



UNIVERSITÉ
LAVAL

Détermination de la performance en laboratoire de matériaux recyclés utilisés en fondation routière

Projet R672.1

Rapport final présenté au

Ministère des transports du Québec

Service des matériaux d'infrastructures

Direction du laboratoire des chaussées

Carl Moniz, Pascale Pierre, Richard Pleau et Sylvain Juneau

Octobre 2013

Table des matières

1. INTRODUCTION	7
1.1 Mise en contexte.....	7
1.2 Problématique.....	8
1.3 Objectifs	8
1.4 Méthodologie.....	9
2. REVUE DES CONNAISSANCES	11
2.1 Généralités.....	11
2.2 Utilisation de matériaux recyclés	13
2.3 La classification des granulats recyclés et en utilisation dans la construction de chaussées	18
2.4 Résultats d'essais géotechniques sur les matériaux granulaires recyclés.....	23
2.4.1 Proctor modifié.....	23
2.4.2 Indice de portance californien (CBR)	25
2.4.3 Résistance à l'abrasion à l'aide de l'appareil Los Angeles	26
2.4.4 Résistance à l'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval	27
2.4.5 Densité et absorption des gros granulats et des granulats fins	28
2.5.6 Valeur au bleu de méthylène	30
2.5 Propriétés mécanique, hydrique et thermique des matériaux granulaires recyclés	31
2.5.1 Module réversible.....	31
2.5.2 Perméabilité.....	35
2.5.3 Susceptibilité au gel.....	36
2.6 Technique de recyclage et réutilisation en place des matériaux de.....	38
chaussée.....	38
2.6.1 Béton bitumineux	39
2.6.2 Béton de ciment.....	39
2.6.3 Avantages et limitations	40
2.7 Synthèse.....	40
3. CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE	42
3.1 Présentation des matériaux	42
3.2 Essais de caractérisation.....	44
3.2.1 Analyse granulométrique par tamisage	44

3.2.2 Densité et absorption des gros granulats et des granulats fins	48
3.2.3 Résistance à l'abrasion à l'aide de l'appareil Los Angeles	53
3.2.4 Coefficient d'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval	55
3.2.5 Détermination de la masse volumique et de la teneur en eau optimale.....	56
3.2.6 Indice de portance californien (CBR)	62
3.2.7 Valeur au bleu de méthylène	66
3.2.8 Conclusions des essais de caractérisation des matériaux granulaires recyclés	68
4. ÉTUDE EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE, HYDRIQUE ET THERMIQUE	70
4.1 Essais de performance	70
4.1.1 Module réversible.....	71
4.1.2 Perméabilité.....	84
4.1.3 Essai de gel.....	88
4.2 Conclusions des essais de performance.....	93
5. CONCLUSIONS & RECOMMANDATIONS	96
5.1 Conclusions	96
5.2 Recommandations	97
ANNEXES.....	104

Liste des tableaux

Tableau 2.1 - Classification belge des granulats de débris.....	14
Tableau 2.2 - Classification française des granulats de débris.....	15
Tableau 2.3 - Classification québécoise des MR (NQ 2560-600).....	16
Tableau 2.4 - Fuseau granulaire du MG-20 (NQ 2560-114).....	16
Tableau 2.5 - Critères de performance définis par la norme NQ 2560-114.....	17
Tableau 2.6 - Critères de performance définis par la norme NQ 2560-114.....	18
Tableau 2.7 - Importance associée à la performance des granulats en fonction de l'usage auquel ils sont destinés	19
Tableau 2.8 - Essais recommandés et exigences de performance en fonction de l'usage auquel les granulats sont destinés.....	20
Tableau 2.9 - Usage des MR dans une chaussée selon la classification québécoise (Marquis et coll., 1999).....	21
Tableau 2.10 - Exemples d'utilisation des matériaux granulaires recyclés (NQ 2560- 600).....	22
Tableau 2.11 - Résultats de Pellerin (2000) pour l'essai <i>Proctor</i> modifié.....	24
Tableau 2.12 - Résultats du NCHRP (2008) pour l'essai <i>Proctor</i> modifié.....	24
Tableau 2.13 - Résultats de Pellerin (2000) sur l'essai CBR	25
Tableau 2.14 - Résultats de Loranger (2001) pour l'essai Los Angele	26
Tableau 2.15 - Résultats de Pellerin (2000) pour l'essai micro-Deval	27
Tableau 2.16 - Résultats du NCHRP (2008) pour l'essai micro-Deval	28
Tableau 2.17 - Résultats de Loranger (2001) pour les valeurs de densité-absorption ...	29
Tableau 2.18 - Résultats de Pellerin (2000) pour les valeurs de densité-absorption.....	29
Tableau 2.19 - Résultats de Loranger (2001) pour les essais au bleu de méthylène.....	30
Tableau 2.20 - Résultats de Pellerin (2000) pour les essais au bleu de méthylène	31
Tableau 2.21 - Résultats obtenus par Pellerin (2000) pour les essais de module réversible (à 100 kPa).....	33
Tableau 2.22 - Module réversible minimal et maximal tel que donné par <i>Chaussée 2</i> ..33	33
Tableau 2.23 - Résultats obtenus par Pellerin (2000) pour les essais de perméabilité...36	36
Tableau 2.24 - Résultats obtenus par Loranger (2001) pour les essais de gel ontarien (LS-614)	37
Tableau 2.25 - Résultats du NCHRP (2008) pour l'essai de gel ontarien (LS-614)	37
Tableau 2.26 - Résultats obtenus par Pellerin (2000) pour les essais de gel ontarien (LS- 614).....	38
Tableau 3.1 - Formulations des matériaux granulaires recyclés	43
Tableau 3.2 - Limites des classes granulométriques selon le système de classification du Ministère des Transports du Québec.....	45
Tableau 3.3 - Résultats des coefficients d'uniformité et de courbure pour les différents matériaux granulaires selon leurs granulométries.	48
Tableau 3.4 - Résultats pour les essais de densité et d'absorption.....	51
Tableau 3.5 - Résistance à l'abrasion pour chaque matériau granulaire à l'aide de l'appareil Los Angeles.....	54
Tableau 3.6 - Coefficient d'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval	56
Tableau 3.7 - Résultats des essais Proctor pour chacun des matériaux granulaires	59
Tableau 3.8 - Résultats de l'essai CBR pour chacun des matériaux granulaires	64

Tableau 3.9 - Résultats pour les essais de bleu de méthylène pour chacun des matériaux granulaires	68
Tableau 4.1 - États de contrainte pour la caractérisation du M_r et v_r	74
Tableau 4.2 - Modules réversibles et coefficients de Poisson réversibles des matériaux granulaires ($\sigma_d = 140$ kPa; $\sigma_3 = 70$ kPa).....	78
Tableau 4.3 - Coefficient de perméabilité des matériaux granulaires	86
Tableau 4.4 - Résultats des potentiels de ségrégation, des valeurs au bleu et des pourcentages de particules fines des matériaux granulaires.....	93

Liste des figures

Figure 2.1 - Coupe type d'une route.....	11
Figure 2.2 - Classification québécoise des MR (NQ 2560-600).....	15
Figure 2.3 - Modules réversibles mesurés par le NCHRP (2008).....	34
Figure 3.1 - Formulations des matériaux granulaires recyclés.....	43
Figure 3.2 - Formulations des matériaux granulaires recyclés représenté dans le diagramme triangulaire (NQ 2560-600).....	43
Figure 3.3 - Courbes granulométriques pour les trois matériaux-sources.....	46
Figure 3.4 - Courbes granulométriques des différentes formulations de MR.....	46
Figure 3.5 - Absorption mesurée sur les trois matériaux-sources.....	51
Figure 3.6 - Relation entre l'absorption des gros granulats fins et la teneur en matériaux recyclés.....	52
Figure 3.7 - Relation entre l'absorption des granulats fins et la teneur en matériaux recyclés.....	52
Figure 3.8 - Courbe d'un essai Proctor pour le MR5.....	58
Figure 3.9 - Relation entre $\rho_{d,max}$ et la proportion de matériaux recyclés.....	60
Figure 3.10 - Relation entre w_{opt} et la proportion de matériaux recyclés.....	61
Figure 3.11 - Relation entre l'indice de vides (e) et la proportion de matériaux recyclés.....	62
Figure 3.12 - Essai CBR pour le granulat naturel (GN).....	64
Figure 3.13 - Relation entre l'indice CBR et la quantité d'enrobé bitumineux.....	65
Figure 3.14 - Montage de l'essai de la valeur au bleu de méthylène.....	67
Figure 4.1 - Comportement réversible d'un matériau granulaire (Doucet, 2005).....	72
Figure 4.2 - Montage de l'essai triaxial.....	72
Figure 4.3 - Schéma d'une cellule triaxial à chargement répété (LC 22-400).....	73
Figure 4.4 - Contrainte déviatorique de la forme <i>haversine</i> sur un matériau granulaire avec la déformation axiale réversible et la déformation radiale réversible mesurées (Doucet <i>et al.</i> , 2004).....	75
Figure 4.5 - Modules réversibles en fonction de la contrainte totale à l'état saturé.....	77
Figure 4.6 - Modules réversible en fonction de la contrainte totale à l'état saturé du MR5 et MR6.....	77
Figure 4.7 - Relation entre le module réversible et la quantité d'enrobé bitumineux pour les mélanges à la teneur en eau saturée.....	79
Figure 4.8 - Variation de l'épaisseur de revêtement requise en fonction du module réversible de la fondation (Robert <i>et al.</i> , 2002).....	82
Figure 4.9 - Montage de l'essai de perméabilité.....	84
Figure 4.10 - Relation entre le coefficient de perméabilité et la quantité d'enrobé bitumineux.....	87
Figure 4.11 - Montage expérimental pour l'essai de gel.....	89
Figure 4.12 - Profil de température en fonction du temps pour un MR4.....	90
Figure 4.13 - Profil de soulèvement en fonction du temps pour un MR4.....	91
Figure 4.14 - Détermination du gradient thermique en régime permanent pour un MR4.....	92

1. INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Le réseau routier au Québec totalise plus de 164 000 km de routes pour un nombre de véhicules ayant doublé ces vingt dernières années pour s'établir à environ 4 millions. Cet accroissement de la circulation et donc la charge sur le réseau routier a accéléré le vieillissement et la dégradation avancée de nos infrastructures routières (Québec, Recyc-Québec, 1999). Le Québec est en voie de moderniser massivement son réseau routier comme en font foi les 12 G\$ investis ces dernières années. Ces investissements se sont traduits par une augmentation importante du nombre de chantiers de construction (Québec, Ministère des Transports, Direction des communications, 2008). L'adoption en 2000 de la *Politique québécoise de gestion des matières résiduelles 1998-2008* et, en 2006, de la *Loi sur le développement durable* montrent bien l'importance qui est maintenant accordée à la préservation des ressources naturelles en accord avec les principes du développement durable. L'un des objectifs visé par cette politique était de faire passer le taux de récupération des matières résiduelles de 44 à 60% dans le secteur de la construction, de la rénovation et de la démolition (CRD) (Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, 2007). Cet objectif a été atteint notamment grâce aux efforts déployés par le ministère des Transports du Québec (MTQ) pour encourager la réutilisation sur place de l'importante quantité de matériaux générés annuellement par la démolition des routes. On pourrait cependant faire des gains additionnels en utilisant ces matériaux recyclés (MR) en remplacement, partiel ou total, des matériaux naturels utilisés dans les structures de chaussées à reconstruire ou à réhabiliter. En plus des avantages environnementaux, l'utilisation accrue de MR offre des avantages budgétaires et logistiques et permet de palier aux problèmes d'épuisement en matières premières et du manque de terrains d'entreposage.

À la suite des premiers travaux de recherche effectués sur les MR par le MTQ, une classification fonctionnelle a été proposée pour les matériaux granulaires recyclés (Marquis *et al.*, 1998) dont la performance reste à être définie, d'où l'intérêt de ce projet de recherche. La classe MR-1, contenant au moins 85% de granulats conventionnels, et la classe MR-7, contenant plus de 85% de béton bitumineux, sont assez bien connues et utilisées (Thébeau, 1997). En revanche, seuls quelques résultats fragmentaires sont disponibles pour les autres classes de MR (Marquis *et al.*, 1999). D'ailleurs la documentation disponible est majoritairement consacrée à l'usage de MR dans la confection de béton (Loranger, 2001), à la caractérisation d'un mélange de béton concassé et d'enrobés bitumineux sans référence à la classification du MTQ (Pellerin, 2000) ou encore aux propriétés d'un mélange de MR stabilisés (Bonin, 1997).

1.2 Problématique

La méconnaissance de la performance des MR sur la route ne permet pas de les utiliser avec confiance. La norme NQ 2560-114 encadre l'utilisation des MR dans les diverses couches d'une chaussée et, dans ce contexte, il est pertinent d'entreprendre la détermination des propriétés mécaniques, hydriques et thermiques (gélivité) des MR de type 2 à 6 (MTQ) pour permettre d'optimiser leur réutilisation in-situ.

1.3 Objectifs

Le projet vise à caractériser trois matériaux-sources, un matériau granulaire (MG-20) ainsi que cinq matériaux recyclés identifiés par le MTQ et formulés à partir de ces de ces trois matériaux-sources dans le but d'optimiser leur utilisation au sein d'une structure de chaussée. Les MR à l'étude dans ce projet de recherche sont de types 2 à 6 inclusivement et de type MG-20 et ne sont pas stabilisés. Des essais sont réalisés pour mesurer les propriétés intrinsèques des MR et, par la suite, caractériser leur comportement mécanique et hydrique ainsi que leur résistance au gel. Ultiment, ces essais permettront de vérifier la performance en laboratoire de ces matériaux pour

permettre leur utilisation efficace et adéquate au sein de structures de chaussée, en particulier en fondation.

1.4 Méthodologie

Dans un premier temps, une revue des connaissances est effectuée pour connaître les systèmes de classification des matériaux recyclés, les techniques de recyclage ainsi que les avantages et les inconvénients liés à l'utilisation de ces matériaux. On y présente les résultats obtenus de diverses études canadiennes et étrangères.

Dans un second temps, des essais de caractérisation géotechnique sont effectués en laboratoire afin de mesurer les propriétés intrinsèques des matériaux recyclés utilisés dans ce projet de recherche. par des essais de caractérisation géotechnique. Des essais additionnels sont aussi effectués pour évaluer le comportement mécanique, hydrique et thermique (gélivité) des MR.

Dans un troisième temps, des essais additionnels sont réalisés pour évaluer l'influence relative du volume d'enrobé bitumineux, de béton de ciment et de granulat naturel sur les propriétés géotechniques des différents types de MR étudiés. Les essais effectués sont les suivants :

- « Analyse granulométrique par tamisage ». BNQ 2560-040;
- « Analyse granulométrique par sédimentation ». BNQ 2560-025;
- « Détermination de la relation en teneur en eau et masse volumique (*Proctor modifié*) ». BNQ 2501-255;
- « Indice de portance californien (CBR) ». ASTM D1883;
- « Détermination de la résistance à l'abrasion à l'aide de l'appareil Los Angeles ». BNQ 2560-400;
- « Détermination du coefficient d'usure par attrition à l'aide de l'appareil Micro-Deval ». BNQ 2560-070;

- « Détermination de la densité et de l'absorption des gros granulats et des granulats fins ». BNQ 2560-065 et 067;
- « Essai au bleu de méthylène ». BNQ 2560-255.

Dans un dernier temps, une dernière série d'essais de laboratoire permet d'évaluer la performance mécanique, hydrique et thermique (gélivité) des MR à l'aide des méthodes normalisées suivantes :

- « Détermination du module réversible des matériaux granulaires ». LC 22-400
- « Détermination de la perméabilité ». ASTM D5856-95
- « Détermination du potentiel de ségrégation des sols ». LC 22-331

2. REVUE DES CONNAISSANCES

2.1 Généralités

Une route est composée de plusieurs couches, chacune ayant un rôle distinct permettant d'assurer la performance de la chaussée. La figure 2.1 illustre schématiquement la composition typique d'une route. Le revêtement est constitué d'enrobés bitumineux, de béton de ciment ou, plus rarement, de pavés de béton. La fondation est habituellement construite avec du gravier concassé et la sous-fondation avec du sable et/ou du gravier.

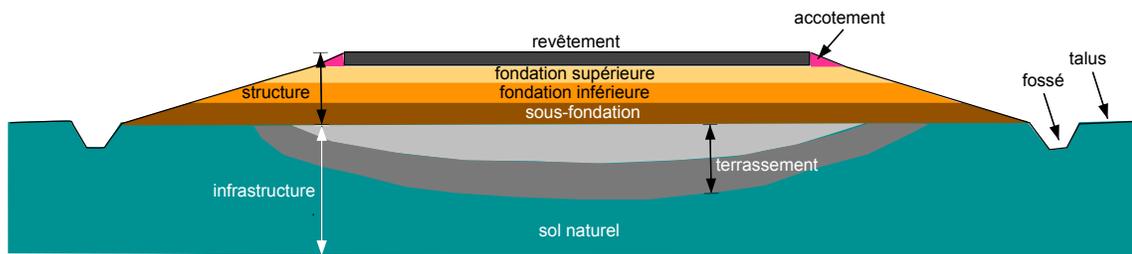


Figure 2.1 - Coupe type d'une route

Le principal objectif d'une structure de chaussée est de permettre la circulation efficace et sécuritaire des véhicules. La chaussée doit résister aux contraintes appliquées sans qu'il y ait de déformation ou de fissuration excessive. L'épaisseur du revêtement joue un rôle majeur dans la dissipation des contraintes et, plus la couche de fondation est épaisse et rigide, mieux les contraintes sont réparties (Tessier, 1990). Chacune des couches structurales de la route subit des contraintes à des intensités différentes selon leur module de rigidité.

La capacité portante d'une chaussée décroît avec l'augmentation de la teneur en eau au sein de sa structure. L'utilisation de matériaux drainants est essentiel pour prévenir l'accumulation d'eau et éviter que la structure et le revêtement de la route ne soient endommagés. D'autre part, l'action du gel et les périodes de dégel ont des effets très néfastes sur le comportement des routes du Québec. L'apport d'eau externe à l'intérieur de la fondation peut entraîner la formation de cristaux de glace qui provoque le soulèvement du sol gelé (Tessier, 1990). La formation de cristaux de glace est

influencée par le taux de gel, par la quantité d'eau disponible et par la granulométrie des matériaux de fondation. Les matériaux de fondation usuels sont des sols à grains grossiers; leur grande perméabilité leur confère une grande capacité de drainage et, conséquemment, une bonne résistance au gel. En revanche, les sols d'infrastructure que l'on retrouve couramment au Québec sont majoritairement constitués de silt et d'argile qui, à cause de leur forte teneur en eau et de leur faible perméabilité, sont très sensibles au gel. L'aptitude d'une route à bien résister aux effets du gel et du dégel sera donc en grande partie déterminée par la qualité et l'épaisseur de la couche de fondation qui varie notamment en fonction de l'intensité du trafic.

Les matériaux granulaires utilisés dans la couche de fondation doivent contenir une quantité importante de particules anguleuses (habituellement produites par concassage) afin de générer des forces de friction élevées entre les particules. Cette friction intergranulaire prévient le mouvement des particules et accroît l'angle de friction interne du matériau ce qui augmente sa résistance au cisaillement (Bilodeau, 2008). Grâce à cela, il a été démontré que les granulats contenant une bonne proportion de roche massive ou de pierres provenant de gravier concassé favorisent une meilleure répartition des charges transmises à la sous-fondation (Tessier, 1990).

