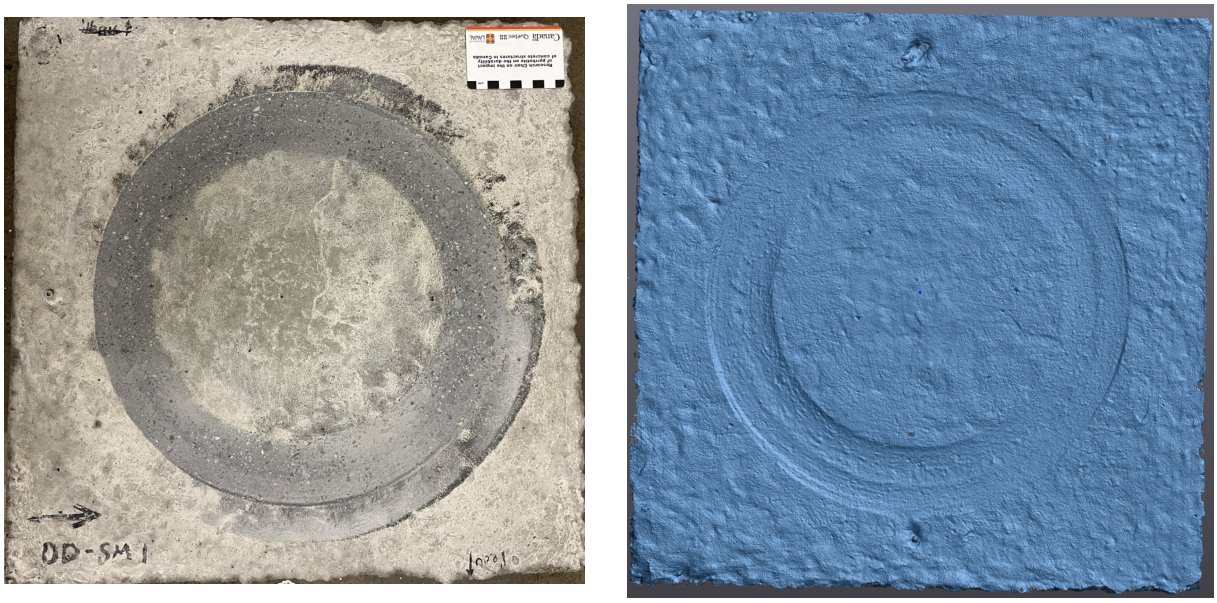


(a) Chemin d'usure (b) CSP 5 (c) CSP 6

FIGURE 4.27 – Comparaison des appréciations CSP avec le chemin d'usure de la dalle en béton à base de granulats de granite

4.6.2 Dalle en béton à base de granulats de dolomie

Les figures 4.28a et 4.28b représentent la dalle DD1, une fois réelle et une fois numérisée à l'aide du MetraSCAN après 60 000 cycles de TWPD.

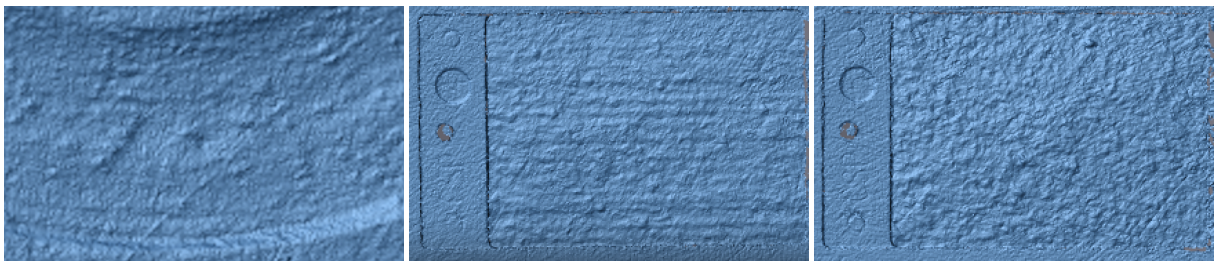


(a) Réelle

(b) Scan numérique (MetraSCAN)

FIGURE 4.28 – Dalle en béton à base de granulats de dolomie après 60 000 cycles de TWPD

En analysant de plus près les dalles ainsi que le CSP, il peut être remarqué que la dalle DD1 peut être considérée comme un CSP 4, comme le montrent les figures ci-dessous.



(a) Chemin d'usure

(b) CSP 4

(c) CSP 5.

FIGURE 4.29 – Comparaison des appréciations CSP avec le chemin d'usure de la dalle en béton à base de granulats de dolomie

4.6.3 Conclusion

La dalle DG1 correspondrait plus à un CSP 6, tandis que la dalle DD1 correspondrait plus à un CSP 4. Le CSP 6 correspond à une texture plus rugueuse que le CSP 4, ce qui signifie que la dalle à base de granulats de dolomie est significativement plus lisse, résultant ainsi d'un polissage plus important.

Comme mentionné précédemment, l'objectif premier de l'utilisation des appréciations visuelles était de déterminer à l'œil nu si les CSP reliés aux dalles DG sont plus élevés (plus rugueux) que les CSP reliées aux dalles DD, ce qui était bien le cas.

Pour des recherches futures, il serait intéressant d'associer chaque plaquette à une valeur MPD afin de leur attribuer une valeur physique. Cela donnerait la possibilité de comparer les MPD obtenus des dalles au MPD de chaque plaquette. Cela permettrait de valider l'utilisation des CSP et, par conséquent, de pouvoir les utiliser sur le terrain afin d'obtenir une première évaluation de l'état de la chaussée avant de procéder à des tests ultérieurs.

Chapitre 5

Conclusion

Dans le but de remédier au problème lié à la perte d'adhérence prématurée des chaussées en béton, il était primordial de concevoir un protocole d'essais en laboratoire permettant de reproduire rapidement les conditions de perte d'adhérence et d'usure observées sur le terrain. Les questions de recherche se sont dès lors concentrées sur la manière de mesurer les caractéristiques de texture des éprouvettes de laboratoire et de déterminer dans quelle mesure ces caractéristiques de surface de texture des éprouvettes sont corrélées avec les coefficients de frottement mesurés. Pour ce faire, de nombreux dispositifs ont été employés dans le cadre de cette étude.

Ces dispositifs peuvent être regroupés en deux catégories distinctes : le conditionnement et la caractérisation. Dans un premier temps, l'usure ainsi que le polissage ont été générés à l'aide du dispositif Three Wheel Polishing Device (TWPD). Le deuxième groupe correspond aux outils de caractérisation permettant de mesurer l'ampleur de cette usure et de ce polissage, soit par mesure du coefficient de frottement, soit par profilométrie de la surface usée. Pour ce faire, nous avons utilisé les dispositifs ci-dessous :

- Le dispositif de mesure du coefficient de frottement dynamique (DFT)
- Le scanner MMT 3D optique Metrascan
- Le profilomètre laser Gocator 2520 de LMI Technologies
- L'échelle d'appréciation visuelle CSP (Concrete Surface Profile) de l'ICRI.

Après avoir conditionné en laboratoire d'une part des dalles composées de béton à base de granulats granitiques et, d'autre part, des dalles composées de béton à base de dolomie à l'aide du TWPD, de nombreux essais ont été réalisés sur ces dernières. Ces deux granulats présentaient des résistances au polissage très contrastées, ce qui a permis de déterminer, à l'aide de divers dispositifs, une différence au niveau de la perte d'adhérence.

Les essais ont démontré que les coefficients de frottement obtenus par le dispositif DFT ne permettent pas d'établir une grande différence entre les granulats à base de granite et les granulats à base de dolomite, ni par conséquent de déterminer lequel était moins ou plus résistant à l'abrasion.

Le profilomètre laser MetraSCAN utilisé a permis de mettre en évidence au niveau de la micro-texture que le profil obtenu après les 60 000 cycles de TPWD était plus profond et plus lisse pour les dalles en béton à base de granulats de dolomie que pour les dalles en béton à base de granulats granitiques. Cela met en évidence le fait que les granulats

de dolomie sont bel et bien moins résistants à l'usure et au polissage et s'altèrent plus rapidement que les granulats granitiques.

La comparaison entre les deux dispositifs de mesure de texture a montré que le laser MetraSCAN semble actuellement offrir un profil plus adapté aux exigences de ce protocole d'essai. De plus, le pas de mesure horizontale du MetraSCAN est plus élevé que celle du Gocator : il est de 0,3 mm selon les axes x et y, comparé à 0,375 mm pour le Gocator. Cependant, l'acquisition des données avec le Gocator est plus rapide que celle obtenue avec le MetraSCAN.

De plus, une corrélation linéaire élevée et négative entre la texture et le coefficient de frottement des dalles a été mise en évidence. Ainsi, plus le coefficient de frottement diminuait, plus le coefficient MPD (et donc l'usure) augmentait, et inversement. Cependant, le coefficient MPD s'est avéré ne pas être le plus adéquat pour mesurer le polissage des chaussées en béton. En effet, il mesure l'usure, mais pas le degré de polissage de la surface. Par contre, la tendance observée semble suggérer que l'accroissement du MPD avec l'usure s'accompagne d'une dégradation (lissage) de la micro-texture du béton par polissage.

Pour des recherches futures, il serait d'abord intéressant d'obtenir une valeur physique du niveau de polissage de chaque dalle, comme par exemple le coefficient MPD pour l'usure. Ensuite, il serait pertinent d'associer chaque plaquette CSP à une valeur MPD (ou à une autre valeur plus représentative du polissage) afin de leur attribuer une valeur physique. Cela permettrait de comparer les MPD obtenus des dalles à ceux de chaque plaquette. Ainsi, on pourrait valider l'utilisation des CSP et les utiliser sur le terrain pour obtenir une première évaluation de l'état de la chaussée avant de procéder à des tests ultérieurs.

Il semble également important d'établir un processus de nettoyage des dalles en béton après chaque 5 000 ou 10 000 cycles de TWPD, et non comme pour l'instant tous les 20 000 cycles, afin d'éviter l'accumulation de résidus, ce qui pourrait expliquer la chute des valeurs du coefficient de friction observée précédemment.

Si les axes de référence peuvent être placés manuellement, c'est-à-dire corriger l'emplacement de l'axe de référence pour les données du laser Gocator, il serait peut-être intéressant de considérer cet appareil pour l'acquisition de données dans la suite du protocole.

En effet, bien qu'il offre une résolution de mesure inférieure à celle du MetraSCAN, celle-ci reste suffisante et surtout, le temps d'acquisition des données est plus rapide.

Enfin, il serait nécessaire de déterminer la cause des irrégularités rencontrées pour les dalles DG2 et DD2 lors des mesures du coefficient de frottement, qu'il s'agisse d'une mauvaise mise en œuvre ou d'une erreur de manipulation du DFT.

Bibliographie

Abdualla H. et Yu T. (2017). « Design and construction of bases and subbases for concrete pavement performance ». Url : www.minervatri.com

Association internationale permanente des Congrès de la route (AIPCR) (1994). « Revêtements en béton armé continu ». Rapport de recherche No 07.06B.

Bricola J., Ahmed E., et Benmokrane B. (2014). « Conception optimale de dalles de chaussées en béton jointées avec des goujons en matériaux composites en polymères renforcés de fibres de verre ». Soumis au Ministère des Transports du Québec (Université de Sherbrooke).

Cerezo V., Do M. T., Maisonneuve P., Liegeois M. et Pellegrino P. (2013). « L'appareil DFT (Dynamic Friction Tester) : première expérimentation française ». Revue générale des routes et des aérodromes, pages 60-66. Url : https://hal.science/hal-00851503

Creaform (2013). « Manuel de formation MetraSCAN 70/210 » [Présentation Powerpoint]. Url : www.creaform3d.com

Creaform (10/08/2023). « Quel est le meilleur scanner 3D ? ». Url : https://www.creaform3d.com/blog/fr/meilleur-scanner-3d/

Direction générale du laboratoire des chaussées (DGLC) (2018). « Chaussée rigide : La dalle en béton armé continu avec armature en polymère renforcé de fibre de verre ». Bulletin d'information technique, no. 1, vol. 23, pages 1–2.

Dupont P. et Bauduin A. (2005). « La nouvelle circulaire adhérence de la Direction des routes nationales de France ». Bulletin du Laboratoire des Ponts et Chaussées (France), no. 255, pages 157-168.

Feredeco (2023). « Guide technique pour l'utilisation des granulats recyclés en Wallonie ».

Federal Highway Administration (Fhwa.) (2019). « Concrete pavement texturing - FHWA-HID-17-011 ». Url : https://www.fhwa.dot.gov/pavement/pubs/hif17011.pdf.

Fournier B., Bissonnette B., Thomassin-Mailhot M. et Arcelia Vaca Arciga L. (2022). « Influence des caractéristiques du mélange sur l'usure des chaussées de béton ». Rapport d'étape no. 2. Soumis au Ministère des Transports du Québec (Université Laval).

Gouvernement du Québec, ministère des Transports du Québec (Mtq) (2012). « Orientation ministérielle sur le choix des types de chaussées 2010-2015 » (ISBN 978-2-550-65949-5 (PDF)), pages 8-13.

Gouvernement du Québec, ministère des Transports du Québec (Mtq) (2019). « Guide des bonnes pratiques d'épandage » (ISBN 978-2-550-85137-0 (PDF)), pages 48-54.

Gouvernement du Québec, ministère des Transports du Québec (Mtq) (2023). « Pneus à clous – Décompte en stationnements » [Présentation Powerpoint].

Griffiths G. (2003). « Concrete roads and pavements ». Advanced Concrete Technology, vol. 4, pages 1–24. Url : https://doi.org/10.1016/B978-075065686-3/50308-6

Hall J. W., Smith K. L. et Titus-Glover L. (2009). « NCHRP - Guide for Pavement Friction ». Url : https://doi.org/10.17226/23038

Kandji M. (2023). « Étude de la microtexture des granulats en lien avec l'adhérence des chaussées ». Projet R826.1 : Rapport sur les résultats des essais de caractérisation. Soumis au Ministère des Transports du Québec (Université Laval).

Komaragiri S., Amirkhanian A. et Bhasin A. (2020). « Friction and Texture Retention of Concrete Pavements ». Url : https://doi.org/10.1177/0361198120919397

Kumar A. et Gupta A. (2021). « Review of Factors Controlling Skid Resistance at Tire-Pavement Interface ». Advances in Civil Engineering, vol. 2021. Url : https://doi.org/10.1155/2021/2733054

Labbate A. (2012). « A classification of asphalt surfacing texures based on 3D imagery » (Università di Bologna). Url : https://amslaurea.unibo.it/3967/

Lamond Joseph F. et Pielert James H. (2006). « Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials ». ASTM International.

LMI Technologies (2016). « Laser triangulation ». Url : https://lmi3d.com/wp-content/uploads/2018/07/FS_Laser_Triangulation_US_WEB.pdf

Mataei B., Zakeri H., Zahedi M. et Nejad F. M. (2016). « Pavement Friction and Skid Resistance Measurement Methods : A Literature Review ». Open Journal of Civil Engineering, no. 4, vol. 6, pages 537-565. Url : https://doi.org/10.4236/ojce.2016.64046

Rabinowicz E. (1995). « Friction and Wear of Materials ». Wiley-Interscience, 2nd edition.

Rakotomalala R. (2017). « Analyse de corrélation ». Étude des dépendances - Variables quantitatives, version 1.1, pages 3-15. Url : https://eric.univ-lyon2.fr/ricco/cours/cours/Analyse_de_Correlation.pdf.

Rens L. (2014). « Routes silencieuses, le beton comme solution durable ». FEBELCEM.

Rens L. (2009). « La Route en beton : un choix reflechi et durable ». FEBELCEM.

Samuels L. E. (1992). « Polishing Wear »(P. J. Blau, Ed. ; ASM Handbook). Url : www.asminternational.org

Service Public de Wallonie (Spw) (2021). « Cahier des Charges Type CCT QUALIROUTES » (chapitres B, C et G).

Scott B. D. et Safiuddin Md. (2015). « Abrasion Resistance of Concrete - Design, Construction and Case Study ». Concrete Research letter, vol 6., no 3.Url : https://www.researchgate.net/publication/281594259_Abrasion_Resistance_of_Concrete_-_Design_Construction_and_Case_Study

Sheng Chen G. et Liu X. (2016). « Friction ». Friction Dynamics, Pages 91–159. Url : www.crl.issres.net

Thébeau D. (2004). « La dalle en béton armé continu à transports Québec ». Exposé préparé pour la séance intitulée : Essais accélérés des chaussées in situ et en laboratoire.

Transit New Zealand (1981). « Standard test procedure for measurement of texture by the sand circle method ». Url : https://www.nzta.govt.nz/assets/resources/texture-by-the-sand-circle-method-measurements/docs/texture-by-the-sand-circle-method.pdf

Vademecum du bruit routier urbain (2018). « Les revêtements routiers ». Vademecum du bruit routier urbain. F. Fontaine et B. Dewulf. Url : https://environnement.brussels/sites/default/files/user_files/vademecum_f7_fr_0.pdf.

Walubita L. F., Nyamuhokya T. P., Romanoschi S. A., Hu X. et Souliman M. I. (2017). « A mechanistic-empirical impact analysis of different truck configurations on a jointed plain concrete pavement (JPCP) ». Stavební Obzor - Civil Engineering Journal, no. 4, vol. 26, pages 507–529.

Whitney D. Fowler D. W. et Rached M. (2013). « Use of Manufactured Sands for Concrete Pavement ». Report No. 0-6255-1, 204p. Soumis au Center for Transportation Research (University of Texas).

Normes

Les normes utilisées dans le cadre de ce travail de fin d'études sont les suivantes :

- NF EN 1097-2 : Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 2 : methods for the determination of resistance to fragmentation (2010).
- NF EN 1097-1 : Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 1 : determination of the resistance to wear (micro-Deval) (2011).
- NBN EN 13036-1 : Road and airfield surface characteristics - Test methods - Part 1 : Measurement of pavement surface macrotexture depth using a volumetric patch technique (2010).
- NF EN 13036-4 : Method for measurement of slip/skid resistance of a surface : The pendulum test (2019).
- ASTM D3042 : Standard Test Method for Insoluble Residue in Carbonate Aggregates (2017).
- ASTM D3319 : Standard Practice for the Accelerated Polishing of Aggregates Using the British Wheel (2017).
- A3000-18 : Cementitious materials compendium (2018).
- VII-14-14401 : Abrasifs (2020).
- ASTM E1845 - 15 : Standard Practice for Calculating Pavement Macrotexture Mean Profile Depth
- Laboratoire des Chaussées, LC 21-102 : Résistance au polissage des granulats : méthode par projection (2016).

Annexe

A Définition des types de liant

Portland cement type	Blended hydraulic cement type		Portland-limestone cement type‡§	Name**
	Blended portland cement*	Blended portland-limestone cement†		
GU	GUb	GULb	GUL	General use cement
MS	MSb	MSLb	—	Moderate sulphate-resistant cement
MH	MHb	MHLb	MHL	Moderate heat of hydration cement
HE	HEb	HELb	HEL	High early-strength cement
LH	LHb	LHLb	LHL	Low heat of hydration cement
HS	HSb	HSLb	—	High sulphate-resistant cement

** The suffix "b" indicates that the product is a blended portland cement.*
† The suffix "Lb" indicates that the product is a blended portland-limestone cement.
‡ The suffix "L" indicates that the product is portland-limestone cement.
§ Portland-limestone cements should not be used in an environment subjected to sulphate exposure as defined in Table 3 of CSA A23.1, unless tested and used together with sufficient proportions of supplementary cementitious materials to meet the requirements specified in Table 5 of A3001 for Type MSLb and HSLb blended cement.