Lors de travaux de réfection des routes, il devient de plus en plus courant de récupérer les matériaux de chaussée. Le béton de ciment et les enrobés bitumineux qui sont ainsi récupérés possèdent toujours de bonnes propriétés mécaniques et il peuvent être réutilisés pour la construction de la nouvelle chaussée et de sa fondation. Les nombreux avantages associés au recyclage de matériaux dans la conception d'une chaussée ont poussé les entrepreneurs et donneurs d'ouvrage à travers le monde à valoriser cette utilisation et plusieurs travaux de recherche ont été consacrés à ce sujet (*National Cooperative Highway Research Program* (NCRHP), 2008; Pellerin, 2001; Loranger, 2001).

2.2 Utilisation de matériaux recyclés

Plusieurs matériaux recyclés (verre, ferraille, mâchefer, laitier, caoutchouc et plastique) ont été comme granulats pour la construction de fondations de chaussées (Huang et al., 2007; Vegas, 2008; Birgisdottir, 2007). Dans le cadre de cette recherche nous limiterons cependant notre étude aux granulats recyclés issus de la déconstruction des bâtiments et des ouvrages d'art qui sont réutilisés pour la construction d'une structure de chaussée. Ces granulats sont essentiellement constitués de béton de ciment concassé, d'enrobé bitumineux plané et de granulats naturels. L'utilisation de ces matériaux a fait l'objet de nombreuses études notamment aux États-Unis (Robinson Jr., Menzie et Hyun, 2004), en Espagne (Vegas *et al.*, 2008), en Corée du sud (Park, 2003) et au Québec (Marquis *et al.*, 1999) où l'usage de ces matériaux est encadré par la norme québécoise sur les matériaux recyclés fabriqués à partir de résidus de béton, d'enrobés bitumineux et de brique (NQ 2560-600).

Une première méthode a été développée en Belgique pour classifier ces matériaux (Organisme Impartial de Contrôle de Produits pour la Construction, 2003). Les granulats de débris recyclés y sont classifiés selon la nature des débris ainsi que leur composition comme le montre le tableau 2.1. On remarquera que cette classification fixe, pour chaque type de débris, des limites sur les quantités relatives des différentes catégories de matériaux.

La France propose une autre méthode pour classifier les débris issus de la déconstruction de bâtiments et d'ouvrages d'art qui sont acheminés vers des centres de recyclage (Direction Régionale de l'Équipement d'Île-de-France, 2003). Ces débris sont concassés pour produire de nouveaux matériaux appelés «graves de recyclage». La classification de ces graves est très différente de la classification belge car elle s'appuie sur la granularité, la dureté, la propreté et la teneur en sulfate des matériaux recyclés pour les diviser en cinq catégories tel qu'indiqué au tableau 2.2.

Tableau 2.1 - Classification belge des granulats de débris

Composition	Sorte de granulats issus de débris					
	Concassé de débris de béton	Concassé de débris mixtes		Concassé de débris de maçonnerie	Concassé de débris asphaltique	Concassé de débris de béton/asphalte
Teneur en débris de béton et matériaux pierreux (c.-à-d. débris de béton, granulats liés au mortier, pierres naturelles, pierres concassées, gravier, ...)	> 90	> 40		< 40	< 30	> 55
Teneur en débris de maçonnerie (c -à d. briques, mortier, tuiles en terre cuite, sable, ciment, buse en grès, briques en silicocalcaire, ...)	< 10	> 10		> 60	-	< 10
Teneur en autres matériaux pierreux (c.-à-d. carrelages, ardoises, plinthes, scories, béton cellulaire, argile expansée, céramique, coquillages, ...)	< 5	-	< 10	-	< 10	< 5
Mélanges hydrocarbonés (c.-à-d. revêtements hydrocarbonés, asphalte coulé, ...)	< 5	< 5		< 5		
Teneur en matériaux non pierreux (c. à-d. gypse, caoutchouc, plastique, isolation, verre, métaux, chaux, plâtre, bitume, roofing, ...)	≤ 0,5	≤ 1,0		≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0
Teneur en matières organiques (c.-à d. bois, restes de plantes, papier, panneau de fibres, liège)	≤ 0,5	≤ 0,5		≤ 0,5	≤ 0,5	≤ 0,5

Au Québec, une autre classification a été proposée suite à des travaux de recherche réalisés par Marquis *et al.* (1998). Cette classification concerne les matériaux granulaires recyclés dont la teneur en béton de ciment concassé, béton bitumineux concassé et granulats conventionnels varie entre 0 et 100%. Il en résulte l'établissement

de sept classes correspondant aux proportions relatives de ces trois constituants comme l'illustre la figure 2.2.

Tableau 2.2 - Classification française des granulats de débris

Catégorie de grave recyclée	GR0	GR1	GR2	GR3	GR4
Granularité	Non calibrée	0/D D ≤ 80 mm	0/D D ≤ 31,5 mm	0/D D ≤ 20 mm	0/D D ≤ 20 mm
Dureté	Non spécifiée	LA ≤ 45 MDE ≤ 45	LA ≤ 45 MDE ≤ 45 LA+MDE ≤ 80	LA ≤ 40 MDE ≤ 35 LA+MDE ≤ 65	LA ≤ 35 MDE ≤ 30 LA+MDE ≤ 55
Propreté	Non spécifiée	VBS ≤ 0,2	(ES ≥ 50 ou MB ≤ 2,5)	(ES ≥ 50 ou MB ≤ 2,5)	(ES ≥ 50 ou MB ≤ 2,5)
Sulfates	Selon utilisation	SS b (≤ 0,7 %)			

LA : % perte à l'essai *Los Angeles*

MDE : % d'usure à l'essai *micro-Deval*

VBS : Valeur au bleu de méthylène

ES : Équivalent sable

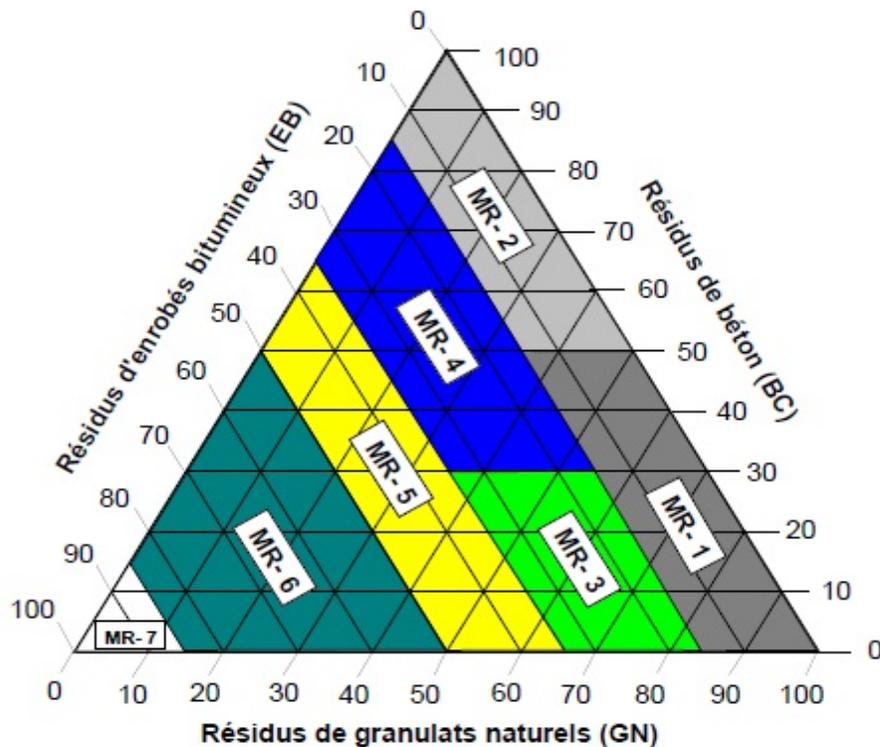


Figure 2.2 - Classification québécoise des MR (N.Q. 2560-600)

La composition exacte des sept classes de matériaux recyclés (identifiées par les lettres MR suivies d'un chiffre allant de 1 à 7) est donnée au tableau 2.3. On remarquera que les matériaux de type MR2 sont majoritairement constitués de béton concassé et, qu'à l'inverse, les matériaux de type MR7 sont presque exclusivement composés d'enrobés bitumineux. Par surcroît, tous ces matériaux doivent posséder une granulométrie qui respecte les exigences de la norme NQ 2560-114 en fonction de l'utilisation pour laquelle ils sont destinés. Cette granulométrie est donnée au tableau 2.4.

Tableau 2.3 - Classification québécoise des MR (NQ 2560-600)

Constituants	Proportion relative des constituants (%)						
	MR1	MR2	MR3	MR4	MR5	MR6	MR7
GN	35-100	0-50	35-85	0-55	0-75	0-50	0-15
BC	0-50	50-100	0-30	30-85	0-65	0-50	0-15
EB	0-15	0-15	15-35	15-35	35-50	50-85	85-100

GN : granulats naturels BC : béton concassé EB : enrobés bitumineux

Tableau 2.4 - Fuseau granulaire du MG-20 (NQ 2560-114)

Tamis (mm)	Passant (%)
31,5	100
20	90 - 100
14	68 - 93
5	35 - 60
1,25	19 - 38
0,315	9 - 17
0,080	2 - 7

La norme NQ 2560-600 concernant les matériaux recyclés mentionne que ces granulats doivent obligatoirement contenir du béton concassé (BC) ou des enrobés bitumineux (EB). Par ailleurs, ces matériaux peuvent contenir une partie de matériaux granulaires provenant des carrières, des gravières, des sablières ou des infrastructures existantes. Les MR, tels que décrits par la norme NQ 2560-600, sont utilisés pour faire du remblayage ainsi que pour la construction d'infrastructures routières.

La norme NQ 2560-114 définit plusieurs critères de performance qui doivent être respectés pour qu'un granulat puisse être utilisé comme matériau granulaire pour les fondations routières. Ces critères sont résumés au tableau 2.5. En ce qui concerne ses caractéristiques intrinsèques, le granulat doit être de catégorie 5. Cela signifie que le résultat à l'essai micro-Deval doit être inférieur à 35%, le résultat à l'essai Los Angeles inférieur à 50% et que la somme de ces deux résultats inférieure à 80%.

Tableau 2.5 - Critères de performance définis par la norme NQ 2560-114

Caractéristiques intrinsèques	Méthodes d'essai	Catégorie					
		1	2	3	4	5	6
Micro-Deval (MD)	LC 21-070	≤ 15	≤ 20	≤ 25	≤ 30	≤ 35	≤ 40
Los Angeles (LA)	LC 21-400	≤ 35	≤ 45	≤ 50	≤ 50	≤ 50	≤ 50
MD + LA		≤ 40	≤ 55	≤ 70	≤ 75	≤ 80	≤ 85

En ce qui a trait aux caractéristiques de fabrication, les MR doivent respecter les exigences correspondant à la catégorie e définie par la norme NQ 2560-114. Ces exigences sont décrites au tableau 2.6. Il faut par ailleurs que le pourcentage de matières organique demeure inférieur à 0,8% et la valeur au bleu de méthylène inférieure à 0,20 cm³/g.

La classification québécoise diffère des classifications belges et françaises à divers égards. En Belgique les débris de maçonnerie et autres matériaux pierreux sont incluent

dans la classification de matériaux recyclés alors qu’au Québec seuls les matériaux de construction tel que le granulat naturel, le béton concassé et les enrobés bitumineux font partie de la classification. En France, les matériaux recyclés sont classifiés en fonction de leurs propriétés intrinsèques, notamment leur granulométrie ainsi que leur dureté qui conditionne leur résistance à l’usure et à l’abrasion.

Tableau 2.6 - Critères de performance définis par la norme NQ 2560-114

Caractéristiques de fabrication	Méthodes d’essai	Catégorie				
		a	b	c	d	e
Fragmentation (%)	LC 21-100	100	≥ 75	≥ 60	≥ 60	≥ 50
Particules plates (%)	LC 21-265	≤ 25	≤ 25	≤ 25	≤ 30	s.o.
Particules allongées (%)	LC 21-265	≤ 40	≤ 40	≤ 45	≤ 50	s.o.

Pour les particules plates et allongées, l’essai est réalisé sur la fraction retenue sur le tamis de 10 mm

2.3 La classification des granulats recyclés et en utilisation dans la construction de chaussées

La classification française des graves de suggère une application pour chacune des six classes recyclage (Direction Régionale de l’Équipement d’Île-de-France, 2003). Les graves GR0 sont inutilisables en couche de forme. Elles sont cependant employables dans les remblais à certaines conditions, comme celle qu’elles ne soient pas utilisées en partie basse de remblais en zone inondable. Les graves GR1 peuvent être utilisées en remblai là où les graves GR0 sont interdites ou en couche de forme selon certaines restrictions. Les graves GR2, GR3 et GR4 peuvent être utilisées en assise de chaussée (fondation ou base). Selon que leur emploi soit fait sous forme brute ou traitée avec un liant hydraulique comme le bitume, la classe la plus appropriée est déterminée en fonction de l’intensité du trafic.

Le *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP, report 598, 2008) a effectué un programme expérimental important où des matériaux recyclés provenant de plusieurs endroits aux Etats-Unis ont été soumis à un grand nombre d'essais de caractérisation en laboratoire (granulométrie, micro-Deval, essai de gel ontarien, module réversible). L'étude porte sur un grand nombre de mélanges contenant des granulats recyclés constitués d'enrobé bitumineux et de béton de ciment utilisés à divers dosages. Les résultats obtenus permettent de jauger l'importance des granulats en fonction des conditions de température, d'humidité et de trafic auxquelles les routes sont exposées. Ces résultats sont résumés au tableau 2.7 où l'importance de la qualité intrinsèque des granulats est évaluée en fonction des conditions d'exposition à l'aide d'un index numérique variant entre 1 (les propriétés intrinsèques des granulats ont peu d'influence sur la performance de l'ouvrage) et 4 (les propriétés intrinsèques des granulats ont une grande influence sur la performance de l'ouvrage). Ce tableau offre le grand mérite d'attirer l'attention des concepteurs de chaussées sur l'importance qu'ils doivent accorder au choix des matériaux recyclés en fonction des conditions d'exposition auxquelles la route sera soumise.

Tableau 2.7 - Importance associée à la performance des granulats en fonction de l'usage auquel ils sont destinés

Temperature Condition	Moisture Condition	Traffic		
		High	Medium	Low
Freezing	High	4	4	3
	Low	4	3	2
Non Freezing	High	3	2	2
	Low	3	2	1

Scale of 1 to 4 with 4 = most significant, 1 = least significant

Les auteurs de cette étude vont plus loin en proposant des exigences de performance à respecter pour les divers essais étudiés, toujours en fonction des conditions d'exposition. Ces exigences de performance sont présentées au tableau 2.8.

Au Québec, les granulats recyclés ont été fait l'objet d'une classification en fonction de leur usage (Marquis *et al.*, 1999). Les usages potentiels des divers types de matériaux recyclés, ainsi que certaines particularités dans leur emploi, sont résumés au tableau 2.9. Ce tableau présente aussi certaines exigences de performance en fonction des usages proposés.

Tableau 2.8 - Essais recommandés et exigences de performance en fonction de l'usage auquel les granulats sont destinés

Tests	Traffic	H		M		H		L	M	L		
	Moisture	H	L	H	L	H	L	H		L		
	Temperature	F				NF		F	NF			
Micro-Deval (% loss)		< 5%				< 15%				< 30%		< 45%
Tube Succion (dielectric cst)		≤ 7				≤ 10				≤ 15		≤ 20
Static Triaxial Test	OMC, $\sigma_c = 5\text{psi}$	$\geq 100\text{ psi}$				$\geq 60\text{ psi}$				$\geq 25\text{ psi}$		Not required
	Sat. $\sigma_c = 5\text{psi}$	$\geq 180\text{ psi}$				$\geq 135\text{ psi}$				$\geq 60\text{ psi}$		Not required
Repeated Load Test	OMC, $\sigma_c = 15\text{psi}$	$\geq 180\text{ psi}$				$\geq 160\text{ psi}$				$\geq 90\text{ psi}$		Not required
	Sat. $\sigma_c = 15\text{psi}$	$\geq 180\text{ psi}$				$\geq 160\text{ psi}$				$\geq 60\text{ psi}$		Not required
Stiffness Test (resilient mod.)		$\geq 60\text{ ksi}$				$\geq 40\text{ ksi}$				$\geq 25\text{ ksi}$		Not required

H : High M: Medium L : Low F : Freezing NF : Non Freezing

Lorsque les matériaux recyclés (MR) proviennent uniquement d'infrastructures routières, les exigences environnementales ne s'appliquent pas compte tenu du faible risque qu'il y ait présence de contaminants. De plus, les essais sur les sulfates et chlorures solubles ne sont pas exigés lorsque les MR ne contiennent pas de béton concassé. Finalement, lorsque les MR-6 et MR-7 sont utilisés pour des remblais, ils doivent être placés en couches successives dont d'au plus 300 mm d'épaisseur.

Le tableau 2.10 propose des utilisations possibles pour les diverses classes de matériaux recyclés définies par la norme NS 2560-600.

Tableau 2.9 - Usage des MR dans une chaussée selon la classification québécoise (Marquis et coll., 1999)

Usages	MR	Caractéristiques intrinsèques et de fabrication	Caractéristiques complémentaires	Considérations environnementales	Particularités
Couche de roulement (routes non revêtues)	MR-1 à MR-5	NQ 2560-114	Impuretés $\leq 1,0\%$ Projet de norme LC 21-260		
Accotement	MR-1 à MR-7	Catégorie 5 Catégorie e	Matières organiques ≤ 3 BNQ 2560-280	Articles 1 et 30 du Règlement sur les déchets solides c.Q-2.r.3.2. (Lixiviation)	MR-6 ou MR-7 où le risque d'érosion est plus élevé.
Fondation		Contenu en bitume NQ 2300-100 et NQ 2300-110	Équivalent de sable ≥ 55 (sur la fraction 0/5mm) ASTM D 2419		L'augmentation de l'épaisseur du revêtement est fonction du type de MR, du trafic et du type de route.
Sous-fondation	MR-1 à MR-5	Catégorie 6 Contenu en bitume NQ 2300-100 et NQ 2300-110	Sulfates solubles $\leq 0,15\%$ sous une dalle, $\leq 0,60\%$ pour autres usages Extraction selon la norme NF-P 18-581(20) et dosage selon <i>SM for examination of water and wastewater 4500</i> (SO_4^{2-} Sulfate)		
Coussin et enrobement, couche filtrante et anti-contaminante		Catégorie 6 Contenu en bitume NQ 2300-100 et NQ 2300-110	les méthodes gravimétriques (C et D) Chlorures solubles $\leq 0,10\%$ Extraction selon l'article 5.0 de ASTM D 1411 et dosage selon SM		Les MR-1, MR-3 et MR-5 contenant du béton de ciment ne sont pas recommandés comme coussin et enrobement de conduite d'aqueduc en fonte et en béton précontraint.
Matériaux de remblai	MR-1 à MR-7	Contenu en bitume NQ 2300-100 et NQ 2300-110	Selon <i>SM for examination of water and wastewater 4500</i> (Cl ⁻ Chloride)		Précautions requises lors de la mise en œuvre des MR-6 et MR-7

Tableau 2.10 - Exemples d'utilisation des matériaux granulaires recyclés (NQ 2560-600)

Utilisation	Catégorie de matériaux recyclés						
	MR1	MR2	MR3	MR4	MR5	MR6	MR7
Couche de roulement granulaire (routes non revêtues)	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	4	4
Fondation	Ok	Ok	2	2	2	4	4
Sous-fondation et transition	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	4	4
Coussin, enrobement de conduite et couche anticontaminante	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	4	4
Couche filtrante autour d'une conduite perforée	4	4	4	4	4	4	4
Accotement	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	1	1
Remblai	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	3	3

1. Recommandé dans les endroits où le risque d'érosion est élevé.

2. Recommandé sous réserve d'une vérification de l'épaisseur du revêtement bitumineux prévue dans le projet. Peut impliquer une augmentation de l'épaisseur de l'enrobé bitumineux (EB).