FIGURE 1 – Définition des types de liant

B Étude de la proportion de véhicules avec pneus à clous pour les régions du Québec

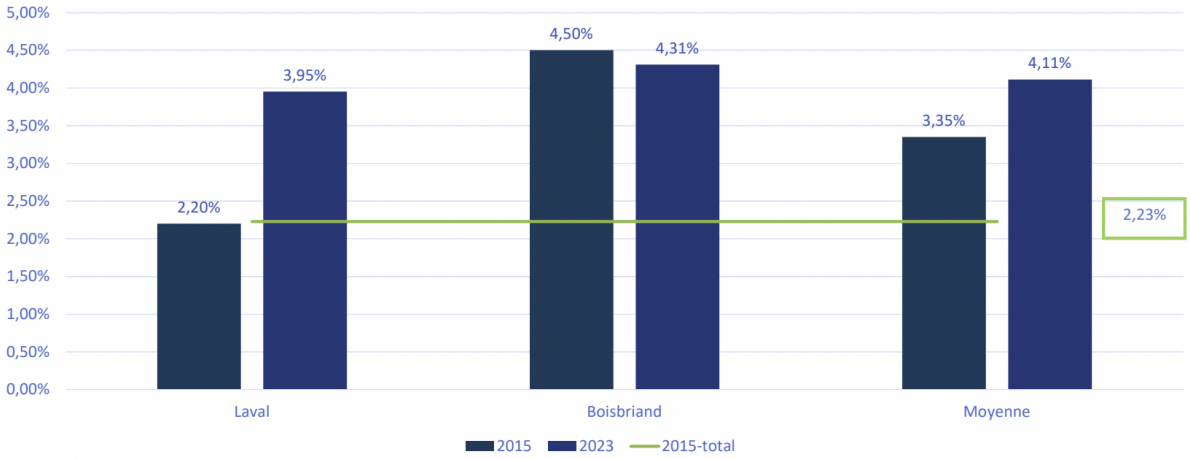


FIGURE 2 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Montréal.

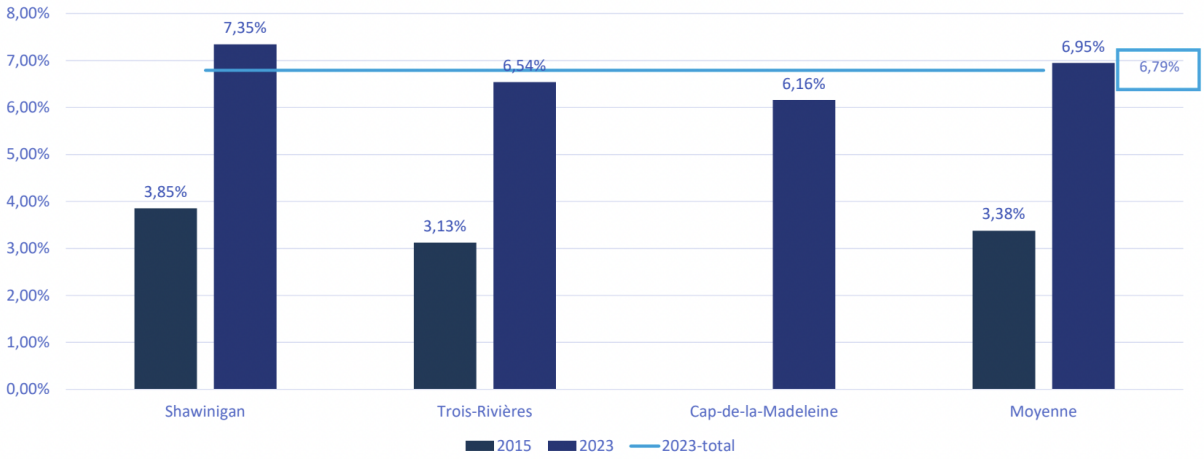


FIGURE 3 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Mauricie.

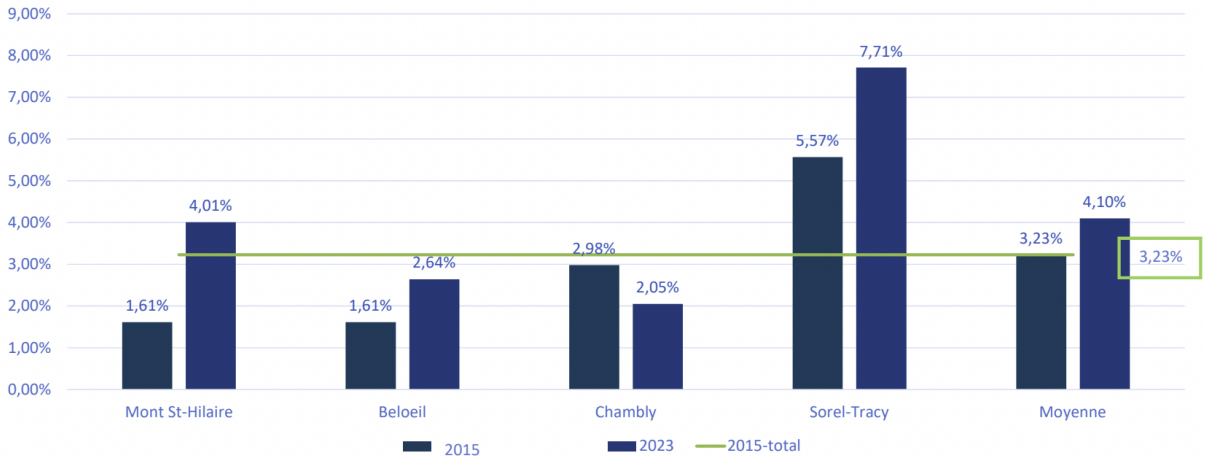


FIGURE 4 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Montérégie.

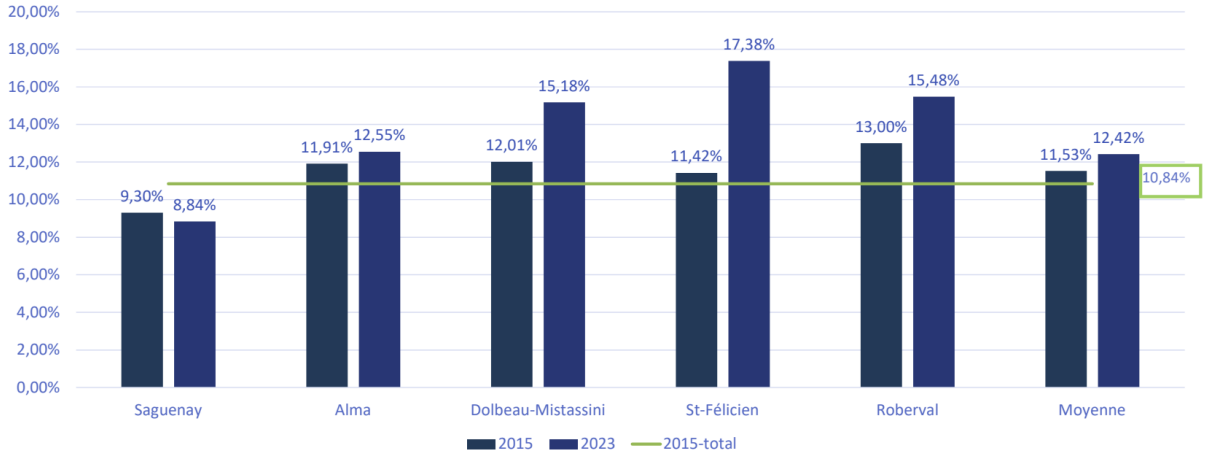


FIGURE 5 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Saguenay/Lac-St-Jean.

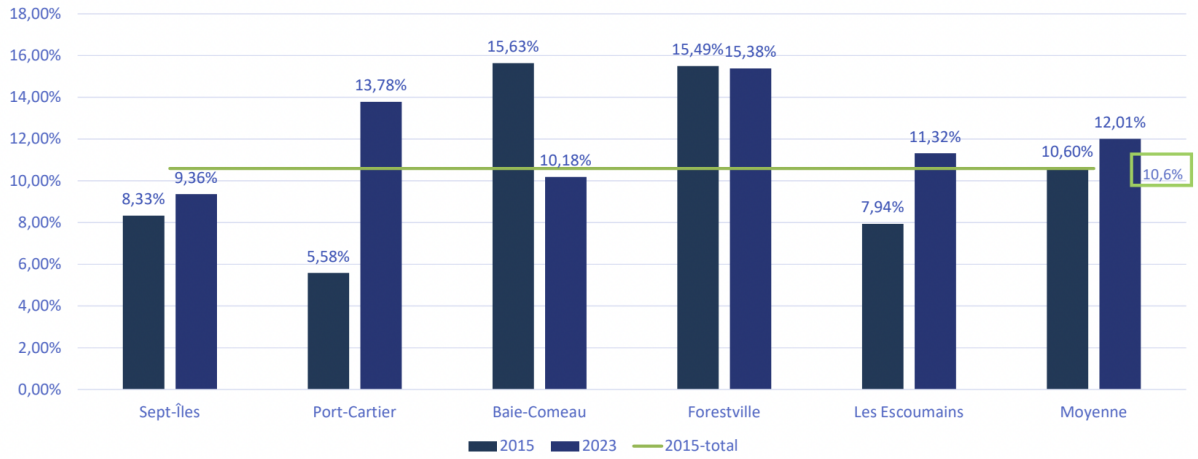


FIGURE 6 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Côte-Nord.