3. Peu recommandable pour des épaisseurs de plus d'un mètre (densifié par couches ≤ 300 mm d'épaisseur).

4. Non recommandé.

Pour une utilisation en fondation routière, les mélanges granulaires contenant majoritairement du béton concassé (MR-1 et MR-2) sont permis, car les bonnes propriétés mécaniques des granulats naturels et du béton sont connues et validées depuis plusieurs années. Cependant, les formulations contenant de 15% à 50% d'enrobés bitumineux nécessitent des essais supplémentaires pour évaluer le comportement et, éventuellement, ajuster l'épaisseur du revêtement bitumineux. En revanche, une utilisation de plus de 50% en enrobés bitumineux est non-recommandée pour la construction de fondations de chaussée.

Les champs d'applications des matériaux granulaires recyclés se ressemblent que l'on se trouve au Québec, aux États-Unis ou en Europe. Par exemple la classification française permet une utilisation en fondation de chaussée pour les matériaux ayant des résistances à l'usure et à l'abrasion élevée. Au Québec, pour un usage en fondation il est recommandé de choisir des matériaux de type MR1 à MR4 qui ont des propriétés qui s'apparentent aux classes correspondantes de matériaux français.

2.4 Résultats d'essais géotechniques sur les matériaux granulaires recyclés

Les résultats d'essais de caractérisation trouvés dans la documentation scientifique sont assez fragmentaires et ne nous permettent pas d'établir un portrait exhaustif des propriétés intrinsèques des matériaux recyclés à l'étude.

2.4.1 Proctor modifié

L'essai *Proctor* a pour but de déterminer la masse volumique maximale à laquelle correspond une teneur en eau optimale pour une énergie de compactage donnée. L'essai *Proctor* modifié se différencie de l'essai *Proctor* normal par une énergie de compactage plus élevée. Pour un matériau où une forte capacité portante est souhaitée, comme dans le cas d'une chaussée autoroutière, l'essai *Proctor* modifié est à privilégier.

Les résultats obtenus par Pellerin (2000) sur des mélanges d'enrobés bitumineux et de bétons concassés recyclés démontrent, en premier lieu, que la masse volumique maximale augmente avec l'augmentation de la proportion d'enrobés bitumineux. La teneur en eau optimale suit cette même tendance en étant maximale lorsque la proportion d'enrobés bitumineux est maximale. Les résultats de cette étude sont résumés au tableau 2.11.

Tableau 2.11 - Résultats de Pellerin (2000) pour l'essai *Proctor* modifié

BC (%)	BB (%)	Correspondance	Bas du fuseau		Densité maximale	
			Masse vol. (kg/m ³)	Teneur en eau (%)	Masse vol. (kg/m ³)	Teneur en eau (%)
15	85	MR2	1954	11	1938	11,9
30	70	-	1943	10,4	1929	10,6
50	50	-	1936	9,6	1895	9,1
15	85	MR2	2057	9,4	2053	9,1
30	70	-	2048	8,2	2053	8,8
50	50	-	2004	7,9	2017	8,5

Les résultats obtenus dans l'étude du NCHRP (2008) sont présentés au tableau 2.12. Ces résultats sont comparables à ceux obtenus précédemment pour des granulats granitiques malgré le fait que ces matériaux proviennent de diverses sources aux États-Unis.

Tableau 2.12 - Résultats du NCHRP (2008) pour l'essai *Proctor* modifié

Matériau granulaire	Correspondance	ρ_d (kg/m ³)	w_{opt} (%)
100% GN	GN	2264	7,5
100% EB	MR7	1999	5,8
100% BC	MR2	1957	9,3
50% GN / 50% EB	MR5	2065	3,8
50% GN / 50% BC		2031	9,0

Ces résultats montrent la même tendance que ceux obtenus au Québec auparavant, soit que la masse volumique diminue avec une augmentation de la proportion d'enrobés bitumineux ou de béton concassé. En effet, chaque formulation est fait à partir d'un mélange granulaire contenant seulement du granulat naturel en y ajoutant

graduellement des granulats de plus faible densité à l'occurrence du béton de ciment et des enrobés bitumineux. La teneur en eau quant à elle est surtout influencée par la nature du granulat. La matrice cimentaire a tendance à être plus absorbante tandis que les particules recouvertes de bitumes ont un caractère hydrophobe.

2.4.2 Indice de portance californien (CBR)

L'indice de portance californien permet d'évaluer la capacité portante d'un matériau. Cette mesure est influencée par différents facteurs dont la quantité de granulats bitumineux qu'il contient, la granulométrie, la teneur en eau et la durée du mûrissement.

Les résultats obtenus par Pellerin (2000) sont présentés au tableau 2.13. Ils indiquent que l'ajout de granulats bitumineux a pour effet de diminuer la capacité portante d'un matériau. L'auteur attribue cette baisse de capacité portante au fait que les granulats bitumineux sont moins rigides que les granulats faits de béton de ciment. Lorsque soumis à la pression du piston, les particules bitumineuses sont écrasées.

Tableau 2.13 - Résultats de Pellerin (2000) sur l'essai CBR

EB (%)	BC (%)	Correspondance	Fuseau inférieur		Fuseau moyen	
			0,1"	0,2"	0,1"	0,2"
15	85	MR2	99	127	137	174
30	70	-	64	81	88	104
50	50	-	47	58	50	59
15	85	MR2	70	96	58	77
30	70	-	66	86	66	89
50	59	-	42	51	38	49

2.4.3 Résistance à l'abrasion à l'aide de l'appareil Los Angeles

L'essai Los Angeles mesure la résistance à la fragmentation d'un granulat. Cet essai permet d'évaluer la performance d'un matériau soumis à des sollicitations comme le compactage, le transport, la mise en œuvre et le concassage.

Les essais préliminaires faits sur les matériaux classifiés par le MTQ (Marquis *et al.*, 1999) permettent de conclure que la quantité de granulats recyclés a peu d'influence sur les pertes à l'essai Los Angeles. Ces pertes sont respectivement de 32%, 30% et 28% pour les mélanges MR1, MR3 et MR6. Ces valeurs sont très proches les unes des autres de sorte que les différences observées ne sont pas significatives.

Le tableau 2.14 présente les résultats obtenus par Loranger (2001) dans le cadre d'une étude sur des matériaux recyclés. Mis à part le MR6 et le mélange entièrement constitué de granulats naturel, les pertes à l'essai Los Angeles varient entre 28% et 32% ce qui ne représente pas de différence significative entre les divers mélanges et confirme les observations de Marquis *et al.* (1999).

Tableau 2.14 - Résultats de Loranger (2001) pour l'essai Los Angeles

EB (%)	BC (%)	GN (%)	Correspondance	LA (%)
33	0	67	MR3	31
42	0	58	MR5	32
0	0	100	-	22
32	33	35	MR4	28
13	50	37	~MR2	29
65	0	35	MR6	39

À son tour Pellerin (2000) a obtenu sensiblement les mêmes résultats pour les deux échantillons s'apparentant au MR2 (85% BC et 15% EB), avec des pourcentages de perte de 30% et 29% respectivement.

Les résultats obtenus par ces trois auteurs sont sensiblement les mêmes pour tous les mélanges étudiés (i.e. des pertes à l'essai Los Angeles d'environ 30%) et sont bien inférieurs au seuil de 50% de pertes imposé par la norme NS 2560-600.

2.4.4 Résistance à l'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval

L'essai micro-Deval permet, tout comme l'essai Los Angeles, d'évaluer la résistance à l'usure d'un granulat.

Le tableau 2.55 rassemble les résultats obtenus par Pellerin (2000) sur plusieurs mélanges contenant entre 4% et 100% d'enrobés bitumineux. Malgré cette large plage de valeurs, on ne remarque pas d'écart significatif sur les résultats de l'essai micro-Deval.

Tableau 2.15 - Résultats de Pellerin (2000) pour l'essai micro-Deval

BC (%)	EB (%)	Correspondance	MD (%)
88	12	MR1	22,4
85	15	MR2	22,7
70	30	-	23,6
50	50	-	18,5
95	5	MR1	22,6
85	15	MR2	21,9
70	30	-	20,1
50	50	-	21,5
0	100	MR7	22,7

Des essais micro-Deval ont aussi été menés sur les matériaux classifiés par le MTQ (Marquis *et al.*, 1999) et les résultats obtenus pour les mélanges MR1, MR3 et MR6 (19,7%, 17,2% et 19,3% respectivement) ne montrent pas, non plus, de différences significatives.

L'étude menée par le NCHRP (2008) a donné des pertes beaucoup plus faibles à l'essai micro-Deval comme le montre le tableau 2.16 ce qui signifie que les sources échantillonnées aux États-Unis sont plus résistantes à l'abrasion que les granulats recyclés étudiés au Québec. Cependant, malgré une plus grande variabilité des résultats obtenus, il n'est toujours pas possible de discerner des écarts significatifs entre les divers mélanges.

Tableau 2.16 - Résultats du NCHRP (2008) pour l'essai micro-Deval

Matériau granulaire	Perte (%)
GN	6,6
	8,1
50%GN/50%BC	8,6
MR2	10,7
MR5	12,6
MR7	18,7

Ces résultats illustrent une tendance selon laquelle la résistance à l'abrasion diminue avec l'augmentation de la proportion d'enrobés bitumineux. Cependant, les résultats de Pellerin semblent montrer une certaine constance dans les résultats obtenus. C'est pourquoi il faut attention, car même si les valeurs de différentes études citées respectent la norme de résistance à l'usure, un MR5 par exemple aura une résistance variant selon la nature et du lieu d'origine des granulats.

2.4.5 Densité et absorption des gros granulats et des granulats fins

La détermination de la densité et de l'absorptivité se fait séparément sur le retenu et le passant 5 mm du matériau granulaire. À ce sujet Loranger (2001) a observé que les granulats recyclés sont beaucoup moins denses que les granulats calcaires. Ceci

s'explique simplement par la nature des matériaux. La densité des mélanges est fonction, d'une part, de la proportion relative de ses divers constituants et, d'autre part, de la compacité granulaire du mélange qui est fonction de la granulométrie de ses divers constituants.

Les résultats obtenus par Loranger (2001) et Pellerin (2000) sont reproduits aux tableaux 2.17 et 2.18 respectivement. En examinant attentivement ces tableaux on constate que, à cause de leur caractère hydrophobe, l'ajout d'enrobés bitumineux réduit l'absorption des mélanges. À l'inverse, la porosité plus élevée du béton de ciment fait en sorte que l'ajout de ces granulats augmente l'absorption du mélange.

Tableau 2.17 - Résultats de Loranger (2001) pour les valeurs de densité-absorption

EB (%)	BC (%)	GN (%)	Correspondance	Granulat fin		Granulat grossier	
				Densité	Absorption	Densité	Absorption
33	0	67	MR-3	2,4	3,26	2,42	1,65
42	0	58	MR-5	2,52	1,09	2,52	0,99
0	0	100	-	2,6	1,52	2,67	0,6
32	33	35	MR-4	2,22	4,36	2,38	2,93
13	50	37	~MR-2	2,23	6,41	2,43	3,39
65	0	35	MR-6	2,19	1,48	2,33	2,58

Tableau 2.18 - Résultats de Pellerin (2000) pour les valeurs de densité-absorption

EB (%)	BC (%)	Correspondance	Granulat fin		Granulat grossier	
			Densité	Absorption	Densité	Absorption
11	89	MR-1	2,212	7,21	2,311	4,93
4	96	MR-1	2,557	9,40	2,434	3,87
100	0	MR-7	2,406	1,85	2,394	1,08

2.5.6 Valeur au bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène permet de quantifier et de mesurer l'activité de la fraction argileuse d'un matériau. Les résultats à la valeur au bleu obtenus par Marquis (1999) pour les matériaux MR1, MR3 et MR6 sont respectivement de 0,07, 1,18 et 0,23. Il est cependant bon de noter que l'essai au bleu de méthylène n'est généralement pas applicable aux matériaux recyclés en raison de leur teneur en particules de ciment non hydraté qui viennent perturber les résultats. Les valeurs au bleu obtenues par Pellerin (2000) et Loranger (2001) sont reproduites aux tableaux 2.19 et 2.20.

Tableau 2.19 - Résultats de Loranger (2001) pour les essais au bleu de méthylène

% BB	% BC	% GN	Correspondance	Valeur au bleu
32,6	0	67,4	MR-3	0,46
41,9	0	58,1	MR-5	0,05
0	0	100	-	0,32
31,99	33,26	34,75	MR-4	0,13
13,16	49,64	37,2	~MR-2	0,18
65,52	0	34,48	MR-6	0,09

La norme NQ 2560-600 recommande que la valeur au bleu de méthylène demeure inférieure à 0,20. On constate que plusieurs résultats rapportés aux tableaux 2.19 et 2.20 excèdent largement cette valeur seuil ce qui suggère qu'un soin particulier devrait être accordé à ce paramètre lors du choix d'une source d'approvisionnement en granulats recyclés.

Tableau 2.20 - Résultats de Pellerin (2000) pour les essais au bleu de méthylène

% BC	% BB	Correspondance	Valeur au bleu
88	12	MR-1	0,08
85	15	MR-2	0,05
70	30	-	0,06
50	50	-	0,06
96	4	MR-1	0,44
85	15	MR-2	0,38
70	30	-	0,37
50	50	-	0,34

2.5 Propriétés mécanique, hydrique et thermique des matériaux granulaires recyclés

2.5.1 Module réversible

Le module réversible est une mesure de la capacité d'un matériau granulaire à dissiper les contraintes mécaniques qui lui sont imposées. Le module réversible est l'un des principaux paramètres utilisés pour le dimensionnement et l'analyse des chaussées. Par contre, un module élevé et un module élevé n'est pas toujours le gage d'une bonne résistance à la déformation permanente. Les matériaux granulaires de fondation de chaussées utilisés en conditions normales d'opération ne sont pas sollicités à un niveau élevé de déformation, pour lequel les propriétés de résistance au cisaillement doivent être prises en considération (Bilodeau, 2008).

Les couches granulaires des chaussées réagissent de façon non linéaire en fonction de l'état de contrainte et montrent une réponse élasto-plastique qui ne dépend pas du temps sous l'action du trafic. Lorsqu'une contrainte est appliquée, une partie de la

déformation subie est réversible (ϵ_R) et l'autre partie est permanente (ϵ_P). À chaque fois qu'un véhicule passe sur une route, la déflexion enregistrée est supérieure à la valeur du rebond de la chaussée. Même si la grande majorité de la déformation est réversible, il y a une accumulation des déformations permanentes dans tous les éléments composant la chaussée suite à l'application de charges répétés.

La détermination du module réversible (M_R) se fait par l'application d'une série de combinaisons de contraintes déviatoriques (20 à 280 kPa) et de pressions de confinement (20 à 140 kPa). Des capteurs de déplacement sont installés afin de mesurer la déformation axiale et radiale de l'échantillon. Un capteur de pression et une cellule de charge mesurent la contrainte de confinement et axiale pour en calculer le module réversible sous les divers états de contraintes établies. Ultimement, l'essai permet de caractériser le comportement mécanique non linéaire du matériau granulaire. Selon Lekarp et coll. (2000), le niveau de contrainte appliqué est le paramètre ayant le plus d'influence sur les propriétés réversibles des matériaux granulaires. Le module réversible est influencé à la fois par la contrainte totale (somme des contraintes principales) et par la pression de confinement.

Les résultats obtenus à l'essai triaxial à chargements répétés (SHRP P46) par Pellerin (2000) sont reproduits au tableau 2.21. Ils indiquent que les matériaux recyclés possèdent des modules réversibles semblables ou supérieurs à ceux obtenus pour divers granulats naturels. Tout comme pour l'indice de portance californien, le module réversible est influencé par la composition et la granulométrie du mélange.

Le logiciel de dimensionnement des chaussées du Ministère des Transports du Québec, *Chaussée 2*, contient dans ses bases de données des valeurs du module réversible pour certains MR. Ces données sont reproduites au tableau 2.22. Le module réversible est calculé à l'aide des coefficients K1 et K2 et de la contrainte de confinement totale propre à chaque couche de la chaussée.

Tableau 2.21 - Résultats obtenus par Pellerin (2000) pour les essais de module réversible (à 100 kPa)

BC (%)	EB (%)	Correspondance	Matériau brut (MPa)	Fuseau inférieur (MPa)	Fuseau moyen (MPa)
88	12	MR2	207		
85	15	MR2		195	243
70	30	MR4		233,0	231
50	50	MR5		225	210
96	4	MR2	201		
85	15	MR2		171	154
70	30	MR4		144	166
50	50	MR5		180	187

Tableau 2.22 - Module réversible minimal et maximal tel que donné par *Chaussée 2*

Matériau	Description	M_r min (MPa)	M_r max (MPa)	K1	K2
MR1 ou MR2	Matériau recyclé de classe MR1 ou MR2 (CBR > 100)	110	290	13,6	0,6
MR3 ou MR4	Matériau recyclé de classe MR3 ou MR4	91	261	11,5	0,6
MR5 (40 %BB)	Matériau recyclé de classe MR5 contenant 40 % de granulats bitumineux	88	240	12,6	0,56
MR5 (50 % BB)	Matériau recyclé de classe MR5 contenant 50 % de granulats bitumineux	84	208	15	0,5

La figure 2.3 présente les résultats de module réversible obtenus par le NCHRP (2008) pour divers mélanges testés à l'état saturé. Pour cette étude, les granulats recyclés contenaient des particules de diverses natures (granit, calcaire ou gravier) et de diverses

origines (Caroline du Sud, Louisiane, Illinois et Colorado). La plupart des matériaux recyclés étaient constitués de béton de ciment (RCP) mais deux mélanges contenaient aussi des enrobés bitumineux (RAP). Les essais ont été réalisés sur des mélanges entièrement constitués de granulats recyclés (regroupés dans la partie supérieure de la figure 2.3), sur des mélanges constitués de 50% de granulats recyclés (regroupés dans la partie centrale de la figure 2.3), et sur des mélanges de référence (DGBL) ne contenant pas de granulats recyclés (regroupés dans la partie supérieure de la figure 2.3).