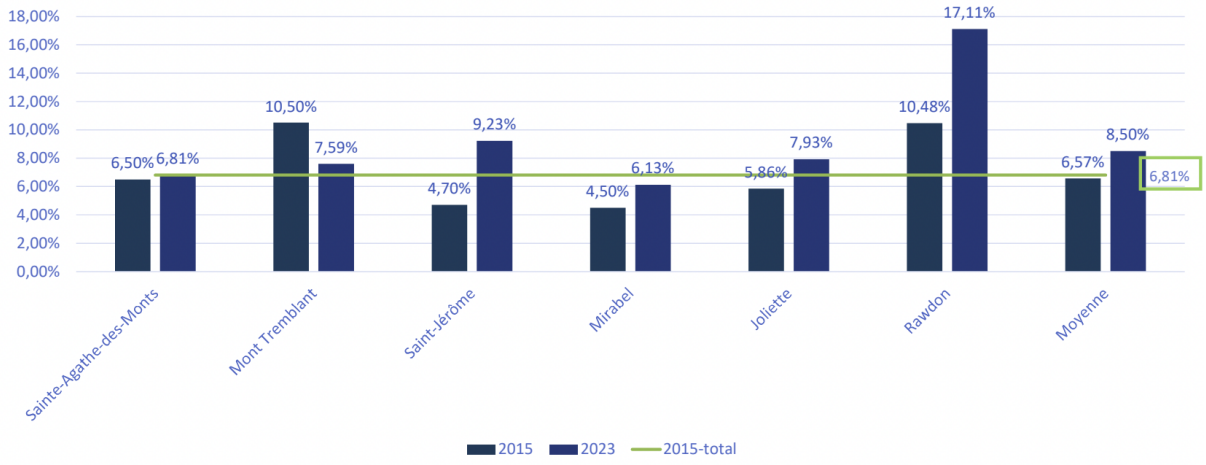


FIGURE 7 – Proportion de véhicules avec des pneus à clous pour la région de Laurentides-Lanaudière.

C Planification du protocole expérimental

Tableau 1 – Planning du protocole

Jour 1	Jour 2
1. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT	1. Prochains 5000 cycles TWPD
2. Premiers 5000 cycles TWPD	2. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)
3. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)	3. Nettoyage de la dalle à l'eau
4. Nettoyage de la dalle à l'eau + séchage à l'air	4. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT
5. Prochains 5000 cycles TWPD	5. Séchage de la dalle à l'air
6. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)	6. Réaliser le scan 3D à l'aide du laser (Metrascan)
7. Nettoyage de la dalle à l'eau	7. Prochains 5000 cycles TWPD
8. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT	7. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)
9. Séchage de la dalle à l'air	8. Nettoyage de la dalle à l'eau + séchage à l'air
10. Prochains 5000 cycles TWPD	9. Prochains 5000 cycles TWPD

Jour 3	Jour 4	Jour 5
1. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT		
2. Prochains 5000 cycles TWPD	1. Prochains 5000 cycles TWPD	
3. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)	2. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)	
4. Nettoyage de la dalle à l'eau + séchage à l'air	3. Nettoyage de la dalle à l'eau	
5. Prochains 5000 cycles TWPD	4. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT	1. Nettoyage de la dalle à l'eau
6. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)	5. Séchage de la dalle à l'air	2. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT
7. Nettoyage de la dalle à l'eau	6. Prochains 5000 cycles TWPD	3. Séchage de la dalle à l'air
8. Réaliser la mesure du coefficient de friction à l'aide du DFT	7. Attendre la fin des cycles (environ 2h45)	4. Réaliser le scan 3D à l'aide du laser (Metrascan)
9. Séchage de la dalle à l'air	8. Nettoyage de la dalle à l'eau + séchage à l'air	
10. Réaliser le scan 3D à l'aide du laser (Metrascan)	9. Prochains 5000 cycles TWPD	
11. Prochains 5000 cycles TWPD		

D Fiche technique du ciment GU

Ciment Québec

CERTIFICAT D'ANALYSE TYPIQUE DU CIMENT

Ciment à usage général type **GU**

Essais physiques

Temps de prise Vicat (minutes)
Initial 115
Final 245

Finesse
Blaine (m^2/kg) 393
Retenu 45 µm (%) 5

Fausse prise (%) 63
Expansion à l'autoclave (%) 0.10
Teneur en air (%) 6

Résistance à la compression (MPa)
3 jours 26.4
7 jours 30.9
28 jours 37.8

Expansion des barres de mortier à 14 jours (%) 0.008

Analyses chimiques (%)

SiO_2 ..... 19.1
Al_2O_3 ..... 4.8
Fe_2O_3 ..... 3.6
CaO 60.2
CaO libre 1.5
MgO 2.6
SO_3 ..... 3.8
Perte au feu 1.9
Insolubles 0.5
Alcalis (équivalent Na_2O) 0.92

Composition Minéralogique
C_3S 51.2
C_2S 16.2
C_3A 6.7
C_4AF 11.0

Par la présente, nous certifions que le ciment livré est conforme aux exigences de la norme CSA A3000-13 section A3001-13, type GU.

Pour tout renseignement concernant ce certificat d'analyse, veuillez contacter nos services techniques au (418) 329-2100, poste 3276.

Michel Chabot, ing.
Ingénieur chimiste

145, boul. du Centenaire • Saint-Basile (Québec) G0A 3G0 • Canada • Tél.: 418 329-2100 • Téléc.: 418 329-3436

E Courbes DFT pour chaque 10 000 cycles de TWPD

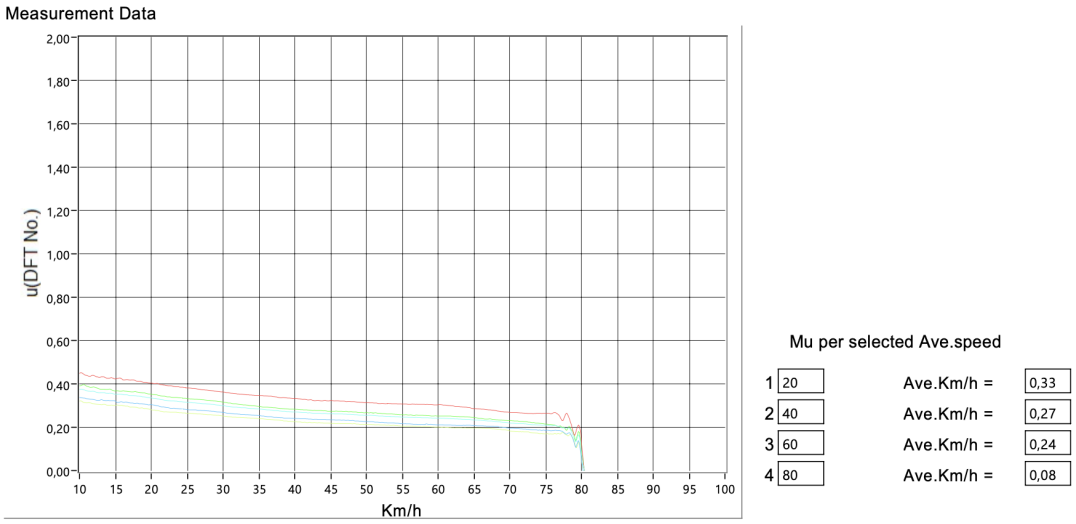


FIGURE 8 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 0 cycles de TWPD.

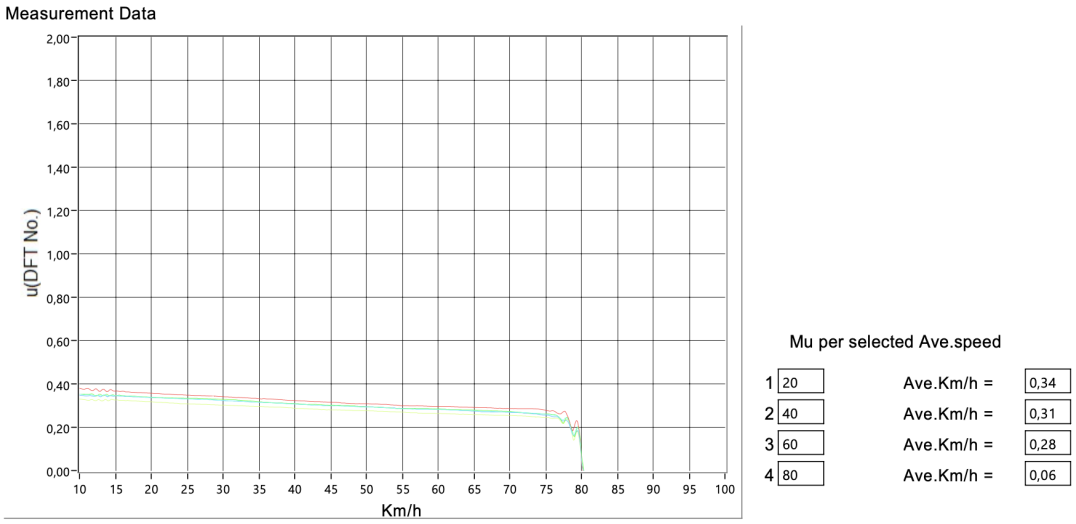


FIGURE 9 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 10 000 cycles de TWPD.

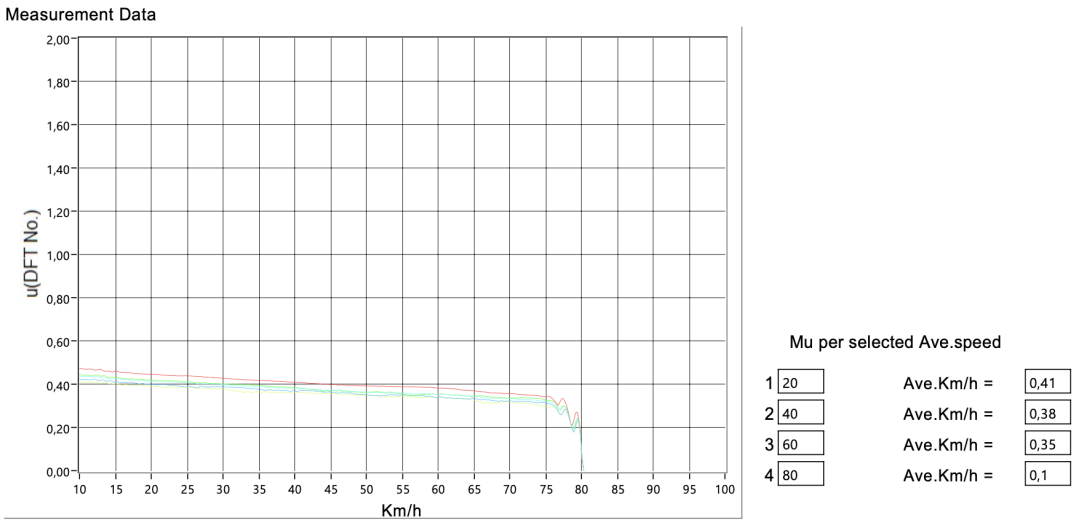


FIGURE 10 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 20 000 cycles de TWPD.

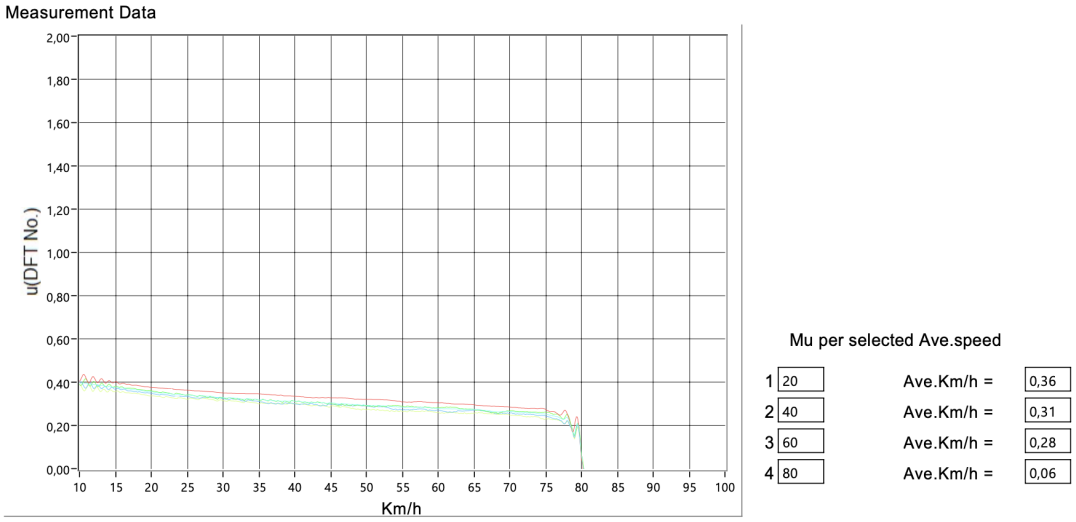


FIGURE 11 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 30 000 cycles de TWPD.

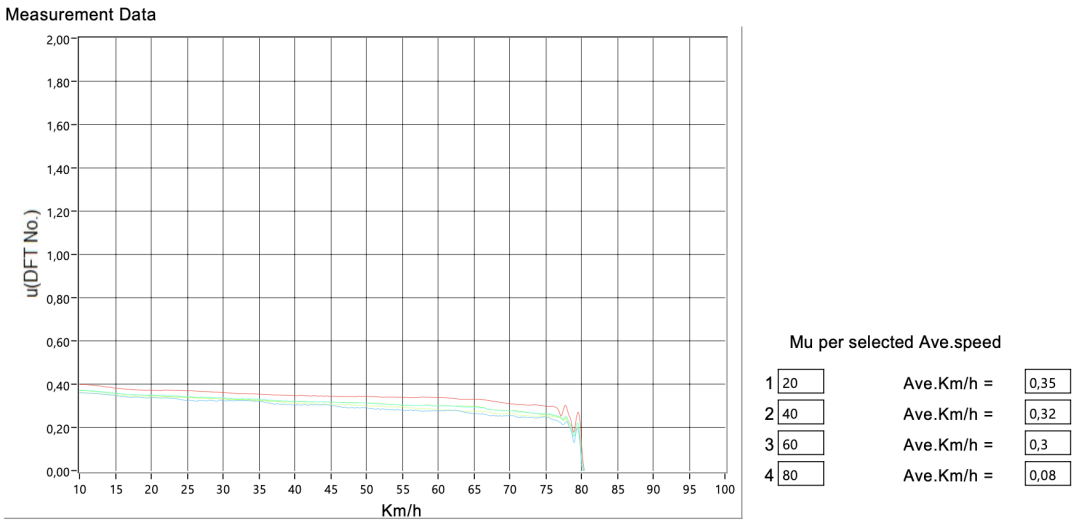


FIGURE 12 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 40 000 cycles de TWPD.

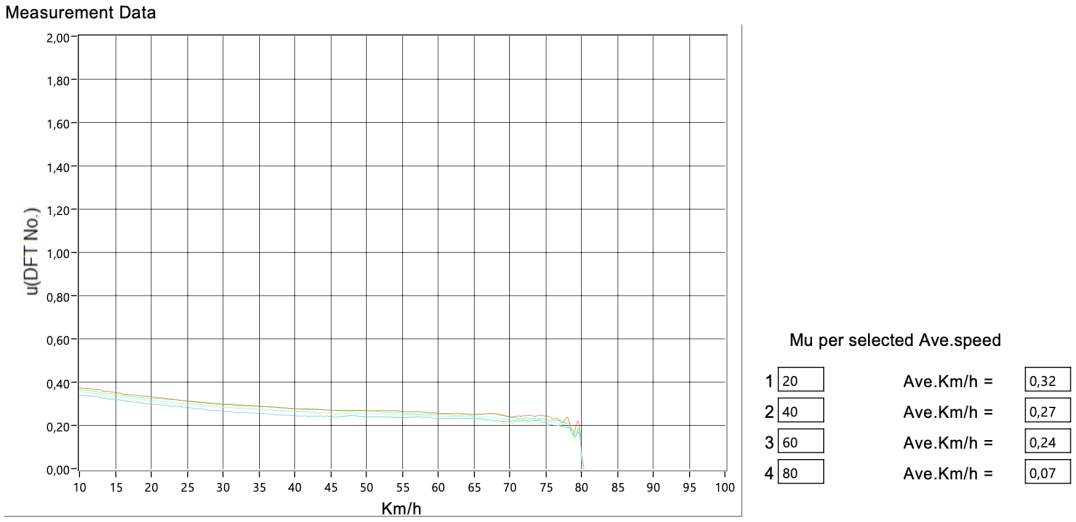


FIGURE 13 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 50 000 cycles de TWPD.

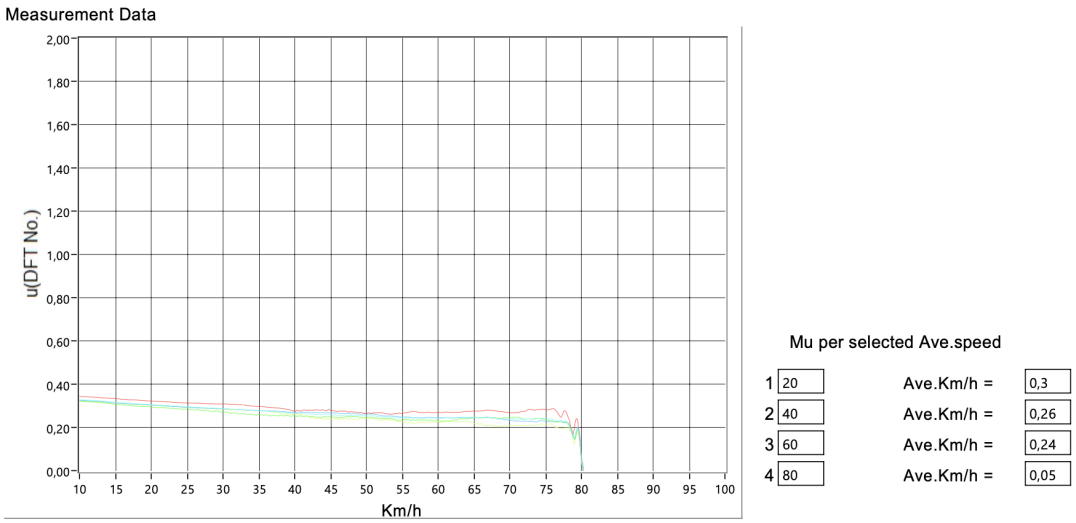


FIGURE 14 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de dolomie après 60 000 cycles de TWPD.

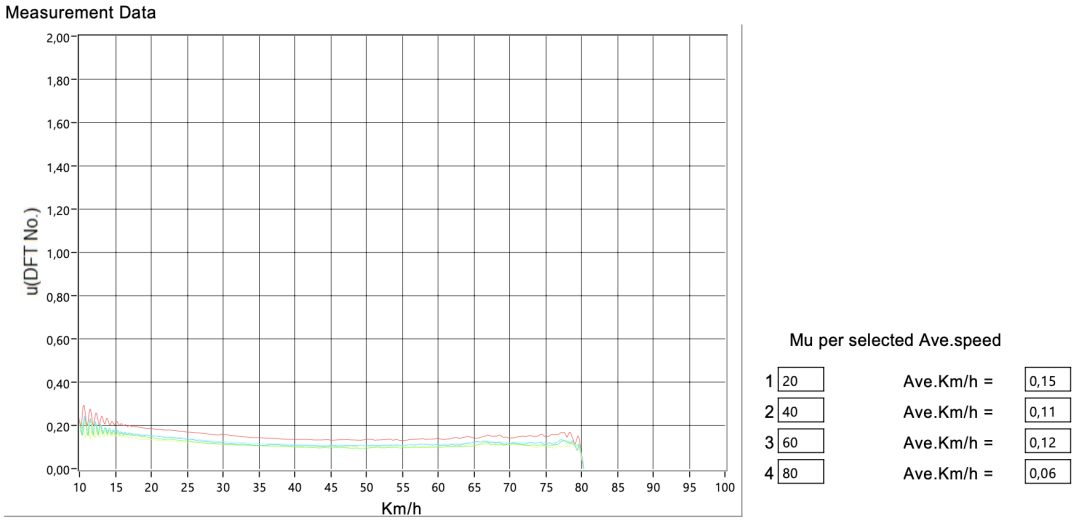


FIGURE 15 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 0 cycles de TWPD.