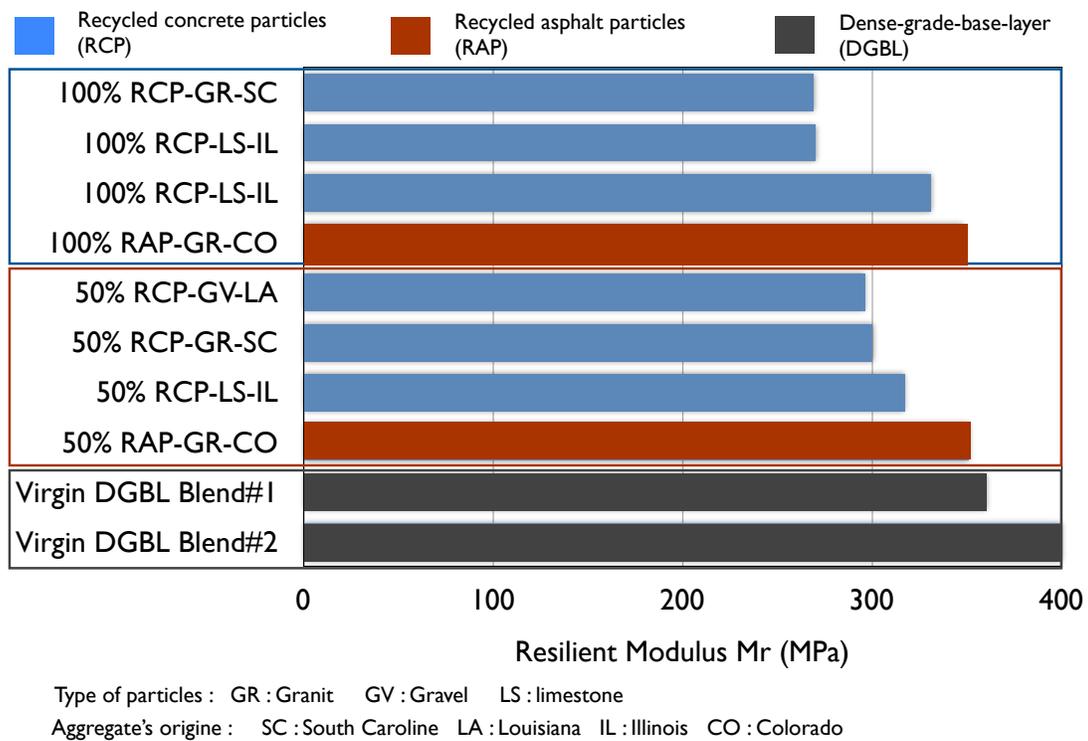


Figure 2.3 - Modules réversibles mesurés par le NCHRP (2008)

La figure 2.3 montre clairement que les mélanges entièrement constitués de granulats recyclés possèdent un module réversible inférieur d'environ 30% à celui des mélanges de référence. Les mélanges contenant 50% de granulats recyclés possèdent pour leur part un module réversible qui, sans surprise, se situe entre celui des mélanges entièrement constitués de granulats recyclés et celui des mélanges de référence. Les résultats obtenus indiquent aussi que le module réversible varie peu lorsque le matériau

passé de son état initial à son état saturé (à une exception près, les écarts se situent entre -4% et =6%).

La figure 2.3 montre également que, pour les mélanges étudiés, l'utilisation de granulats recyclés en enrobés bitumineux donne des modules réversibles supérieurs à ceux obtenus avec des granulats recyclés en béton de ciment.

2.5.2 Perméabilité

Il est connu que la présence excessive d'humidité ne favorise pas la performance des matériaux utilisés en construction. Dans le cas d'une fondation routière, l'action de l'eau est aussi importante car les matériaux de chaussées sont très souvent directement exposés aux intempéries. L'essai de perméabilité veut essentiellement mesurer la vitesse à laquelle l'eau s'écoule à travers un matériau. La conductivité hydraulique se calcule à l'aide de l'équation de Darcy qui est valide pour un écoulement lent et laminaire. Ces conditions sont généralement respectées en présence de sols et de matériaux granulaires. Afin d'optimiser la portance, un drainage adéquat et contenir le soulèvement au gel, le MTQ demande que la proportion de particules fines soit inférieure à 7%. Habituellement, la perméabilité des matériaux constitutifs de la chaussée est supérieure à celle du sol d'infrastructure. C'est pourquoi, l'écoulement s'effectue parallèlement au plan de compaction, c'est-à-dire horizontal et que l'écoulement vertical est donc négligeable.

Le tableau 2.23 présente les résultats de Pellerin (2000) qui indiquent que l'ajout d'enrobés bitumineux augmente la perméabilité du matériau. Ce phénomène peut être expliqué, en partie, par le fait que l'enrobé bitumineux contient moins de particules fines qui obstruent les interstices entre les grains du matériau. D'autre part, la nature hydrophobe des enrobés bitumineux laisse davantage circuler l'eau autour des particules ce qui facilite l'écoulement de l'eau. Selon Côté et Roy (tiré de Bilodeau, 2008) la conductivité hydraulique est gouvernée par la forme, la grosseur, la texture, la

configuration des particules, le chemin d'écoulement, la viscosité dynamique et la masse volumique du matériau granulaire.

Tableau 2.23 - Résultats obtenus par Pellerin (2000) pour les essais de perméabilité

Source	EB (%)	Correspondance	Fuseau inférieur (cm/s)	Densité maximale (cm/s)
1	15	MR2	$1,2 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-6}$
	30	MR4	$3,3 \times 10^{-4}$	$3,4 \times 10^{-6}$
	50	MR5	$3,9 \times 10^{-4}$	$9,5 \times 10^{-5}$
2	15	MR2	$6,4 \times 10^{-7}$	$2,1 \times 10^{-7}$
	30	MR4	$3,3 \times 10^{-6}$	$2,9 \times 10^{-7}$
	50	MR5	$5,1 \times 10^{-6}$	$1,1 \times 10^{-6}$

2.5.3 Susceptibilité au gel

Les essais de résistance au gel-dégel (LS-614 ou ASTM C666) étaient réalisés assez couramment au Québec avant l'arrivée d'un véritable essai de gel (détermination du potentiel de ségrégation) en raison des nombreux cycles de gel-dégel auxquels seront soumis les matériaux durant leur durée de vie. En effet, le réseau routier est exposé à des conditions climatiques sévères; les températures pouvant varier de 30°C à -30°C avec des conditions d'humidité importantes. Marquis (1999) a mesuré des pourcentages de pertes à l'essai LS-614 (gel ontarien) de 20,3 17,1 et 6,3 pour les matériaux MR-1, MR-3 et MR-6 respectivement. Ces résultats respectent l'ancienne exigence du MTQ qui limitait à 20% les pertes mesurées à l'essai MgSO₄.

Loranger (2001) a obtenu des résultats comparables pour les matériaux qu'il a étudiés comme on peut le constater en consultant le tableau 2.24. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus par le NCHRP (2008) qui varient entre 0,7% et 25,3% comme le montre le tableau 2.25.

Tableau 2.24 - Résultats obtenus par Loranger (2001) pour les essais de gel ontarien (LS-614)

EB (%)	BC (%)	GN (%)	Correspondance	Perte (%)
0	0	100	MR1	6,2
13	50	37	MR1	17,6
33	0	67	MR3	4,6
32	33	35	MR4	10,1
42	0	58	MR5	5,1
66	0	34	MR6	9,5

Tableau 2.25 - Résultats du NCHRP (2008) pour l'essai de gel ontarien (LS-614)

Matériau granulaire	% pertes
GN	0,7
50% GN/50% BC	12,9
MR2	25,3
MR5	5,0
MR7	9,5

En revanche, Pellerin (2000), a mesuré des pertes plus importantes (entre 20,5% et 35,3%) comme l'indique le tableau 2.26. Il a aussi mesuré des pertes de masse qui varient entre 13% et 19% pour l'essai de gel ASTM C666 (les éprouvettes étaient conservées dans l'eau et dans l'eau salée avant l'essai). Ces derniers résultats ne signifient cependant pas grand chose car l'essai ASTM C666 a été développé pour mesurer la résistance au gel du béton de ciment et n'est pas vraiment applicable aux matériaux granulaires.

Tableau 2.26 - Résultats obtenus par Pellerin (2000) pour les essais de gel ontarien (LS-614)

EB (%)	BC (%)	Correspondance	Pertes (%) (LS-614)	Pertes (%) (ASTM C666)	
				Eau	Sel
12	88	MR2	22,8	13,2	15,3
30	70	MR4	20,5	-	
4	96	MR2	35,3	16,9	19,0
30	70	MR4	25,8	-	

Un soulèvement au gel peut se produire si trois conditions de base sont réunies, soit une température inférieure à 0°C, la présence d'un sol gélif et l'accès à une source d'eau. Les matériaux de type MG-20 ont été normalisés afin d'être peu gélifs. La déformation causée par un soulèvement au gel des MG-20 est fonction du degré de saturation qui fluctue avec le temps, les saisons et des conditions de la surface de la chaussée. Un concept plus représentatif de la susceptibilité au gel des sols a été développé par Konrad et Morgenstern (1981). Ce concept se nomme le potentiel de ségrégation (*SP*). Le *SP* caractérise la susceptibilité d'un sol à former des lentilles de glace. Pour mesurer ce paramètre, il suffit de réaliser un essai à l'aide d'une cellule de gel. Un sol est considéré comme non gélif si la valeur de *SP* est inférieure à 12 mm²/°C.jour. Pour le cas des matériaux granulaires de fondation routière, la formation de lentilles de glace est normalement limitée car le front de gel traverse rapidement la fondation placée près de la surface.

2.6 Technique de recyclage et réutilisation en place des matériaux de chaussée

Les techniques utilisées pour le recyclage et la réutilisation des matériaux de construction sont diverses. On y distingue les techniques employées avec le béton bitumineux et les techniques propres au béton de ciment.

2.6.1 Béton bitumineux

Une première technique utilisée est celle du retraitement en place (RP) où le revêtement bitumineux est fragmenté sur toute son épaisseur et auquel s'ajoute une partie de la fondation granulaire sous-jacente. Une étude québécoise (Bergeron, 2006) traite de l'utilisation des trois procédés les plus en vogue au Québec : décohesionnement + revêtement; décohesionnement + stabilisation + revêtement et décohesionnement + rechargement + revêtement. Comme l'explique la Fédération Canadienne des Municipalités dans son rapport « Réutilisation ou recyclage des matériaux de construction ou d'entretien de routes » (Fédération canadienne des municipalités et Conseil national de recherches du Canada, 2005) le RP peut se faire à l'aide de différentes stabilisations soient : la stabilisation bitumineuse (mousse bitumée ou émulsion de bitume), la stabilisation chimique (ciment Portland, par exemple) et la stabilisation mécanique (ajout d'un granulats correctif).

2.6.2 Béton de ciment

Le béton récupéré des chaussées des trottoirs, des bordures et des bordures-caniveaux est recyclable à 100% dans les cas d'une utilisation liée à la construction de chaussée (Fédération canadienne des municipalités et Conseil national de recherches du Canada, 2005). Le béton recyclé peut être réutilisé simplement comme granulats, comme granulats dans un nouveau mélange de ciment Portland ou transformés sur place à l'aide des techniques de fracturation. Les granulats de béton recyclé sont essentiellement utilisés dans la fondation supérieure et inférieure en raison de leur résistance élevée et de leurs propriétés en matière de drainage. La fracturation, quant à elle, est une technique de réhabilitation en place qui prévoit de casser la chaussée de béton en morceaux pour ensuite la recouvrir d'un pavage bitumineux ou de ciment Portland.

2.6.3 Avantages et limitations

Les techniques de recyclage et de réutilisation en place ont comme premier avantage d'économiser les ressources naturelles non renouvelables qui sont de moins en moins disponibles à proximité des grands centres. Conséquemment, il y a moins de rebuts bitumineux générés par ces chantiers que l'on doit ordinairement disposer à grand frais dans des endroits appropriés. Indirectement, cela entraîne également une diminution du camionnage nécessaire pour sortir les matériaux usagés et en amener des nouveaux. Les techniques de recyclage et de réutilisation en place incluent le décohesionnement de la chaussée qui permet d'homogénéiser les matériaux et de corriger les profils longitudinaux et transversaux de la chaussée. Finalement, ces techniques sont généralement plus rapides que de reconstruire complètement une chaussée.

En contrepartie, les techniques de retraitement en place ne peuvent, idéalement, qu'être mises en pratique pendant la saison estivale par temps clément lorsqu'une stabilisation est réalisée. Autrement, il peut survenir des problèmes dans le contrôle de la teneur en eau entraînant une perte d'efficacité de la stabilisation des matériaux et plus généralement un effet néfaste sur le comportement de la chaussée. De plus, si les matériaux sont stabilisés, la chaussée est particulièrement sensible aux intempéries et au trafic pendant la période de cure et risque une dégradation excessive. L'hétérogénéité des matériaux décohesionnés, notamment dans les vieilles chaussées, entraîne, en outre, des imprécisions dans le dimensionnement des chaussées. Pour conclure, ces techniques sont relativement récentes et il est, pour le moment, difficile de prédire de comportement à long terme des chaussées réhabilitées à l'aide de matériaux recyclés.

2.7 Synthèse

Les résultats présentés dans cette section sont encourageants et suggèrent que les matériaux granulaires recyclés peuvent être employés pour des utilisations diverses en structure de chaussée. Cependant, il reste beaucoup d'aspects à approfondir et davantage de matériaux différents à caractériser. Ce projet de recherche propose un

programme expérimental qui permet une caractérisation complète de chaque type de MR ainsi qu'une investigation détaillée du comportement mécanique (module réversible) et hydrique (perméabilité) et thermique (potentiel de ségrégation).

3. CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE

Une série d'essai en laboratoire a été réalisée afin de mesurer les propriétés géotechniques liées au comportement mécanique, hydrique et thermique (résistance au gel) de cinq matériaux granulaires recyclés (MR) contenant différentes proportions des trois matériaux granulaires-sources (GN, EB, BC). Les cinq MR sélectionnés pour cette étude correspondent aux mélanges les plus souvent utilisés par le MTQ.

Sept essais de caractérisation géotechnique (granulométrie, densité/absorption, Proctor modifié, CBR, Los Angeles, Micro Deval et valeur au bleu) ont donc été effectués pour chacun des MR sélectionnés.

3.1 Présentation des matériaux

Les matériaux à l'étude sont constitués de trois matériaux-sources, soit le granulat naturel (GN), l'enrobé bitumineux (EB) et le béton de ciment (BC). Le granulat naturel (gneiss granitique) et l'enrobé bitumineux (résidus de planage) proviennent de la même source, soit de l'entreprise PEB situé au Lac St-Charles dans la région de Québec. Le béton concassé, quant à lui, provient de chez Carrière Québec. L'échantillonnage de ces matériaux a été fait de manière à ce que chacune des sources « telle que vendue » respecte le plus possible le fuseau granulaire du MG-20. Les trois matériaux retenus sont des graviers concassés et présentent un pourcentage de fracturation d'environ 70%. Lors de l'échantillonnage une attention particulière a été prise afin que la ségrégation soit minimisée et que les matériaux-sources soient homogénéisés. Les différentes formulations de MR sont obtenues en mélangeant ces trois matériaux-sources. Elles correspondent aux proportions de matériaux granulaires recyclés les plus souvent utilisées par le MTQ. La composition des MR est donnée aux tableau 3.1 et illustrée aux figures 3.1 et 3.2.

Tableau 3.1 - Formulations des matériaux granulaires recyclés

%	MR2	MR3	MR4	MR5	MR6
GN	7,5	70	33	50	25
BC	80	-	33	-	-
EB	12,5	30	33	50	75

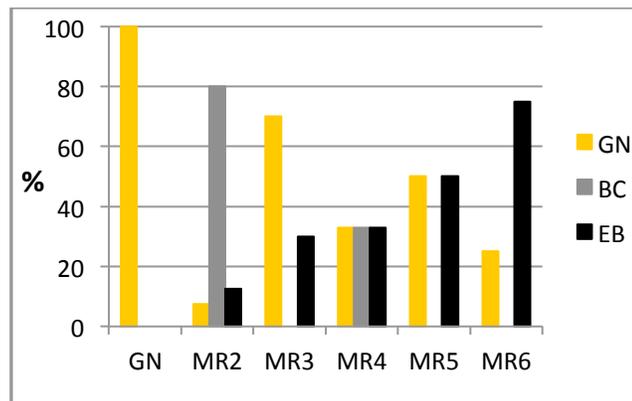


Figure 3.1 - Formulations des matériaux granulaires recyclés

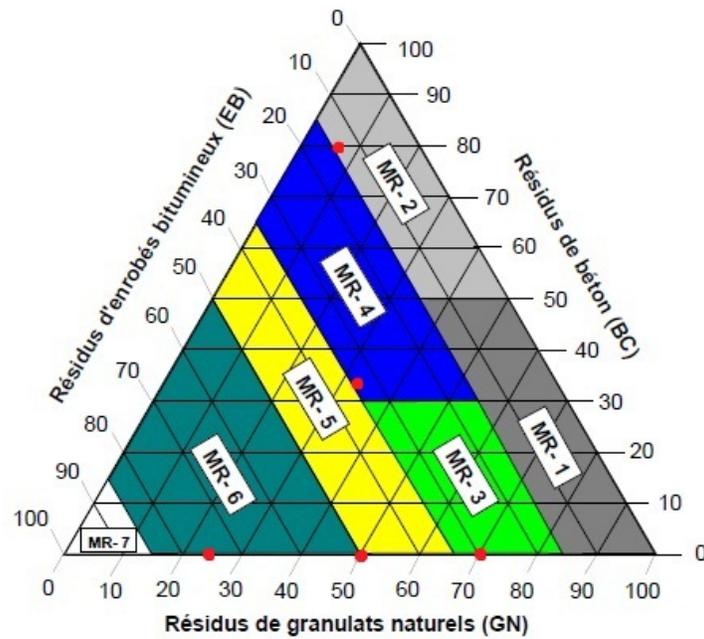


Figure 3.2 - Formulations des matériaux granulaires recyclés représenté dans le diagramme triangulaire (NQ 2560-600)

3.2 Essais de caractérisation

Chacun des MR sélectionnés ont été soumis aux essais suivants pour mesurer leurs diverses propriétés géotechniques :

- Analyse granulométrique par tamisage (LC 21-040)
- Densité absorption (LC 21-065 et 21-067)
- Los Angeles (LC 21-400)
- Micro-Deval (LC 21-101)
- Relation entre la masse volumique et la teneur en eau; *Proctor* modifié (BNQ 2501-255)
- Indice de portance californien (CBR) (ASTM D 1883)
- Valeur au bleu de méthylène (LC 21-255)

On notera que l'essai d'analyse granulométrique par sédimentation n'a pas été effectué. Cet essai s'intéresse au pourcentage de particules de diamètre inférieur à 80 μm . Comme les MR retenus pour cette étude ne contiennent qu'un faible pourcentage de particules fines ($< 80 \mu\text{m}$), l'essai d'analyse granulométrique par sédimentation n'a pas été utile pour caractériser ces matériaux.

3.2.1 Analyse granulométrique par tamisage

Selon la norme BNQ 2560-040 qui décrit comment effectuer une analyse granulométrique, le principe de l'analyse par tamisage est un procédé par lequel on fait vibrer un échantillon de matériau à travers une série de tamis à mailles carrées dont les ouvertures vont en décroissant, allant de 5 mm à 80 μm . Ce tamisage permet d'obtenir les proportions en gravier, sable et particules fines au sein du matériau. Le tableau 3.2 permet de classer et de nommer un matériau granulaire en fonction de la dimension des particules dont il est constitué.