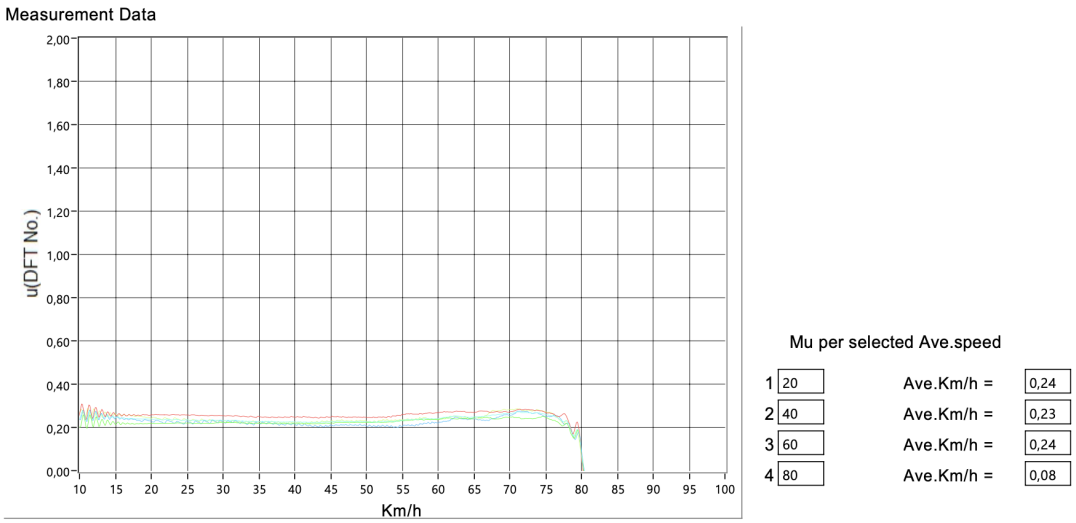


FIGURE 16 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 10 000 cycles de TWPD.

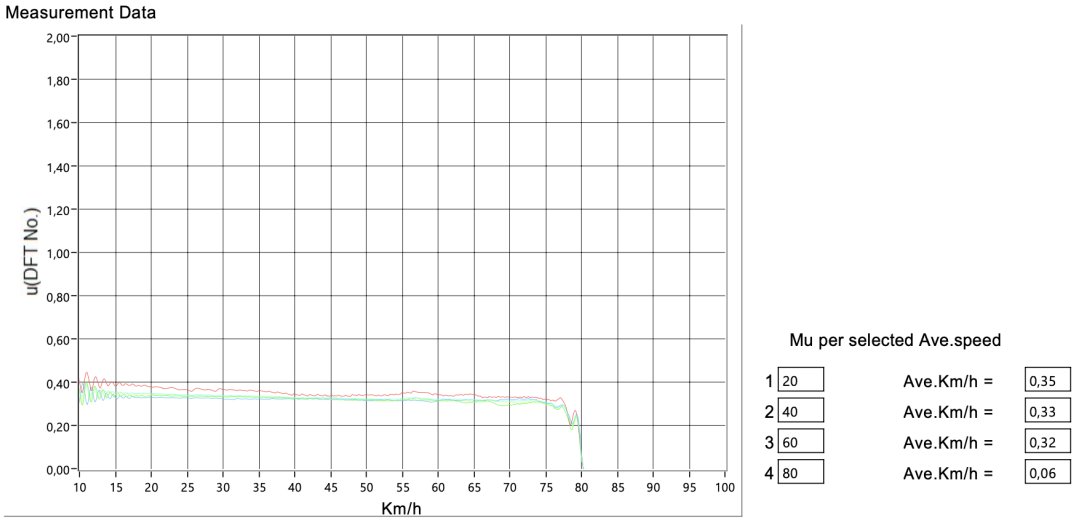


FIGURE 17 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 20 000 cycles de TWPD.

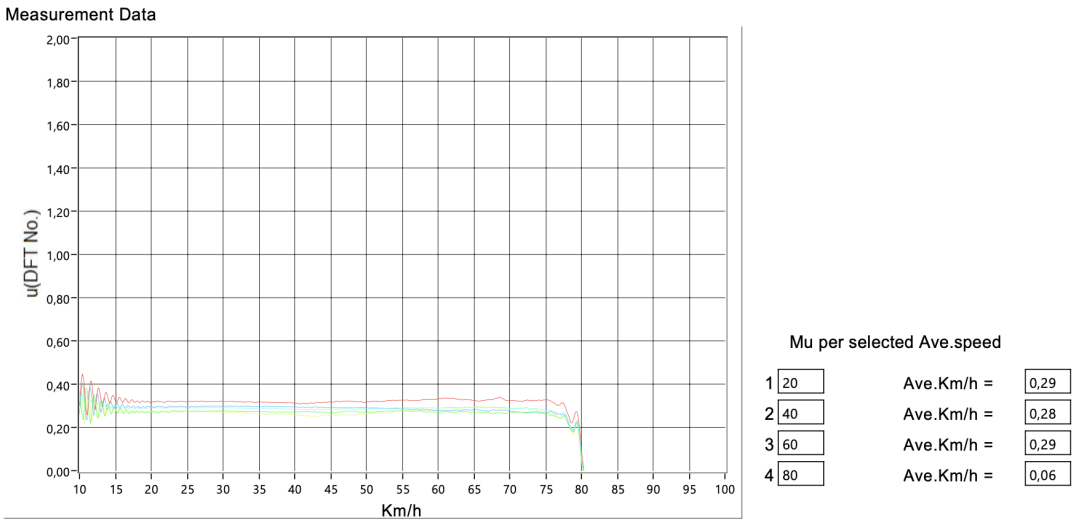


FIGURE 18 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 30 000 cycles de TWPD.

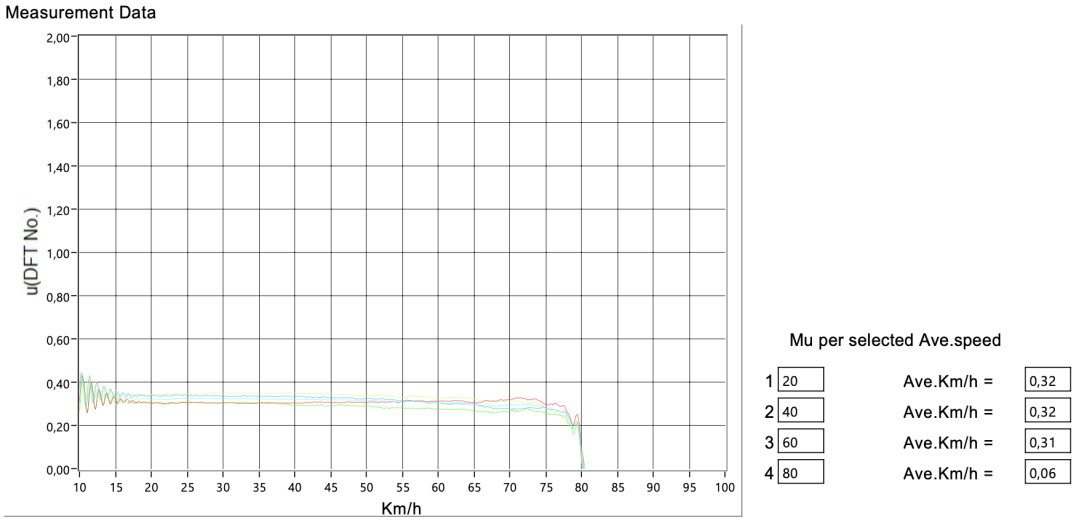


FIGURE 19 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 40 000 cycles de TWPD.

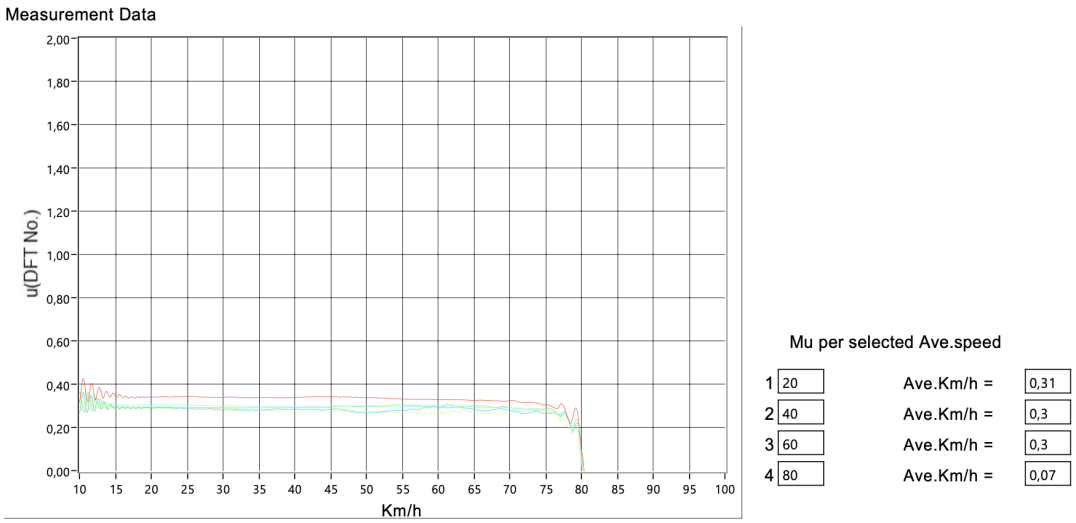


FIGURE 20 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 50 000 cycles de TWPD.

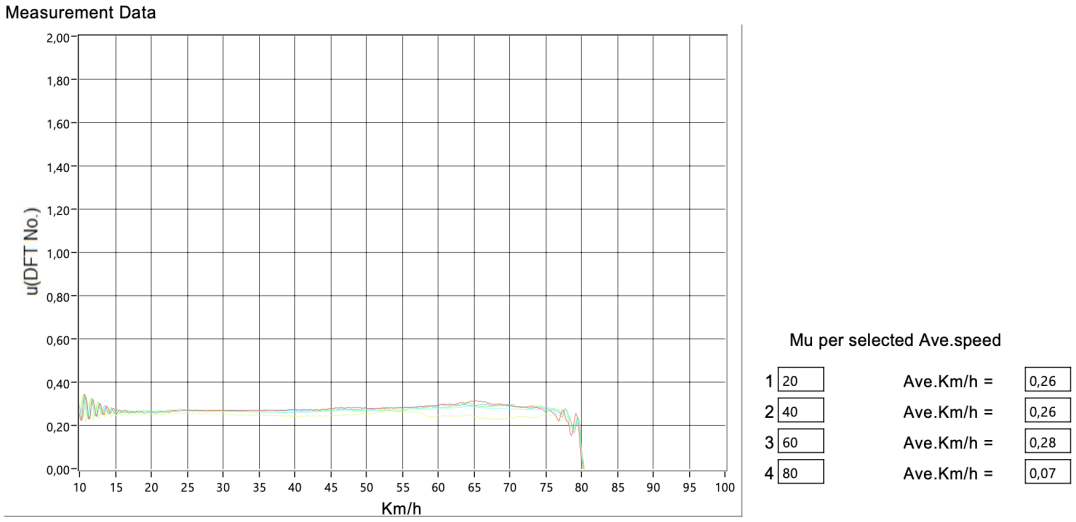


FIGURE 21 – Courbes DFT pour la deuxième dalle à base de granulats de dolomie après 60 000 cycles de TWPD.