Le ministère des Transports du Québec a établi des normes selon lesquelles la granulométrie d'un matériau granulaire de type MG-20 doit se retrouver dans un fuseau granulaire défini afin de répondre aux exigences auxquelles on s'attend d'un matériau

de fondation. Ces exigences ont pour but de maintenir un optimum de qualité au niveau de la construction des routes c'est-à-dire une capacité de support et une perméabilité optimale.

Tableau 3.2 - Limites des classes granulométriques selon le système de classification du Ministère des Transports du Québec.

		Taille des particules
	Blocs	> 300 mm
	Cailloux	≤ 300 mm, > 80 mm
Graviers	Graviers grossiers	≤ 80 mm, > 20 mm
	Graviers fins	≤ 20 mm, > 5 mm
Sables	Sables grossiers	≤ 5mm, > 2mm
	Sables moyens	≤ 2 mm, > 0,4 mm
	Sables fins	≤ 0,4 mm, > 0,08 mm
Particules fines	Silts	≤ 0,08 mm, > 0,002 mm
	Argiles	≤ 0,002 mm

L'essai de granulométrie par tamisage a été effectué pour chacun des matériaux granulaires-sources, soit les GN, EB et BC, ainsi que pour les cinq MR retenus pour l'étude (MR2 à MR6). Toutes les analyses granulométriques ont été réalisées conformément à la norme NQ 2560-040.

Les figures 3.3 et 3.4 montrent respectivement les granulométries obtenues pour les trois matériaux-sources GN, EB et BC (figure 3.3), ainsi que pour les cinq MR étudiés (figure 3.4) ainsi que le fuseau granulaire recommandé par le MTQ. La figure 3.3 montre que les courbe granulométrique du granulat naturel (GN) demeure à l'intérieur du fuseau recommandé par le MTQ et que celle de l'enrobé bitumineux (EB) montre une légère carence en particules très fines (< 0,5 mm). En revanche, le béton de ciment contient significativement moins de particules fines (< 5 mm) que ce qui est recommandé par le MTQ.

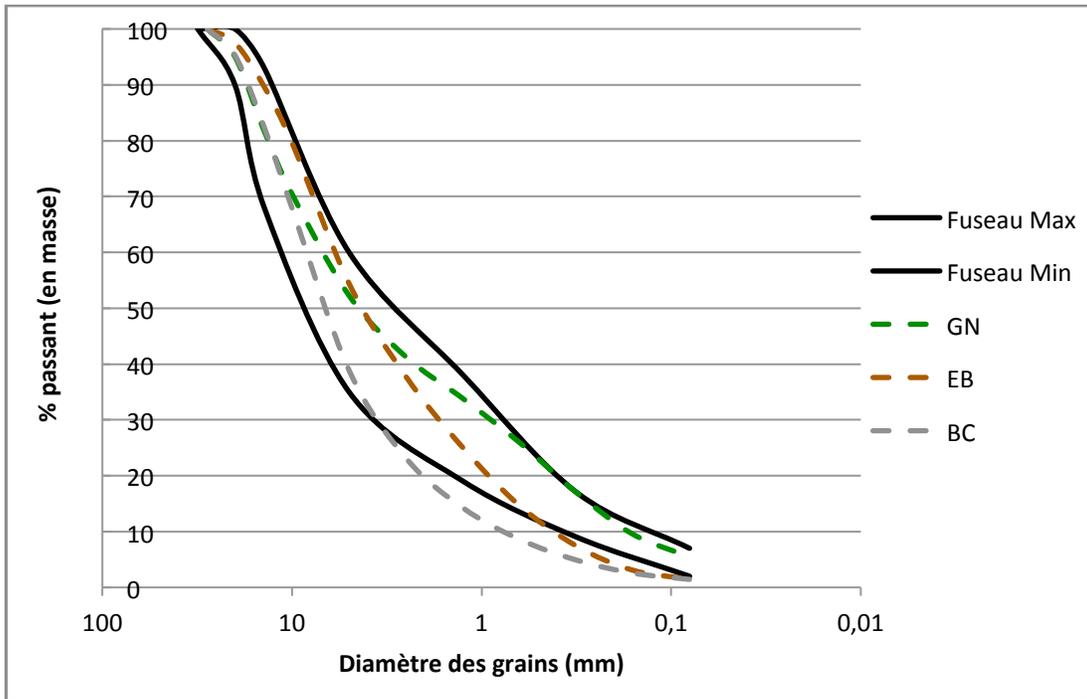


Figure 3.3 - Courbes granulométriques pour les trois matériaux-sources.

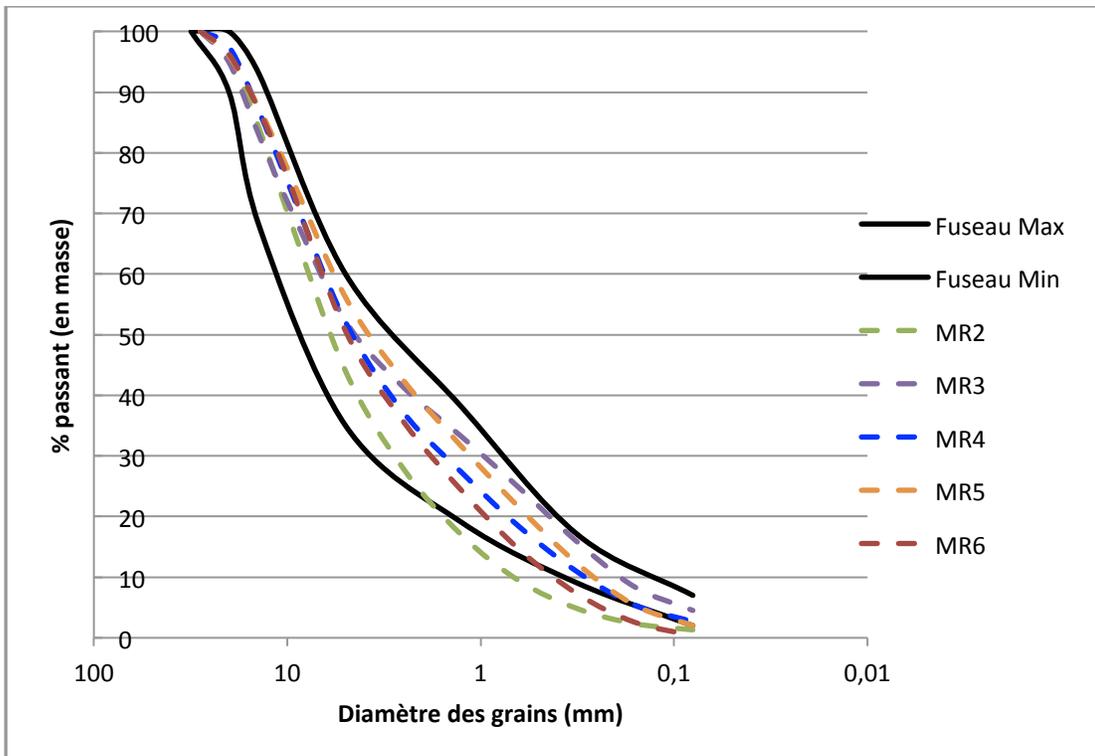


Figure 3.4 - Courbes granulométriques des différentes formulations de MR.

La figure 3.4 montre que la courbe granulaire des matériaux recyclés MR2, MR3 et MR4 demeure aussi à l'intérieur du fuseau prescrit par le MTQ. En revanche, parce qu'ils incorporent une plus grande proportion de EB, le MR5 et, surtout, le MR6 contiennent moins de particules fines (respectivement inférieures à 0,5 et 5 mm) que ce qui est recommandé par le MTQ.

À partir de ces analyses granulométriques, les coefficients d'uniformité (C_u) et de courbure (C_c) ont été calculés à l'aide des expressions suivantes :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

où : d_{10} = diamètre effectif, diamètre des grains correspondant à 10% de passant

d_{60} = diamètre des grains correspondant à 60% de passant

d_{30} = diamètre des grains correspondant à 30% de passant

Ces coefficients sont donnés au tableau 3.3. Le coefficient d'uniformité, comme son nom l'indique, l'uniformité de la distribution granulométrique des particules. Une granulométrie est considérée uniforme (c'est-à-dire que toutes les particules ont sensiblement le même diamètre) lorsque le coefficient d'uniformité (C_u) est inférieur à 4 pour les graviers ou 6 pour les sables. Pour sa part, le coefficient de courbure (C_c) mesure pour l'étalement de la granulométrie. On considère généralement qu'une valeur de C_u supérieure à 4 combinée à une valeur de C_c comprise entre 1 et 3 signifient que la granulométrie du matériau granulaire est bien étalée (Abdelmadjid, 2003) ce qui lui assure une bonne capacité portante. Le tableau 3.3 indique que tous les mélanges étudiés respectent ces deux critères si on fait exception des mélanges GN et MR3 qui possèdent un C_c légèrement inférieur à 1 (0.8 et 0.7 respectivement). On remarque également que, pour les trois matériaux-sources, le béton de ciment possède une granulométrie beaucoup plus uniforme ($C_u = 10,0$) que le granulat naturel ($C_u = 33,3$), l'enrobé bitumineux se situant entre ces deux valeurs ($C_u = 17,5$). Globalement on ajouter que, à l'exception du mélange MR2, qui contient une plus grande quantité de

BC et moins de particules fines ($< 5\text{mm}$), tous les matériaux recyclés possèdent une granulométrie comparable à celle d'un MG-20 usuel .

Tableau 3.3 - Résultats des coefficients d'uniformité et de courbure pour les différents matériaux granulaires selon leurs granulométries.

Matériaux granulaires	C_u	C_c
GN	33,3	0,8
EB	17,5	1,0
BC	10,0	2,3
MR2	11,4	1,5
MR3	33	0,7
MR4	22,3	1,3
MR5	22,2	1,0
MR6	16,5	1,4

3.2.2 Densité et absorption des gros granulats et des granulats fins

Cet essai permet de mesurer la densité brute et apparente de même que le pourcentage d'absorption des granulats grossiers ($d_{\text{particule}} \geq 5 \text{ mm}$) et des granulats fins ($d_{\text{particule}} < 5 \text{ mm}$) suite à une immersion dans l'eau pour une période de 24 heures. Environ 3 kg de gros granulats et 1 kg de granulats fins sont utilisés pour cette mesure. Une attention particulière a été portée à l'échantillonnage des matériaux pour éviter toute ségrégation et s'assurer que la granulométrie de l'échantillon soit représentative du matériau à tester. La densité est définie comme étant le rapport entre la masse volumique du matériau et celle de l'eau (1000 kg/m^3) La mesure de la densité permet de calculer ultérieurement la proportion des vides du matériau à partir de masse volumique et de sa teneur en eau. L'absorption, qui est obtenue en faisant la différence entre la masse volumique du matériau sec et celle du matériau saturé; elle mesure le volume occupé par les pores du matériau que sont saturés d'eau.

Rappelons quelques définitions:

Densité brute : Rapport, à une température donnée, entre la masse dans l'air d'une unité de volume d'un matériau perméable (incluant à la fois les vides perméables et ceux imperméables, cela dans des conditions normales), et la masse dans l'air de même densité d'un égal volume d'eau distillée et désaérée.

Densité apparente : Rapport, à une température donnée, entre la masse dans l'air d'une unité de volume d'un matériau et la masse dans l'air de même densité d'un égal volume d'eau distillée et désaérée. Dans le cas d'un matériau solide, le volume correspond à celui de la proportion imperméable.

Absorption : Propriété par laquelle un liquide pénètre et remplit les pores perméables d'un corps solide poreux. L'absorptivité représente donc l'augmentation de la masse du corps solide poreux, suite à la pénétration du liquide dans ses pores perméables.

Pour les gros granulats, les valeurs de densité et d'absorption sont calculées à partir des équations suivantes :

$$D_{\text{brute (sec)}} = \frac{M_{\text{air}}}{M_{\text{air (sss)}} - M_{\text{eau}}}$$

$$D_{\text{brute (sss)}} = \frac{M_{\text{air (sss)}}}{M_{\text{air (sss)}} - M_{\text{eau}}}$$

$$D_{\text{apparente}} = \frac{M_{\text{air}}}{M_{\text{air}} - M_{\text{eau}}}$$

$$\% \text{ absorption eau} = \left(\frac{M_{\text{air (sss)}} - M_{\text{air}}}{M_{\text{air}}} \right) \times 100$$

où M_{air} = masse dans l'air de l'échantillon séché.

$M_{\text{air (sss)}}$ = masse dans l'air de l'échantillon saturé superficiellement sec (sss).

M_{eau} = masse dans l'eau de l'échantillon saturé.

Pour les granulats fins, on utilise les équations suivantes :

$$D_{\text{brute (sec)}} = \frac{M_{\text{éch.sec}}}{M_{\text{pycno eau}} + 500 - M_{\text{pycno éch.}}}$$

$$D_{\text{brute (sss)}} = \frac{500}{M_{\text{pycno eau}} + 500 - M_{\text{pycno éch.}}}$$

$$D_{\text{apparente}} = \frac{M_{\text{éch.sec}}}{M_{\text{pycno eau}} + M_{\text{éch.sec}} - M_{\text{pycno éch.}}}$$

$$\% \text{ absorption eau} = \left(\frac{500 - M_{\text{éch.sec}}}{M_{\text{éch.sec}}} \right) \times 100$$

Où $M_{\text{éch.sec}}$: masse de l'échantillon séché à l'étude.

$M_{\text{pycno eau}}$: masse du pycnomètre rempli d'eau.

$M_{\text{pycno éch.}}$: masse du pycnomètre contenant l'échantillon et rempli d'eau jusqu'au trait de jauge.

Tous les résultats des mesures de densité et d'absorption sont présentés au tableau 3.4. On constate que les deux matériaux recyclés EB et BC possèdent la même densité (2,27 et 2,28 respectivement pour les gros granulats) qui est cependant inférieure à celle du granulat naturel GN (2,63). La figure 3.5 montre que l'absorption du béton de ciment BC est beaucoup plus élevée que celle de l'enrobé bitumineux (EB) qui est elle-même supérieure à celle du granulat naturel (GN). La figure 3.5 montre également que, dans le cas du EB, l'absorption est plus élevée dans les gros granulats que dans les granulats

fins. On observe la tendance inverse pour le BC alors que, dans le cas du GN, l'absorptivité est la même dans les gros granulates et dans les granulates fins.

Tableau 3.4 - Résultats pour les essais de densité et d'absorption

Matériau granulaire	Gros granulates				Granulates fins			
	D _{brute} (sec)	D _{brute} (sss)	D _{apparente}	% _{absorption}	D _{brute} (sec)	D _{brute} (sss)	D _{apparente}	% _{absorption}
GN	2,63	2,65	2,69	0,81	2,64	2,66	2,69	0,84
EB	2,27	2,33	2,41	2,48	2,31	2,35	2,40	1,55
BC	2,28	2,40	2,59	5,23	2,24	2,40	2,65	6,80
MR2	2,24	2,31	2,41	3,26	2,43	2,49	2,57	2,25
MR3	2,47	2,50	2,55	1,28	2,53	2,56	2,60	1,08
MR4	2,35	2,42	2,53	3,00	2,52	2,54	2,58	0,92
MR5	2,41	2,45	2,53	1,98	2,42	2,46	2,52	1,69
MR6	2,37	2,42	2,48	1,89	2,40	2,42	2,45	0,83

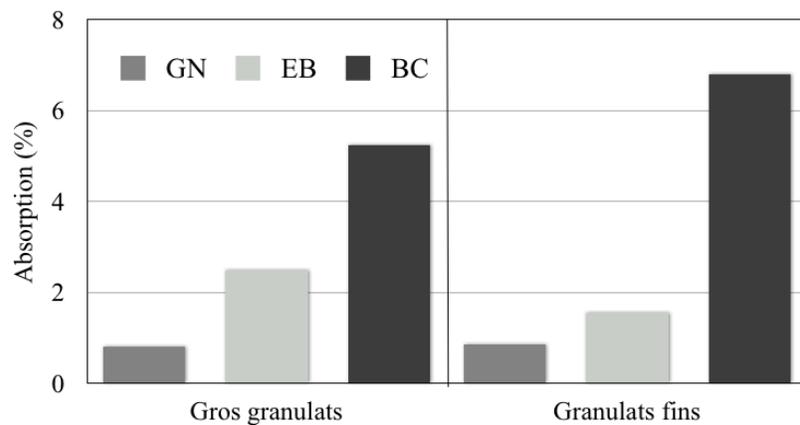


Figure 3.5 - Absorption mesurée sur les trois matériaux-sources

Les figures 3.6 et 3.7 montrent la relation entre l'absorption des granulats et la teneur en matériaux recyclés pour les gros granulats (figure 3.6) et les granulats fins (figure 3.7). On constate, d'une part, que l'absorption des gros granulats est plus élevée que celle des granulats fins, surtout pour les mélanges contenant du béton de ciment (BC). D'autre part, on constate, sans surprise, que l'absorption augmente avec la teneur en matériaux recyclés et que les plus grandes absorptions correspondent aux mélanges contenant du béton de ciment.

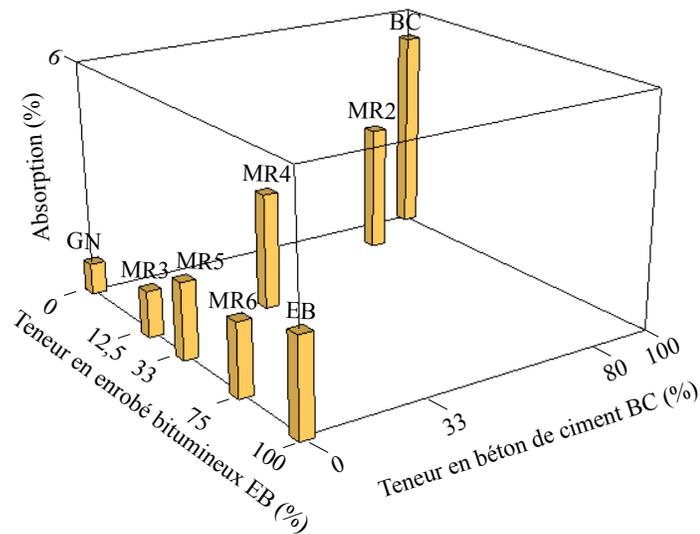


Figure 3.6 - Relation entre l'absorption des gros granulats fins et la teneur en matériaux recyclés

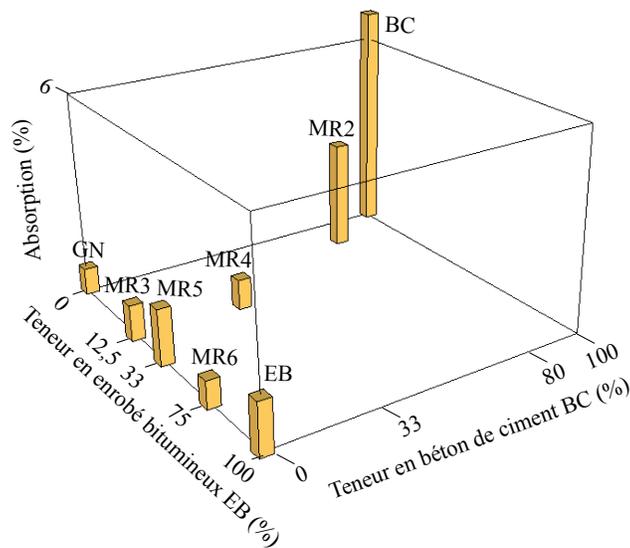


Figure 3.7 - Relation entre l'absorption des granules fins et la teneur en matériaux recyclés

En ce qui concerne les densités, le tableau 3.4 montre que les matériaux recyclés (EB et BC) possède une densité plus faible que celle du granulat naturel GN (les différences sont de l'ordre de 14%). Il en résulte que tous les mélanges contenant des granulats recyclés (MR) possèdent aussi une densité inférieure à celle du granulat naturel.

3.2.3 Résistance à l'abrasion à l'aide de l'appareil Los Angeles

La résistance à l'abrasion est mesurée à l'aide de la méthode Los Angeles. Cette méthode consiste à placer un échantillon de matériau granulaire (environ 5 kg) dans un cylindre d'acier (71 cm de diamètre et 51 cm de longueur) avec une charge abrasive constituée de boulets d'acier de 47 mm de diamètre. Le cylindre est mis en mouvement pour subir environ 500 rotations (raison de 30 à 33 rotations par minute) sur une période de 15 minutes. La quantité de charge abrasive introduite dans le cylindre est fonction de la granulométrie du matériau testé. Les essais ont été effectués avec 2,5 kg de passant 20 mm retenu 14 mm et 2,5 kg de passant 14 mm retenu 10 mm, ce qui correspond au grade B tel que défini par la norme LC 21-400.

Après avoir subi les rotations, l'échantillon est retiré de l'appareil, lavé, séché et tamisé sur un tamis de 1,7 mm. Les débris ainsi recueillis sont pesés et les pertes par abrasion sont calculées à l'aide de l'équation suivante :

$$\text{abrasion (\%)} = \frac{M_i - M_{r,1.7mm}}{M_i} \times 100$$

Où M_i : masse initiale (g)

$M_{r,1.7mm}$: masse finale retenue sur le tamis de 1,7 mm (g)

Moins le matériau est résistant à la fragmentation de ses particules due au frottement, plus les pertes par abrasion seront élevées. Le tableau 3.5 donne les pertes par abrasion pour chacun des matériaux étudiés.

La norme NQ 2560-600 utilisée par le MTQ pour un MG-20 destiné à la construction d'une fondation de chaussée exige que les pertes par abrasion soient inférieures à 50 %.

Le tableau 3.5 indique que tous les matériaux étudiés respectent ce critère. Ce même tableau révèle également que le granulat naturel (GN) et le béton de ciment (BC), avec respectivement 41,2% et 44,3% de pertes, possèdent sensiblement la même résistance à l'abrasion. L'enrobé bitumineux (EB) possède une meilleure résistance à l'abrasion avec une perte de seulement 32,5%.

Tableau 3.5 - Résistance à l'abrasion pour chaque matériau granulaire à l'aide de l'appareil Los Angeles

Matériau granulaire	Abrasion (%)
GN	41,2
EB	32,5
BC	44,3
MR2	34,3
MR3	37,1
MR4	34,3
MR5	35,1
MR6	33,2

On remarquera que tous les mélanges contenant des matériaux recyclés montrent une meilleure résistance à l'abrasion que le granulat naturel (GN) et le béton de ciment (BC). Avec des valeurs de pertes à l'abrasion très proches (de 33,2 à 37,1%), on constate également que tous les mélanges contenant des granulats recyclés possèdent sensiblement la même résistance à l'abrasion.

La très bonne résistance à l'abrasion mesurée sur tous les mélanges étudiés signifie que ces mélanges sont robustes et qu'ils pourraient supporter les diverses contraintes associées à la fabrication, au transport et à la mise en œuvre des matériaux pour la construction d'une fondation de chaussée, sans que leur granulométrie n'en soit modifiée de manière significative.

3.2.4 Coefficient d'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval

Cet essai mesure la résistance à l'usure par attrition des granulats. Il consiste à placer environ 500 g de matériau, des billes d'acier standardisées (charge abrasive) et de l'eau dans un cylindre standardisé qui est soumis à un mouvement de rotation pendant deux heures. Après cette période, le matériau est retiré de l'appareil et passé au tamis 1,25 mm pour récupérer les débris, les sécher et les peser. Tout comme pour l'essai *Los Angeles*, la granulométrie utilisée est de type grade B (250 g passant 20 mm retenu 14 mm et 250 g passant 14 mm retenu 10 mm). En raison de la grande vitesse de rotation du cylindre (> 100 tours/minute), on estime que l'essai micro-Deval permet de mieux évaluer la résistance à l'usure des matériaux granulaires.

Le coefficient d'usure par attrition mesuré à l'aide de l'appareil micro-Deval correspond au pourcentage de la masse de matériau passant le tamis 1,25 mm après que le matériau ait subi la période de rotation. Il peut être calculé à l'aide de la relation suivante :

$$\text{Coefficient micro-Deval} = \frac{500 - m_{p;1,25\text{mm}}}{500} \times 100$$

Où $m_{p;1,25\text{mm}}$ correspond à la masse des particules retenues sur le tamis de 1,25 mm.

Le tableau 3.6 donne les résultats obtenus pour chacun des mélanges étudiés.

La détermination du coefficient d'usure par attrition mesure la dureté des granulats qui détermine leur résistance à l'usure par frottement en présence d'eau. La dureté des granulats est un paramètre important dans la conception d'une fondation de chaussée car, avec le passage des véhicules lourds, l'usure causée par l'action des pneus sur la chaussée peut fractionner les granulats et, par l'accroissement des particules fines, modifier leur granulométrie.

La norme NQ 2560-600 exige que, pour un MG-20, le coefficient d'usure par attrition soit inférieur ou égal à 25 %. Les valeurs mesurées pour l'enrobé bitumineux (23,6%) et

le béton de ciment (21,2%) sont proches de cette valeur limite contrairement au granulat naturel pour possède un faible coefficient d'usure (7,5%). Parce qu'il contient un fort pourcentage (75%) d'enrobés bitumineux, le mélange MR-6 montre un coefficient d'usure élevé (22,9%). Avec des coefficient d'usure variant entre 12,7% et 16,4%, tous les autres mélanges incorporant des matériaux recyclés (MR2 à MR5) montrent toutefois une bonne résistance à l'usure, même le mélange MR2 qui contient 80% de béton de ciment.

Tableau 3.6 - Coefficient d'usure par attrition à l'aide de l'appareil micro-Deval

Matériau granulaire	Coefficient micro-Deval (%)
GN	7,5
EB	23,6
BC	21,2
MR2	16,4
MR3	12,7
MR4	14,9
MR5	14,3
MR6	22,9

Le granulat naturel possède un coefficient d'usure (7,5) qui est très près de celui obtenu par l'étude américaine du *NCHRP* (7,3%). En revanche, les coefficients d'usure que nous avons mesurés par les mélanges MR2 et MR5 (16,4% et 14,3%) sont supérieurs à ceux mesurés par le *NCHRP* (respectivement 10,7% et 12,65%) mais inférieurs à ceux mesurés par Pellerin (respectivement 22,6% et 20%).

3.2.5 Détermination de la masse volumique et de la teneur en eau optimale

L'essai Proctor, tel que défini par la norme NQ 2501-255, permet de tracer la relation entre la masse volumique et la teneur en eau de matériaux granulaires afin d'identifier

les conditions qui permettent d'obtenir un degré maximal de compaction des sols qui est lui-même garant d'une capacité portante optimale. Pour réaliser cet essai, il faut prendre un échantillon de matériau granulaire d'environ 5 kg est placé dans un contenant métallique avec une certaine quantité d'eau. Le matériau est ensuite compacté en 5 couches d'égale épaisseur à l'aide d'une masse tombante normalisée. Cette masse doit faire 56 chutes, d'une hauteur établie, sur la surface de chacune des couches. Cette procédure garantit une énergie de compactage constante pour tous les essais. Une fois la compaction terminée, l'échantillon doit être arasé pour que le volume de matériau ne soit pas supérieur à celui du moule. La masse et le volume du moule étant connus, l'échantillon est retiré du contenant, séché dans une étuve à 110 °C et pesé pour calculer la masse volumique sèche et la teneur en eau à l'aide des relations suivantes :

$$\text{Teneur en eau} = w (\%) = \frac{M_{\text{eau}}}{M_{\text{sol sec}}} \times 100$$

$$\rho_h = \frac{\text{masse sol humide}}{\text{volume}}$$

$$\rho_d = \frac{\rho_h}{(1 + w)}$$

Où w : teneur en eau (%)

M_{eau} : masse de l'eau dans l'échantillon (g)

$M_{\text{sol sec}}$: masse du sol sec (g)

ρ_h : masse volumique humide (kg/m³)

ρ_d : masse volumique sèche (kg/m³)

La figure 3.8 donne, à titre d'exemple, le résultat de l'essai Proctor modifié effectué sur le MR5. Les courbes correspondant à tous les matériaux granulaires à l'étude sont fournies à l'annexe A.

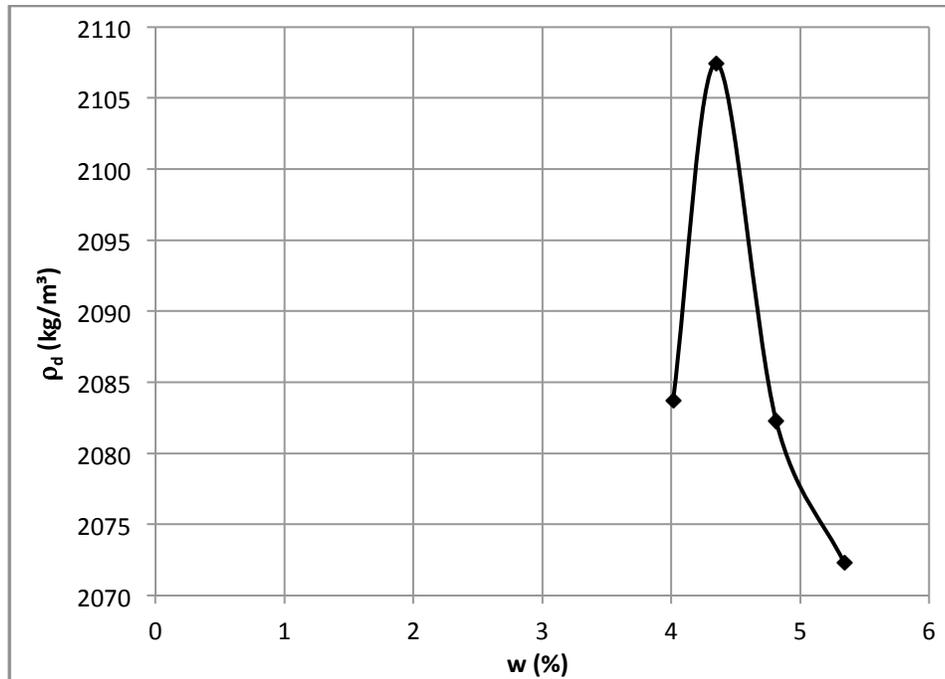


Figure 3.8 - Courbe d'un essai Proctor pour le MR5

Les résultats de l'essai Proctor sont présentés au tableau 3.7. Ce tableau donne également l'indice des vides (e) qui correspond au ration entre les vides et les particules solides et qui est calculé à partir de la relation suivante :

$$e = \frac{V_{air} + V_{eau}}{V_{granulats}}$$

où V_{air} , V_{eau} et $V_{granulats}$ représentent les volumes respectivement occupé par l'air (V_{air}), l'eau (V_{eau}) et les granulats ($V_{granulats}$).

Lors de la réalisation des essais, on constatait parfois que la quantité d'eau ajoutée était trop importante. Lorsque cela survenait, il se produisait un suintement de l'échantillon lors du compactage. La masse d'eau perdue venait alors fausser les résultats obtenus. Afin de corriger ce problème, les essais Proctor de ces échantillons ont été repris avec des teneurs en eau inférieures jusqu'à l'obtention d'un compactage optimal.

Tableau 3.7 - Résultats des essais Proctor pour chacun des matériaux granulaires

Matériaux granulaire	w_{opt} %	$\rho_d \text{ max}$ kg/m^3	e
GN	5,1	2200	0,20
EB	3,7	1922	0,20
BC	7,1	1856	0,22
MR2	6,6	1884	0,23
MR3	5,3	2149	0,16
MR4	5,6	1971	0,24
MR5	4,3	2107	0,15
MR6	4,0	2009	0,19

Lorsqu'un matériau granulaire possède une grande quantité de particules fines ($d < 80 \mu\text{m}$) une plus grande quantité d'eau est nécessaire pour atteindre l'optimum Proctor (compactage maximal). Cela s'explique par la plus grande surface spécifique des particules qui favorise l'absorption d'eau. Comme le montre bien la figure 3.4, le granulat naturel (GN) contient plus de particules fines que tous les autres mélanges étudiés. Au moment de la compaction, les particules fines se logent dans les interstices laissés vides entre les plus grosses particules pour créer un effet de densification qui augmente la compacité granulaire et accroît la masse volumique du mélange. C'est pourquoi le mélange GN possède la plus grande masse volumique (2200 kg/m^3) de tous les matériaux étudiés.

La figure 3.9 montre la relation entre la masse volumique optimale mesurée et la teneur en matériaux recyclés. On constate que la masse volumique diminue avec l'augmentation de la quantité d'enrobé bitumineux ce qui est normal puisque la densité de l'EB (2,27) est bien inférieure à celle du GN (2,63). On constate également que les mélanges qui contiennent un fort pourcentage de béton de ciment possède une masse

volumique bien inférieure à celle des mélanges contenant de l'enrobé bitumineux. Cette différence ne peut pas être attribuée à la densité des matériaux recyclés puisque le EB et le BC possèdent la même densité (2,27 vs 2,28). Elle est donc attribuable aux différences de granulométries qui fait en sorte que, lorsque mélangé au GN, le BC produit un empilement granulaire moins compact que le EB.

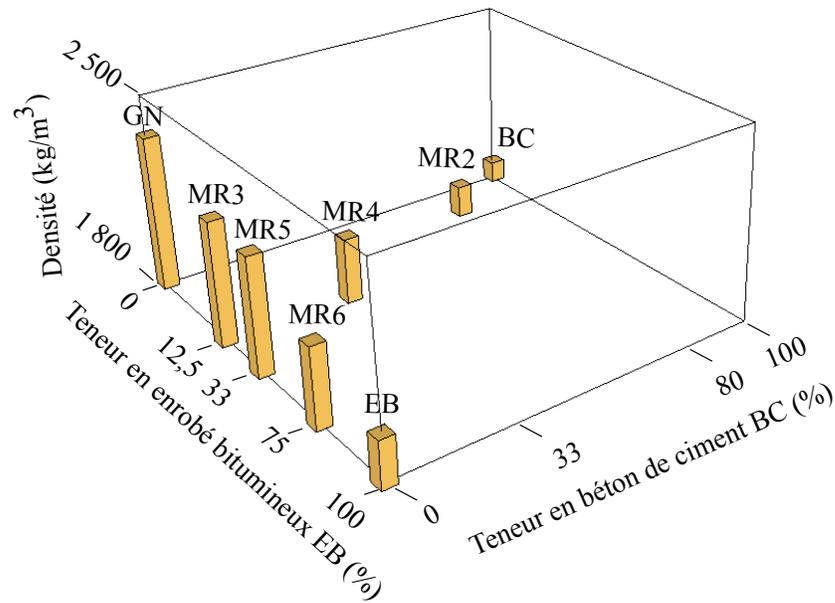


Figure 3.9 - Relation entre $\rho_{d,max}$ et la proportion de matériaux recyclés

La figure 3.10 montre la relation entre la teneur en eau optimale et la teneur en matériaux recyclés. On constate que la teneur en eau optimale diminue avec l'augmentation du volume de EB mais augmente avec l'accroissement du volume de BC. Dans le cas des enrobés bitumineux cela s'explique par la nature hydrophobe du bitume que gêne l'absorption d'eau. La porosité capillaire de la matrice cimentaire contenus dans les particules de BC favorise au contraire l'absorption d'eau ce qui explique que la teneur en eau maximale est plus élevée pour les mélange qui contiennent du BC.

Le béton de ciment possède un indice des vides (0,22) légèrement supérieur à celui du granulat naturel et de l'enrobé bitumineux (0,20). La figure 3.11 montre la relation entre l'indice des vides ϵ et la teneur en matériaux recyclés. On remarque que l'ajout

d'une relativement faible quantité (12,5 et 33%) d'enrobé bitumineux diminue l'indice des vides qui passe de 0,20 à 0,16 et 0,15 respectivement. Par contre, pour de forts volumes d'enrobés bitumineux (75 et 100%), l'indice des vides augmente pour atteindre une valeur de 0,19 et 0,20 respectivement. Cela signifie qu'il existe une teneur optimale en enrobé bitumineux qui permet d'obtenir une compacité maximale. Ce teneur optimale se situe aux alentours de 30% en volume. On constate également que l'ajout de béton de ciment augmente toujours l'indice des vides des mélanges comparativement au granulat naturel. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus pour la masse volumique (figure 3.9) qui indiquaient que, lorsque mélangé au GN, le BC produit un empilement granulaire moins compact que le EB.

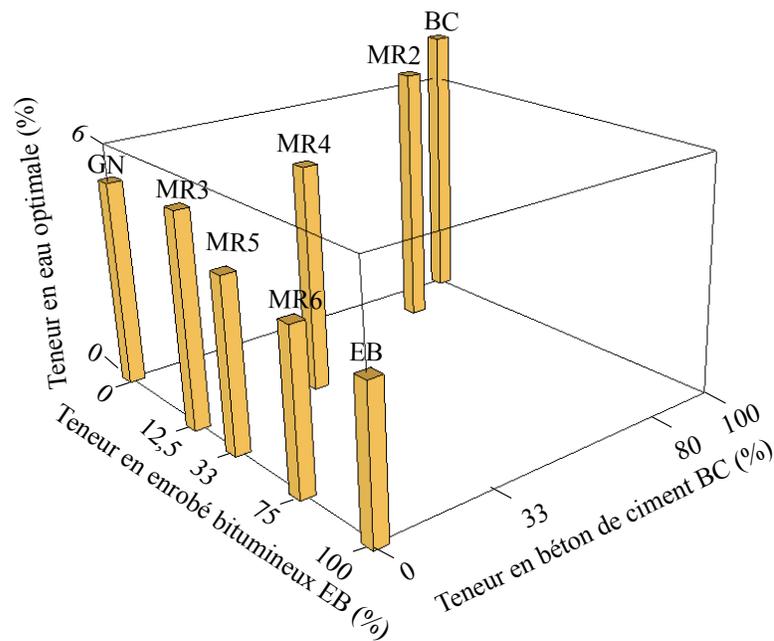


Figure 3.10 - Relation entre w_{opt} et la proportion de matériaux recyclés

Les études réalisées par Pellerin et par le NCHRP aux États-Unis montrent la même tendance à savoir que les mélanges granulaires majoritairement constitués de BC donnent les teneurs en eau les plus élevées et les masses volumiques sèches les plus faibles. L'étude américaine du NCHRP montre des valeurs de masse volumique sèche proches de celles obtenues pour le GN et le MR5 (2264 et 2065 kg/m³) dans le cadre de cette étude et des teneurs en eau semblable pour le MR5 (3,8%) et plus élevée pour le GN (7,5%). Compte tenu du fait que les sources d'approvisionnement soient

différentes, nous estimons que les résultats obtenus et les tendances observées sont semblables à ceux obtenus par le NCHRP.