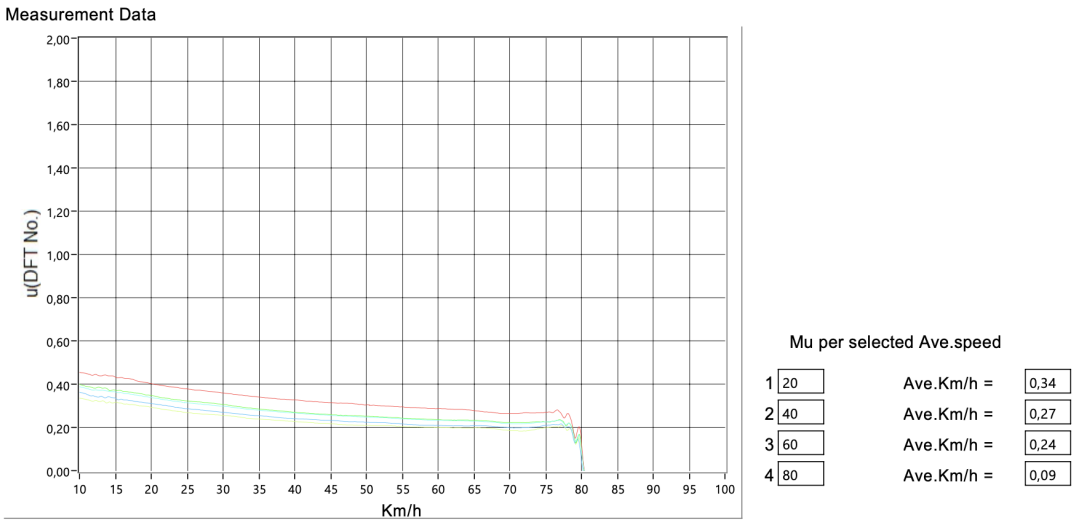


FIGURE 22 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 0 cycles de TWPD.

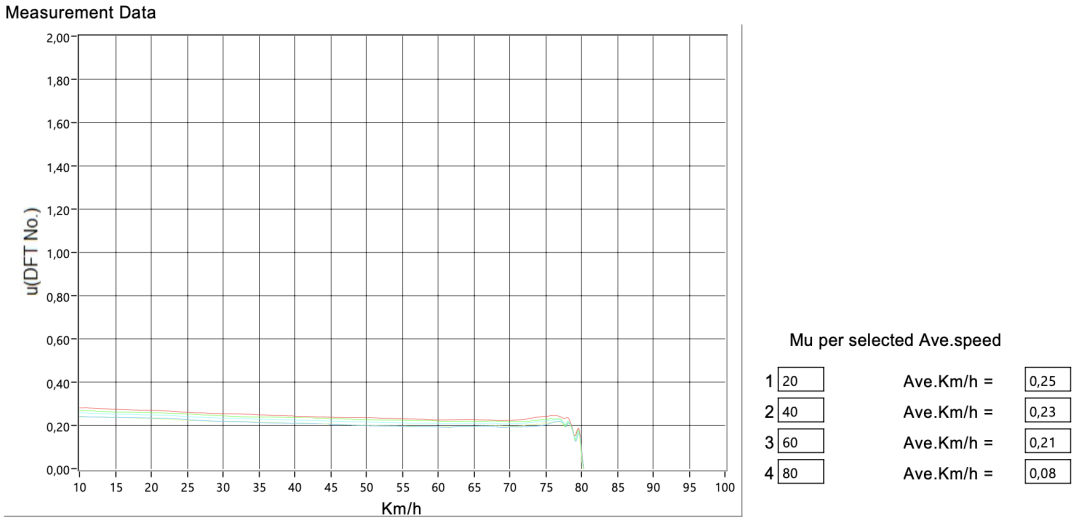


FIGURE 23 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 10 000 cycles de TWPD.

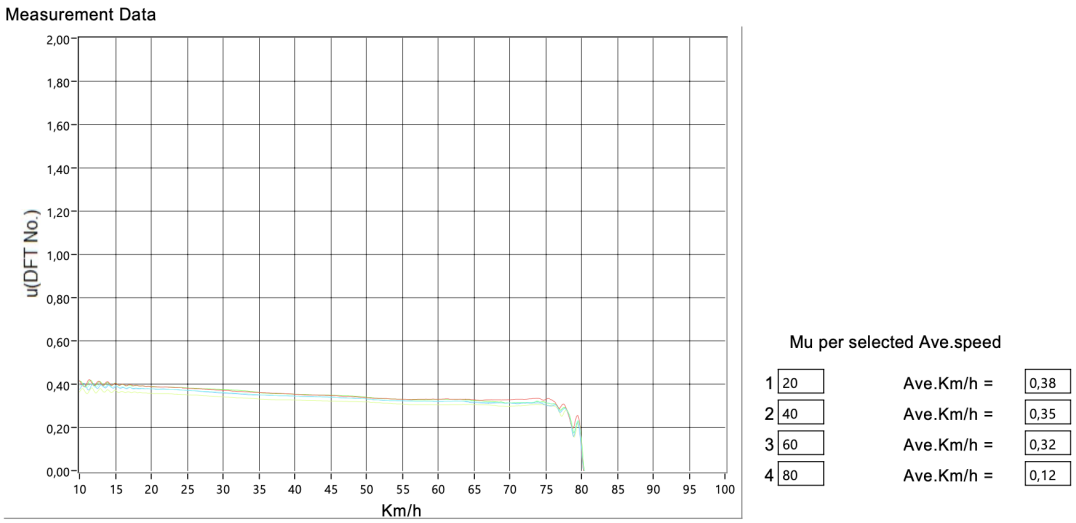


FIGURE 24 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 20 000 cycles de TWPD.

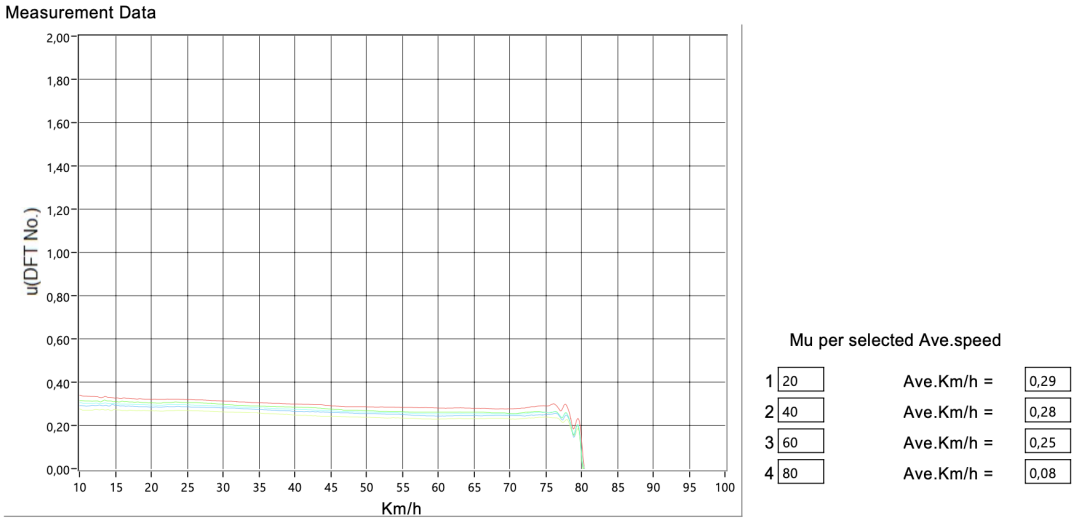


FIGURE 25 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 30 000 cycles de TWPD.

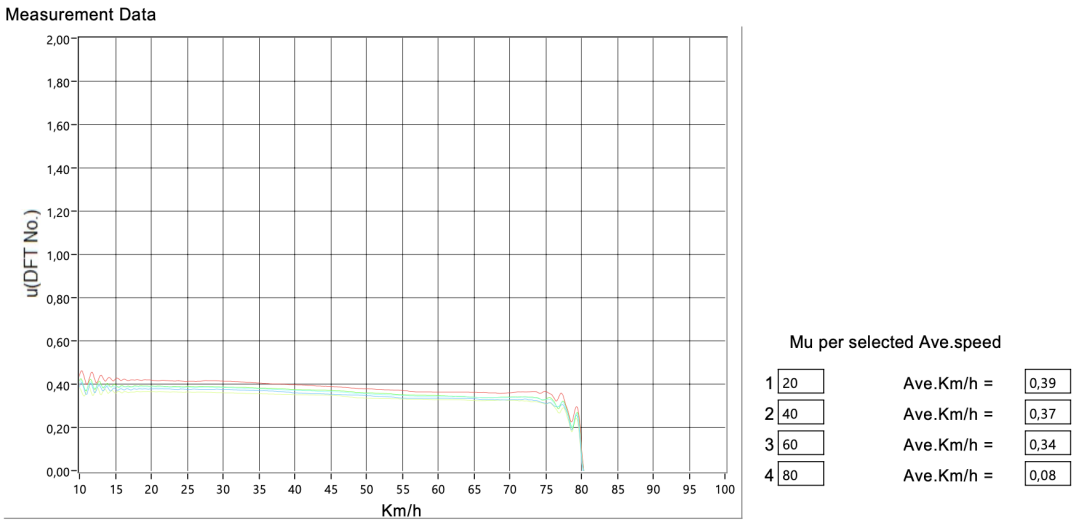


FIGURE 26 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 40 000 cycles de TWPD.