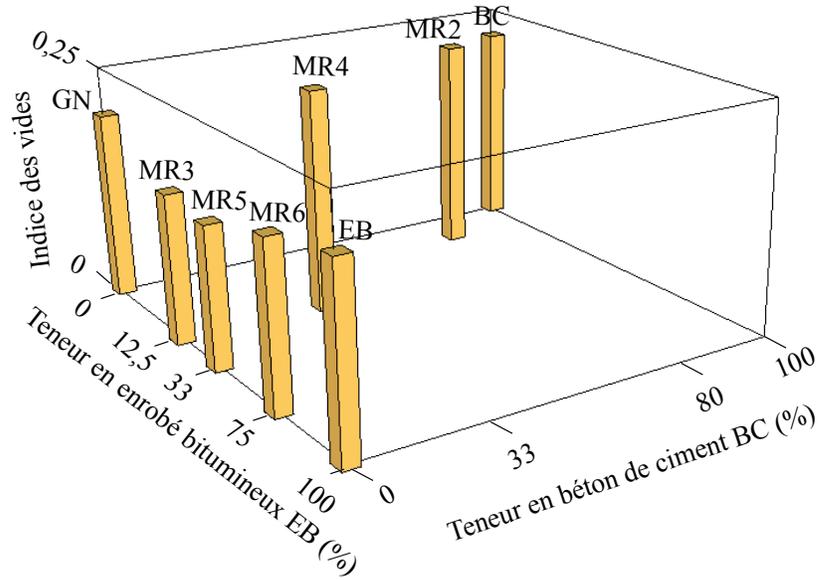


Figure 3.11 - Relation entre l'indice de vides (e) et la proportion de matériaux recyclés

3.2.6 Indice de portance californien (CBR)

L'essai de capacité portante (CBR), défini par la norme ASTM D1883-07 permet de mesurer la portance mécanique d'un matériau compacté à une teneur en eau et une masse volumique optimale.

Pour cet essai, les échantillons de matériau granulaire sont préparés en utilisant les résultats de w_{opt} et ρ_d établis précédemment lors la réalisation des essais Proctor. La compaction des échantillons se fait en quatre couches d'égale épaisseur dans un moule CBR en acier ($h = 6''$) à l'aide d'un marteau vibrant standardisé. La compaction de chacune des couches dure une minute et, entre deux couches, la surface de la couche est scarifiée afin que la couche suivante s'imbrique parfaitement dans celle qui la précède. Après la compaction, deux demi disques en acier possédant un trou central de la taille du piston de la presse hydraulique sont placés au-dessus de l'échantillon.

L'essai de capacité portante est effectué sur une presse hydraulique. Après avoir positionné le piston de la presse (de 49,63 mm de diamètre) au centre de l'échantillon, celui-ci est enfoncé à une vitesse constante de 1,27 mm/min. À l'aide d'un potentiomètre et d'un logiciel d'acquisition de données, on mesure la charge nécessaire pour que le piston pénètre de 2,54 mm (0,1") et de 5,08 mm (0,2") à l'intérieur de l'échantillon. On trace alors la relation entre la force appliquée et l'enfoncement mesuré. La figure 3.12 montre un exemple du résultat obtenu pour le granulat naturel. En examinant attentivement cette figure, on remarque que, au tout début de l'essai, l'échantillon subit un enfoncement important pour un accroissement de force très faible. Il s'agit là d'un comportement que l'on observe fréquemment et qui est provoqué par des irrégularités de surface. Lorsque cela se produit, la norme ASTM D1883-07 exige de corriger la courbe en lui imposant une translation horizontale vers la gauche tel qu'illustré à la figure 3.12. À partir de la courbe force vs enfoncement, on mesure les forces requises pour produire un enfoncement de 2.54 mm ($F_{0,1''}$) et 5,08 mm ($F_{0,2''}$) et on calcule les contraintes correspondant imposées au matériau ($\sigma_{0,1''}$ et $\sigma_{0,2''}$) en divisant cette force par la surface du piston (1934 mm²). Les indices CBR sont calculés à l'aide des relations suivantes:

$$CBR_{0,1''} = \frac{\sigma_{0,1''}}{6,9 \text{ MPa}} \times 100 \quad \text{et} \quad CBR_{0,2''} = \frac{\sigma_{0,2''}}{10,3 \text{ MPa}} \times 100$$

L'indice CBR donne un chiffre qui permet de comparer les résultats obtenus avec un matériau granulaire étalon. Ce matériau étalon est un calcaire de Californie pour lequel la valeur du CBR est égale à 100. Le tableau 3.8 montre les résultats obtenus pour tous les mélanges testés. On constate que, avec un CBR = 130, le mélange contenant uniquement le granulat naturel (GN) montre une bonne capacité portante. En revanche, tous les autres mélanges étudiés possèdent de faibles valeurs de CBR comprises entre 3 et 28 ce qui, en principe, indique une faible capacité portante. La figure 3.13 montre la relation entre l'indice CBR et la teneur en enrobé bitumineux. Elle révèle que la valeur du CBR chute très brutalement lors le dosage en enrobé bitumineux passe de 0% à 50% et se stabilise par la suite à une valeur très faible (environ 5% de la valeur initiale). Les mélanges BC et MR2 qui contiennent respectivement 100% et 80% de béton de ciment

affichent aussi des valeurs de CBR très faibles (23 et 29 respectivement) mais qui demeurent néanmoins significativement supérieures à celles obtenues pour les mélanges contenant de l'enrobé bitumineux (CBR < 8 pour des dosages comparables).

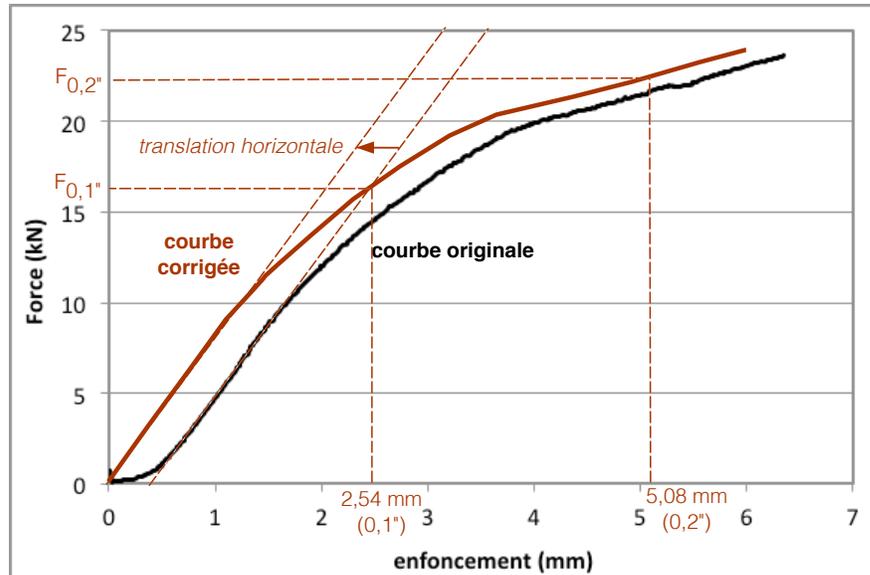


Figure 3.12 - Essai CBR pour le granulat naturel (GN)

Tableau 3.8 - Résultats de l'essai CBR pour chacun des matériaux granulaires

	0,1'' (kN)	CBR (0,1'')	0,2'' (kN)	CBR (0,2'')
GN	16,0	120	26,3	132
EB	0,4	3	0,6	3
BC	3,3	24	4,8	23
MR2	2,7	28	4,4	29
MR3	3,0	22	4,7	24
MR4	2,5	19	3,8	19
MR5	1,3	8	1,9	8
MR6	0,9	7	1,2	6

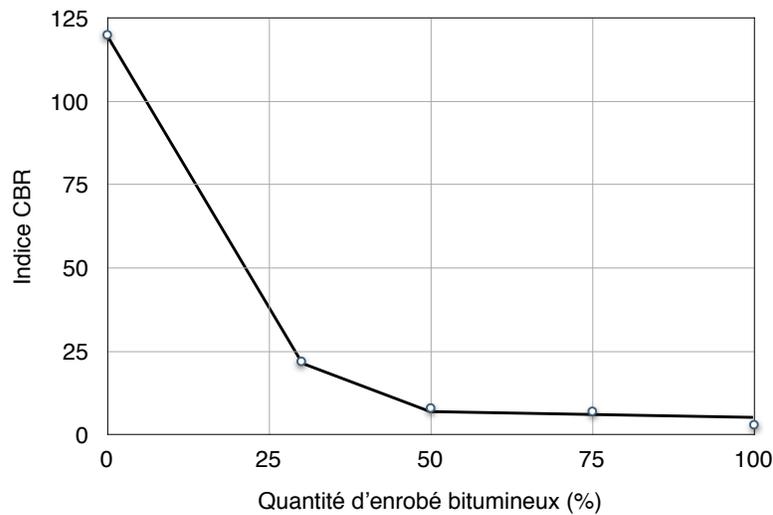


Figure 3.13 - Relation entre l'indice CBR et la quantité d'enrobé bitumineux

Les matériaux-sources BC et EB sont issus d'opération de concassage et de planage respectivement. Ils contiennent moins de particules fines que le mélange GN et on peut penser que leur empilement granulaire moins dense, et faible en particules fines, facilite l'enfoncement du piston durant l'essai ce qui expliquerait les faibles valeurs de CBR qui ont été mesurées sur ces mélanges.

Ces résultats sont très surprenants, surtout lorsqu'on les met en relation avec les travaux de Pellerin (2008) qui, pour des mélanges comparables aux nôtres contenant entre 15 et 50% d'enrobés bitumineux, a mesuré des valeurs de CBR considérablement plus élevées ($42 < \text{CBR} < 99$ pour des dosages en enrobé bitumineux variant entre 15% et 50%). Un rapport récent de la Federal Highway Administration aux Etats-Unis (FHWA, 2012) fait aussi état de CBR compris entre 20 et 25 pour des mélanges entièrement constitués de granulats recyclés en enrobés bitumineux.

Par ailleurs, une étude australienne récente (Jayakidy et al., 2012) a mesuré des valeurs de CBR comprises entre 46 et 74 sur six mélanges entièrement constitués de granulats recyclés en béton de ciment. Une autre étude (Ebrahim Abu El-Maaty Behiry, 2013) a mesuré des valeurs de CBR comprises entre 62 et 79 pour des mélanges contenant entre 25% et 100% de granulats recyclés en béton de ciment (comparativement à un CBR de

85 pour le mélange de référence fabriqué avec un granulat calcaire). Ces résultats donnent des valeurs de CBR bien supérieures à celle que nous avons mesuré pour le mélange BC (CBR = 24).

Ces observations nous amènent à penser que les valeurs de CBR que nous avons mesurées sur tous les mélanges contenant des granulats recyclés (EB ou BC) sont erronées et sous-estiment la capacité portante réelle de ces mélanges. Par ailleurs, le chapitre 3 présente le résultat de la mesure du module réversible M_r pour les mêmes mélanges contenant des granulats recyclés. Ce module est considéré comme un indice plus fiable de la capacité portante d'un sol et les résultats obtenus montrent que, pour les mélanges contenant des granulats recyclés, le M_r varie entre 69% et 143% de la valeur mesurée sur le mélange de référence GN. Cette constatation nous conforte aussi dans l'idée que, pour une raison qui nous est inconnue, les valeurs de CBR obtenues pour les mélanges contenant des matériaux recyclés sont erronées et sous-estiment la capacité portante réelle de ces mélanges. Malheureusement, il nous a été impossible de reprendre les essais car l'appareil de mesure n'était plus disponible.

3.2.7 Valeur au bleu de méthylène

Cet essai a pour objectif de déterminer la capacité d'adsorption ionique des matériaux granulaire pour connaître le type d'argile qu'ils contiennent. Il permet également d'apprécier la qualité et la quantité de particules fines présente dans le matériau. Pour réaliser cet essai, il faut déterminer la quantité de bleu de méthylène qui est absorbée par 100 g de matériau passant le tamis 400 μm . L'argile possédant une structure cristalline en feuillet (grande surface spécifique) est considérée comme un bon adsorbant naturel. Donc, quand l'échantillon est saturé, le bleu de méthylène se combine avec l'eau et permet l'observation d'une auréole bleutée lorsqu'une goutte de l'émulsion (eau, matériau, bleu de méthylène) est déposée sur le papier buvard.



Figure 3.14 - Montage de l'essai de la valeur au bleu de méthylène

La valeur au bleu est atteinte lorsque la surface spécifique de la fraction argileuse est saturée et qu'après une durée de 5 minutes d'agitation à 400 tours/min la saturation est toujours maintenue. Cette valeur est caractérisée par le rapport entre la quantité de bleu de méthylène ajoutée et la masse sèche de l'échantillon. Donc, plus l'indicateur s'adsorbe au matériau, plus le comportement des particules fines est argileux.

$$VB \text{ (cm}^3/\text{g)} = \frac{V_{\text{bleu de méthylène}}}{M_{\text{échantillon}}}$$

Où $V_{\text{bleu de méthylène}}$: Volume de bleu de méthylène (cm³)

$M_{\text{échantillon}}$: Masse de sol (g)

Le tableau 3.9 présente les valeurs au bleu mesurées pour chacun des matériaux granulaires. La norme NQ 2560-114 exige, pour un MG-20,q=84 une valeur au bleu de méthylène de $VB \leq 0,20$. Le GN (gneiss granitique) ne comporte presque pas de particules argileuses et a donc donné la plus faible valeur au bleu de tous les mélanges étudiés. Les MR contenant des enrobés bitumineux ont les valeurs au bleu les plus élevées mais toutes les valeurs au bleu obtenues avec les matériaux à l'étude ($0,03 < VB < 0,10$) sont bien inférieures au seuil fixe par la norme NQ 2560-114 ($VB < 0,2$).

Ces valeurs sont trop proches les unes des autres pour qu'on puisse y voir des différences significatives entre les divers mélanges.

Tableau 3.9 - Résultats pour les essais de bleu de méthylène pour chacun des matériaux granulaires

Matériau granulaire	Valeur au bleu ; VB (cm³/g)
GN	0,03
EB	0,10
BC	0,08
MR2	0,02
MR3	0,10
MR4	0,03
MR5	0,04
MR6	0,05

3.2.8 Conclusions des essais de caractérisation des matériaux granulaires recyclés

Selon la norme NQ 2560-114 qui concerne les granulats utilisés dans les travaux de génie civil, les mélanges granulaires à l'étude sont conformes quant aux caractéristiques intrinsèques des granulats, soit la catégorie 5 selon les résultats obtenus à l'essai micro-Deval et Los Angeles (résistance à l'usure et aux chocs). De plus, les granulats utilisés pour ce projet répondent aux caractéristiques de fabrication de la catégorie *e* selon le pourcentage de particules fragmentées dans le mélange granulaire. Par ailleurs, la norme NQ 2560-600 indique que la plupart des MR, sauf le MR6 et le EB, peuvent être utilisés en fondation ainsi qu'en couche de roulement pour des routes non revêtues et en couche de sous-fondation routière. Pour leur utilisation en fondation de chaussée, il est recommandé pour le MR3 à MR5 de faire une vérification de l'épaisseur du revêtement bitumineux prévue dans le projet afin de rencontrer les

standards exigés. Cependant, il est important et nécessaire d'effectuer des analyses plus approfondies afin de mieux connaître le comportement de ces matériaux recyclés. Les résultats des essais détaillés permettront d'évaluer précisément le comportement mécanique, hydrique et thermique des matériaux granulaires recyclés.

4. ÉTUDE EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE, HYDRIQUE ET THERMIQUE

4.1 Essais de performance

Après avoir réalisé des essais de caractérisation géotechnique des matériaux granulaires recyclés (chapitre 3), ce chapitre présente une série d'essais de laboratoire qui servent à évaluer le comportement et l'efficacité des matériaux recyclés utilisés comme matériaux de fondation et/ou de sous-fondation. La performance mécanique, hydrique et au gel des matériaux étudiés a donc été évaluée à l'aide des trois essais suivants:

- Essai de module réversible (LC 22-400)
- Essai de perméabilité (LC-22-320)
- Essai de potentiel de ségrégation des sols; essai de gel (LC 22-331)

Ces trois essais ont été choisis car ils permettent d'évaluer les paramètres les plus importants et ayant le plus d'impact lors de la conception d'une route. Dans un premier temps, le module réversible d'un matériau permet d'évaluer le comportement mécanique et la rigidité des matériaux de fondation. L'essai de perméabilité mesure la conductivité hydraulique d'un matériau granulaire ce qui permet d'évaluer la capacité de drainage d'une structure de chaussée saturée en période critique de dégel. Enfin, le potentiel de ségrégation évalue la gélivité du matériau et son aptitude à provoquer le soulèvement de la fondation et de la chaussée lors des périodes de gel.

La réalisation de ce programme d'essais a pour objectif de formuler des recommandations quant à l'utilisation des matériaux recyclés dans la construction de fondations routières.

4.1.1 Module réversible

Le comportement mécanique des matériaux granulaires est de type élastoplastique non linéaire. Les matériaux granulaires sont considérés homogènes et isotropes afin de simplifier l'analyse des résultats des essais triaxiaux et lors du dimensionnement des couches de la chaussée. Le comportement mécanique est décrit par le module réversible M_r et le coefficient de Poisson réversible ν_r . Le module réversible d'un matériau vient caractériser sa rigidité. Ce concept s'exprime dans une structure de chaussée par la manière dont la fondation transfère et disperse la charge au sein de la structure de chaussée. Les paramètres M_r et ν_r sont essentiels lorsqu'il est temps d'optimiser la conception d'une structure de chaussée et d'évaluer la performance d'une chaussée avant sa construction en fonction des matériaux choisis et des sollicitations anticipées. Cependant, l'essai triaxial ne permet pas de représenter la rotation du plan de contrainte provoqué par le mouvement d'un véhicule par rapport à un point.

La figure 4.1 illustre le comportement réversible d'un matériau granulaire au sein d'une structure de chaussée. La partie de gauche illustre le comportement élastoplastique non linéaire de l'échantillon, c'est-à-dire que pour une contrainte donnée la majeure partie de la déformation est élastique et une déformation plastique (permanente) s'accumule sous l'action d'une charge répétée. La partie de droite est une représentation des contraintes et déformations appliquées sur l'échantillon et dans la chaussée lors du passage d'un véhicule.

Le but de l'essai triaxial à charge répétée tel que décrit dans la norme LC 22-400 est de déterminer le module réversible M_r et le coefficient de Poisson réversible ν_r d'un échantillon de matériau granulaire de 300 mm de hauteur et 150 mm de diamètre à l'aide d'une cellule triaxiale à chargement déviatorique répété. L'échantillon est confiné et est muni de trois capteurs de déplacement (deux verticaux et un radial). Afin de déterminer la relation non-linéaire du module réversible et du coefficient de Poisson réversible, les valeurs de M_r et de ν_r sont mesurées pour trois teneurs en eau différentes (à l'état initial, à l'état saturé, à l'état drainé) puis caractérisés aux 15 états

de contraintes mentionnés dans la norme AASHTO T307 (voir tableau 4.1). Les figures 4.2 et 4.3 illustrent de façon détaillée l'appareillage nécessaire à la réalisation de l'essai.