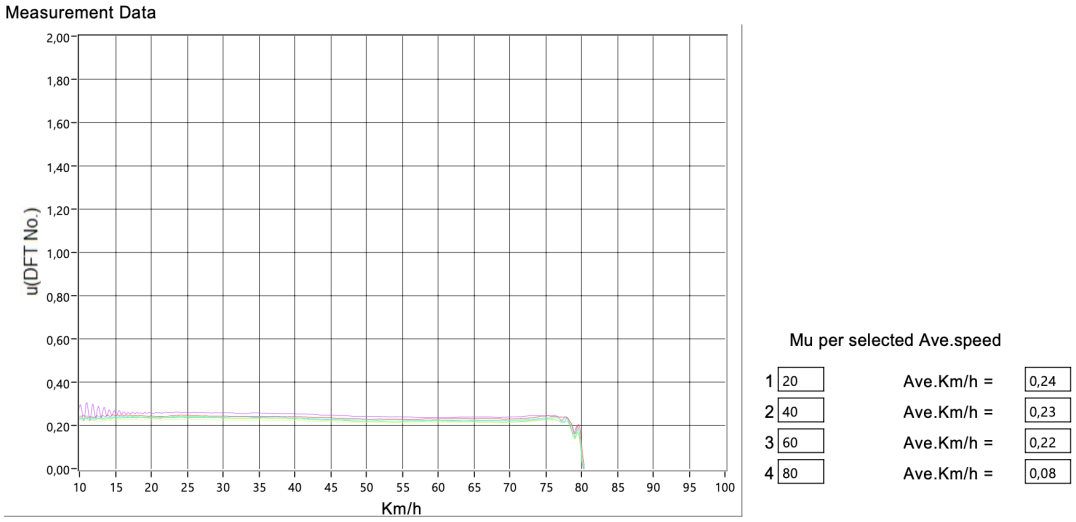


FIGURE 27 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 50 000 cycles de TWPD.

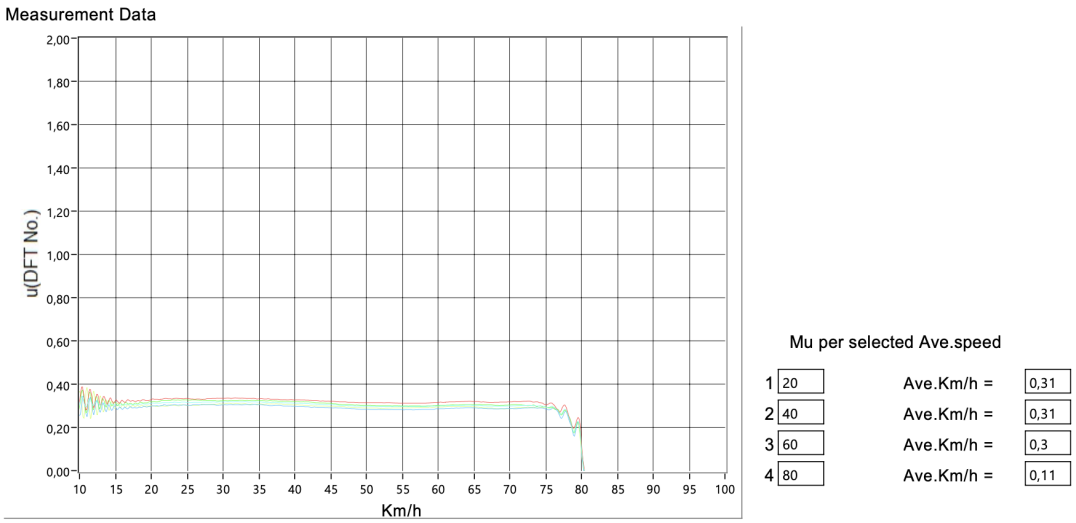


FIGURE 28 – Courbes DFT pour la première dalle à base de granulats de granite après 60 000 cycles de TWPD.

F Code Matlab pour l'obtention du profil longitudinal et du calcul MPD (Metrascan)

```
% Create a 3D scatter plot of X, Y, Z_adjusted with color scaling
based on adjusted Z values
figure;
scatter3(X, Y, Z_adjusted, 20, Z_adjusted, 'filled');
xlabel('X');
ylabel('Y');
zlabel('Z Adjusted');
title('3D Plot');

% Calculate median X and Y values
median_x = median(data(:, 1));
median_y = median(data(:, 2));

% Define tolerance for profile data extraction
tolerance = 0.1;

% Extract points for the first longitudinal profile (median X)
x_range = [median_x - tolerance, median_x + tolerance];
points_x = data(data(:, 1) >= x_range(1) & data(:, 1) <= x_range(2) &
data(:, 3) > -5 & data(:, 3) < 5 & data(:, 2) > -200 & data(:, 2) < 200, :);

% Extract points for the second longitudinal profile (median Y)
y_range = [median_y - tolerance, median_y + tolerance];
points_y = data(data(:, 2) >= y_range(1) & data(:, 2) <= y_range(2) &
data(:, 3) > -5 & data(:, 3) < 5 & data(:, 1) > -200 & data(:, 1) < 200, :);

% Plot first longitudinal profile
disp('Data first longitudinal profile');
figure;
subplot(2, 1, 1);

if isempty(points_x)
    disp('Warning: No data points found for median X profile.');

else
    % Extract sorted Y and Z values for the profile
    [sorted_points_x, ~] = sortrows(points_x, 2); % Sort by Y
    sorted_Y_mid = sorted_points_x(:, 2);
    sorted_Z_mid = sorted_points_x(:, 3);

    % Calculate average Z in the range of Y between -100 and 100
    y_filter_range = [-100, 100];
    filtered_Z_x = sorted_Z_mid(sorted_Y_mid >= y_filter_range(1)
```

```
& sorted_Y_mid <= y_filter_range(2));
    average_Z_x = mean(filtered_Z_x);

    % Calculate de highest and second highest peak
    [sorted_points_z, ~] = sortrows(points_x, 3); % Sort by Z
    first_peak_1 = sorted_points_z(1, :)
    second_peak_1 = sorted_points_z(2, :)

    % Calculate de distance to average Z
    Distance_first_1 = average_Z_x - first_peak_1(3)
    Distance_second_1 = average_Z_x - second_peak_1(3)

    %Calcul MPD
    MPD_1 = (Distance_first_1 + Distance_second_1)/2

    plot(sorted_Y_mid, sorted_Z_mid, 'b.-');
    hold on;
    y_limits = ylim;
    plot([min(sorted_Y_mid), max(sorted_Y_mid)], [average_Z_x, average_Z_x], 'k-
    plot(first_peak_1(2),first_peak_1(3),'g.-');
    plot(second_peak_1(2),second_peak_1(3),'r.-');
    title(sprintf('Longitudinal Profile - Median X (X = %.2f)', median_x));
    xlabel('Y Distance [mm]');
    ylabel('Z [mm]');
    hold off;

    %disp(['Average Z in the range of Y between -100 and 100 for Median X Profil
end

% Plot second longitudinal profile
disp('Data second longitudinal profile');
subplot(2, 1, 2);

if isempty(points_y)
    disp('Warning: No data points found for median Y profile.');

else
    % Extract sorted X and Z values for the profile
    [sorted_points_y, ~] = sortrows(points_y, 1); % Sort by X
    sorted_X_mid = sorted_points_y(:, 1);
    sorted_Z_mid = sorted_points_y(:, 3);
```

```
    % Calculate average Z in the range of X between -100 and 100
    x_filter_range = [-100, 100];
    filtered_Z_y = sorted_Z_mid(sorted_X_mid >= x_filter_range(1) & sorted_X_mid
    average_Z_y = mean(filtered_Z_y);

    % Calculate de highest and second highest point
    [sorted_points_zz, ~] = sortrows(points_y, 3); % Sort by Z
    first_peak_2 = sorted_points_zz(1, :)
    second_peak_2 = sorted_points_zz(2, :)

    % Calculate de distance to average Z
    Distance_first_2 = average_Z_y - first_peak_2(3)
    Distance_second_2 = average_Z_y - second_peak_2(3)

    %Calcul MPD
    MPD_2 = (Distance_first_2 + Distance_second_2)/2


    plot(sorted_X_mid, sorted_Z_mid, 'r.-');
    hold on;
    x_limits = xlim;
    plot([min(sorted_X_mid), max(sorted_X_mid)], [average_Z_y, average_Z_y], 'k-
    plot(first_peak_2(1),first_peak_2(3),'g.-');
    plot(second_peak_2(1),second_peak_2(3),'r.-');
    title(sprintf('Longitudinal Profile - Median Y (Y = %.2f)', median_y));
    xlabel('X Distance [mm]');
    ylabel('Z[mm]');
    hold off;

    %disp(['Average Z in the range of X between -100 and 100 for Median Y Profil

end
```

G Code Matlab pour l'obtention du profil longitudinal (Gocator)

```
% Load the Excel file
data = xlsread('/Users/elyseboulanger/Desktop/Code/DG1-60k.xlsx');

% Get the values of x (row 1)
x = data(1,:);
x(1)=[];
% Get the values of y (column 1)
y = data(:,1);
y(1)=[]

% Get the values of z (rest of the values in the DataFrame)
z = data(2:end, 2:end);

% Calculate indices for the profiles
median_x = floor(length(x) / 2);
median_y = floor(length(y) / 2);

% Profile 1: Half of X
profil_1 = z(median_y+1, :);

% Profile 2: Half of Y
profil_2 = z(:, median_x+1);

%Plot along x and along z
subplot(2,1,1);
plot(y,profil_2,'b.-');
xlabel('Y Distance [mm]');
ylabel('Z [mm]');\

subplot(2,1,2);
plot(x,profil_1,'r.-');
xlabel('X Distance [mm]');
ylabel('Z [mm]');
```