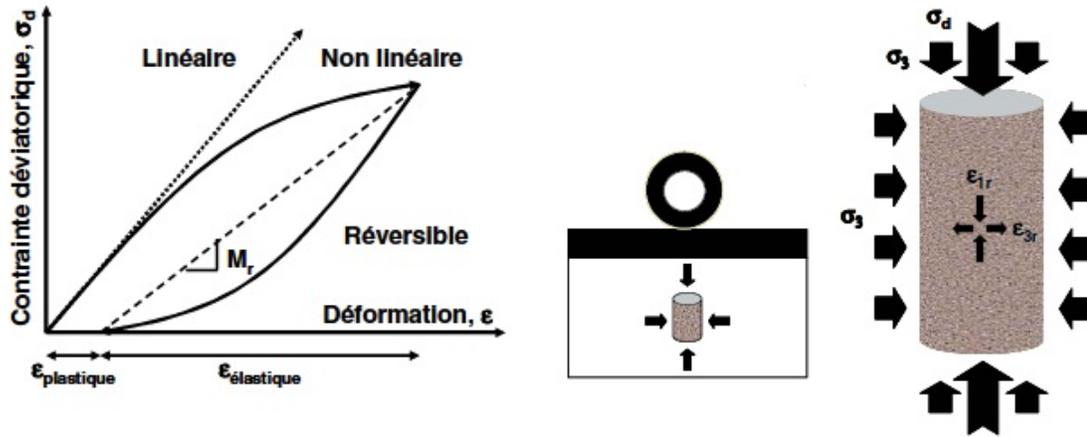


Figure 4.1 - Comportement réversible d'un matériau granulaire (Doucet, 2005)

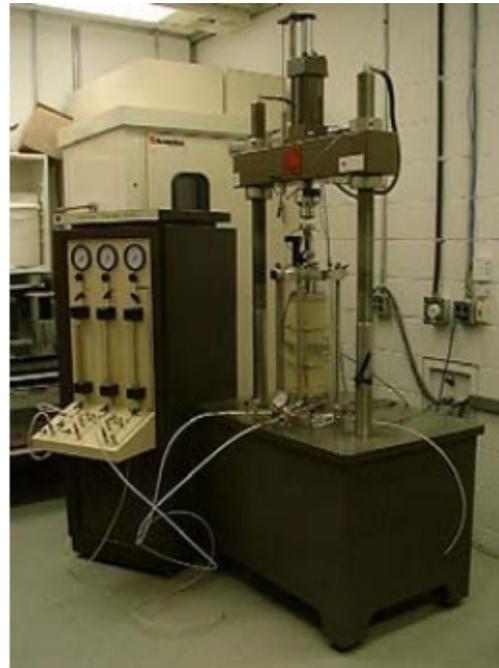


Figure 4.1 - Montage de l'essai triaxial

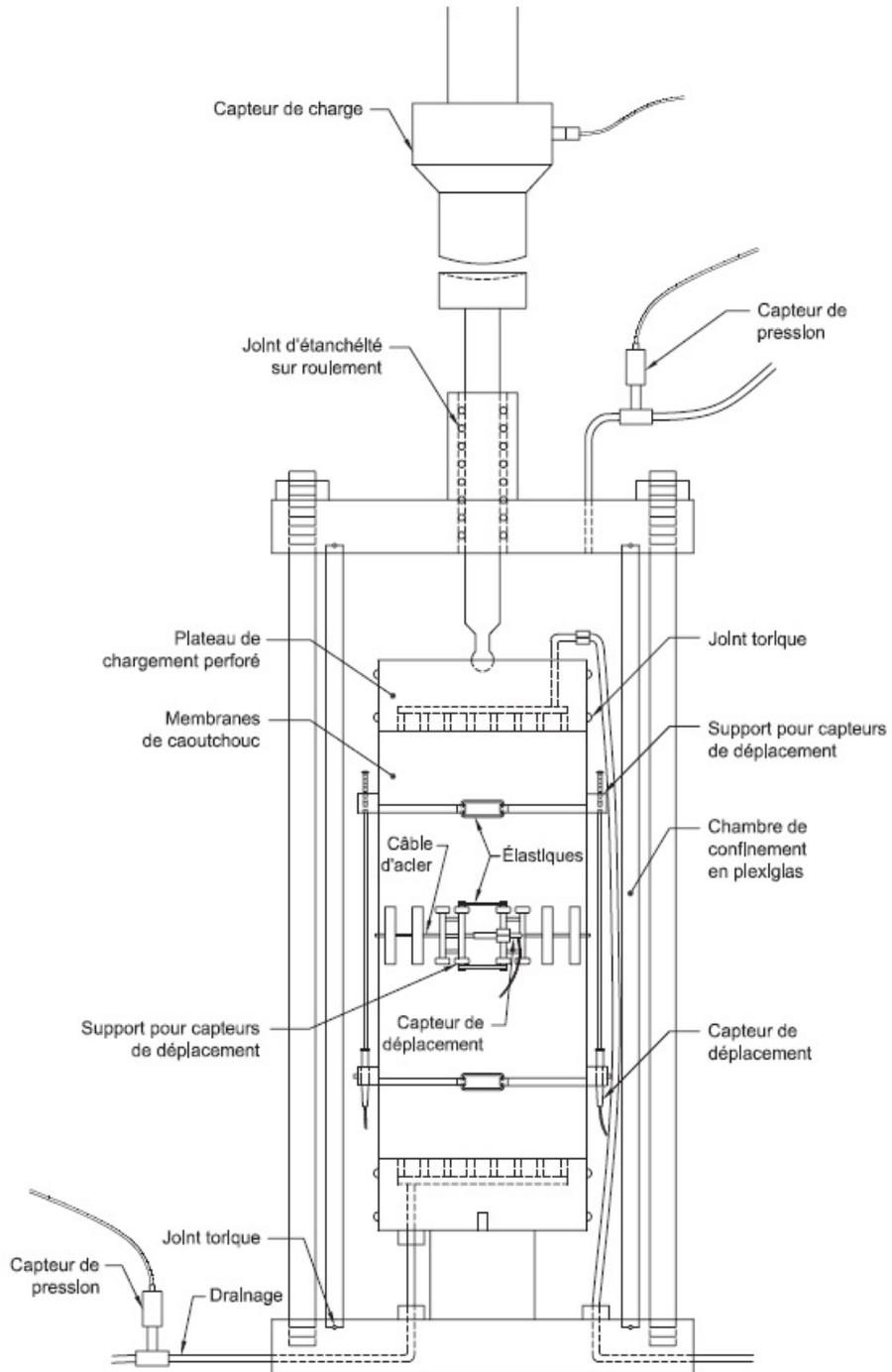


Figure 4.2 - Schéma d'une cellule triaxiale à chargement répété (LC 22-400)

Tableau 4.1 - États de contrainte pour la caractérisation du M_r et ν_r

Contrainte de confinement σ_3 (kPa)	Contrainte déviatorique σ_d (kPa)			Contrainte totale θ (kPa)		
20	20	40	60	80	100	120
35	35	70	105	140	175	210
70	70	140	210	280	350	420
105	70	105	210	385	420	525
140	105	140	280	525	560	700

La teneur en eau initiale est d'environ 2% supérieure au pourcentage de l'absorption du matériau et les échantillons sont compactés avec un marteau vibrant en sept couches d'égale épaisseur à raison de 30 secondes de vibration par couche. De plus, afin d'éliminer un maximum de déformations permanentes pour seulement analyser le comportement élastique du matériau, l'échantillon doit être préalablement conditionné en le soumettant à 10 000 cycles de charge à une fréquence de 10 Hz (temps de chargement de 0,1 sec et temps de repos de 0,9 sec) en appliquant la contrainte de confinement (σ_3) et déviatorique (σ_d) de 105 kPa. Le module réversible, M_r , est égal au rapport entre la contrainte axiale σ_d et la déformation axiale réversible ϵ_{1r} alors que le coefficient de Poisson réversible, ν_r , est égal au rapport entre la déformation radiale réversible ϵ_{3r} et la contrainte axiale ϵ_{1r} .

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{1r}}$$

$$\nu_r = -\frac{\epsilon_{3r}}{\epsilon_{1r}}$$

Les courbes de la figure 4.4 représentent l'impulsion de la charge qui est de la forme *haversine*. La figure illustre également l'intensité de la contrainte déviatorique, de la déformation axiale réversible et la déformation radiale réversible. De plus, pour qu'il y ait toujours un contact avec l'échantillon durant les cycles de chargement, 10% de la

contrainte déviatorique (σ_d) totale est maintenue de façon statique et 90% est appliquée de manière cyclique.

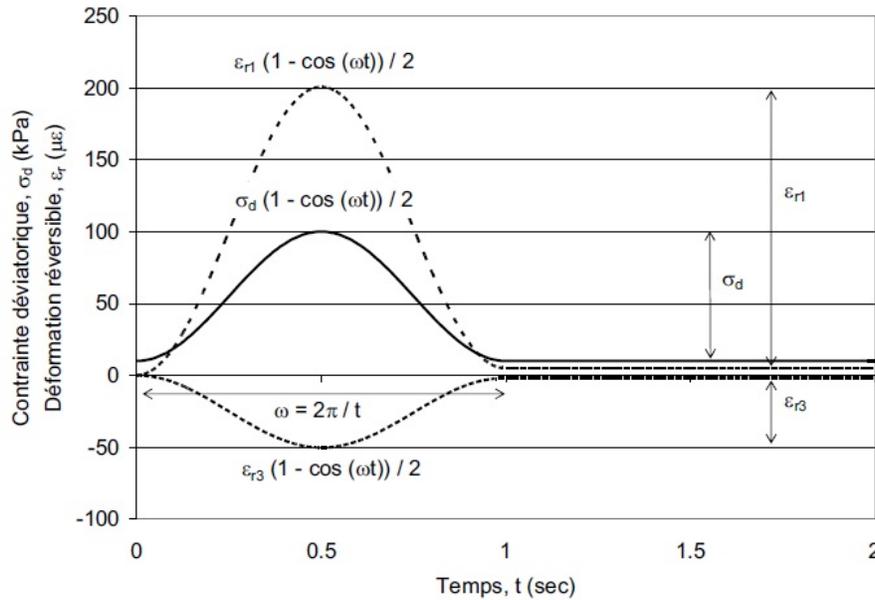


Figure 4.3 - Contrainte déviatorique de la forme *haversine* sur un matériau granulaire avec la déformation axiale réversible et la déformation radiale réversible mesurées (Doucet *et al.*, 2004)

La contrainte déviatorique est inférieure à la résistance du matériau granulaire et elle est répétée plusieurs fois (60 cycles chacune à 1Hz). La déformation est généralement reprise complètement et M_r et v_r sont utilisés comme caractéristiques élastiques. Ceci permet alors de quantifier de manière représentative le comportement mécanique des matériaux. Le coefficient de Poisson réversible est considéré constant dans la plupart des cas lors de la conception de chaussée (Doucet *et al.*, 2004).

Le tableau 4.2 montre les résultats obtenus pour l'ensemble de essais effectués sur les matériaux recyclés à un état de contrainte intermédiaire, c'est-à-dire $\sigma_3 = 70$ kPa et $\sigma_d = 140$ kPa. Tous les résultats de M_r à tous les états de contrainte sont donnés à l'annexe B. Les valeurs de module réversible sont calculées à l'aide du modèle de *Uzan* (1985).

$$M_r = k_1 p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3}$$

Où p_a = pression atmosphérique (kPa)

θ = contrainte totale (kPa)

τ_{oct} = contrainte de cisaillement octaédrique (kPa)

k_1 , k_2 et k_3 = constantes de régression.

Ce modèle a été utilisé car il caractérise la dépendance du M_r à la variation de l'état de contrainte. Le modèle tient compte de la contrainte totale mais aussi de la contrainte octaédrique. Toutefois, il s'agit d'un modèle empirique qui ne tient pas compte de l'influence des divers chemins de contrainte.

Il est recommandé de prendre l'état saturé comme état de référence pour analyser les M_r de plusieurs matériaux granulaires vu que la succion matricielle ($u_a - u_w$) est de 0 kPa pour chaque MR (Doucet *et al.*, 2004). À titre comparatif, les graphiques des figures 4.5 et 4.6 mettent en relation le module réversible et la contrainte totale pour chacun des matériaux à l'étude à l'état saturé après la procédure de conditionnement. La figure 4.5 montre des valeurs de module réversible beaucoup plus élevées pour les cas du MR2 et du BC dues à la forte rigidité du béton de ciment. Le cas du GN est en quelque sorte le matériau de référence. Dans le cas du MR3 et MR4 les modules sont plutôt semblables, mais le cas du MR5 est particulier car, à partir d'une certaine proportion de EB, l'échantillon accumule davantage de déformations permanentes et ceci influence le résultat.

Il est important de préciser que la figure 4.6 correspond aux essais effectués avec le MR5 et le MR6 en appliquant un conditionnement initial de 10 000 cycles suivi d'un conditionnement supplémentaire de 30 000 cycles afin de minimiser les déformations permanentes. Cette modification a été apportée afin de caractériser le comportement mécanique du MR6 en minimisant l'accumulation de déformation permanente. Le même conditionnement a été appliqué au MR5 afin d'avoir un comparatif. De plus, la formulation contenant seulement de l'enrobé bitumineux n'a pas pu être caractérisé avec l'essai triaxial, car même en effectuant une modification à la procédure de conditionnement, l'échantillon enregistrait des déformations allant au-delà de la limite des capteurs (LVDT).

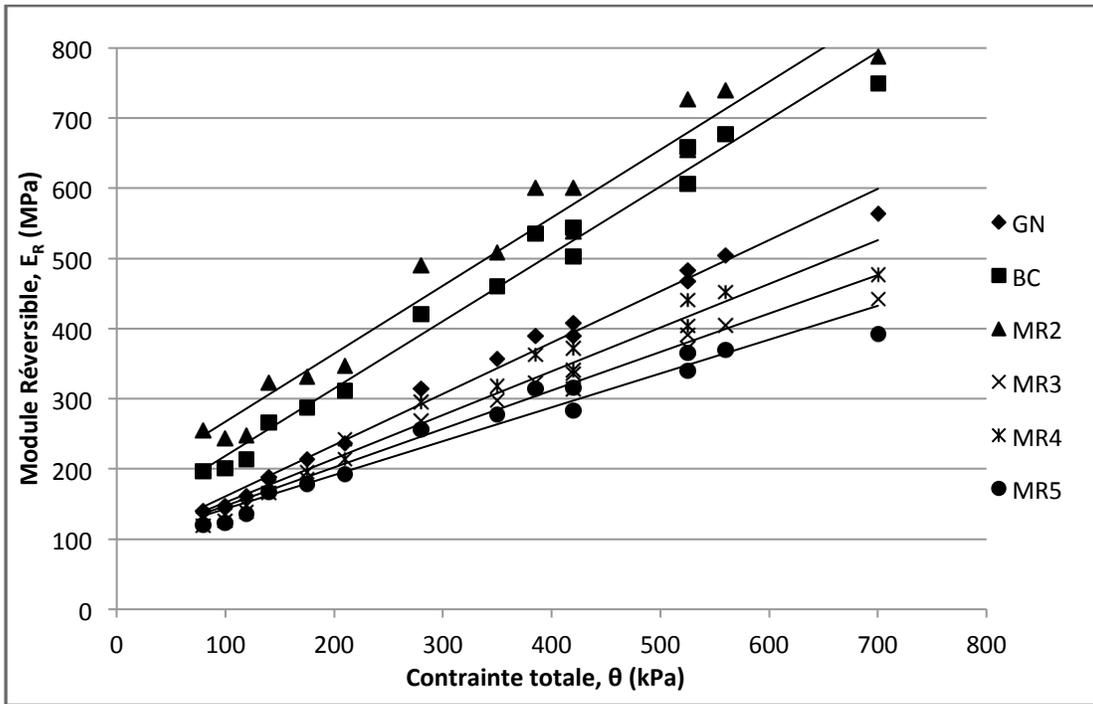


Figure 4.4 - Modules réversibles en fonction de la contrainte totale à l'état saturé

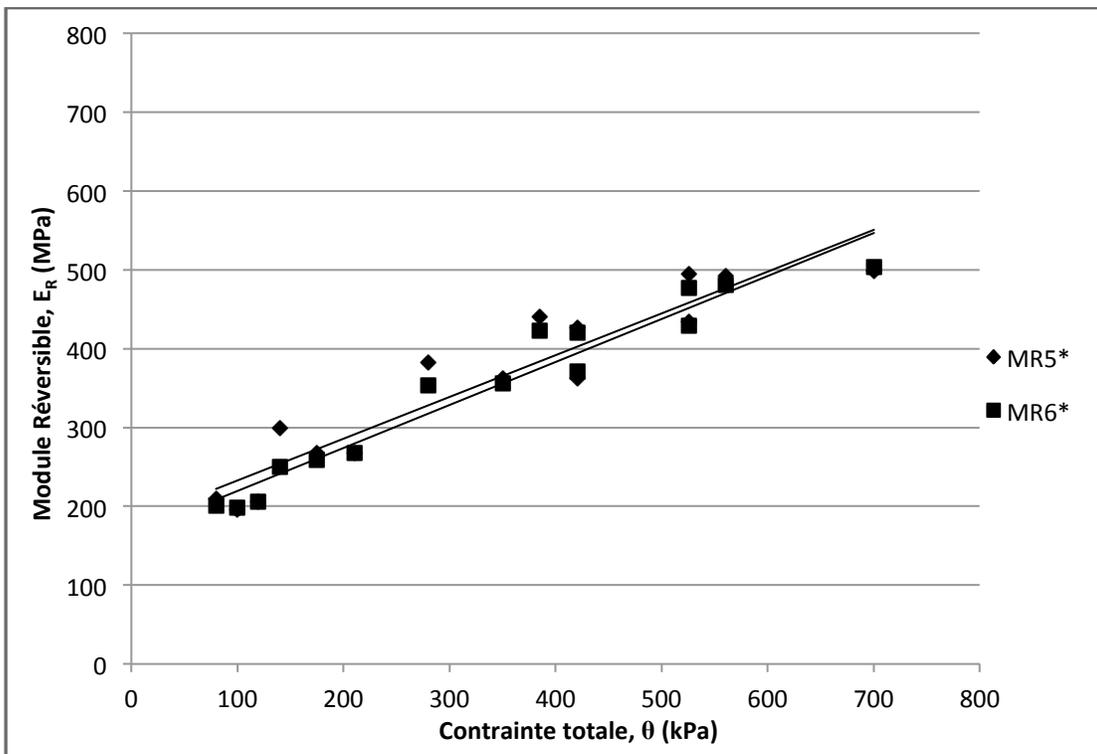


Figure 4.5 - Modules réversible en fonction de la contrainte totale à l'état saturé du MR5 et MR6

Le tableau 4.2 donne les valeurs de M_r et de v_r pour tous les mélanges étudiés. On constate que, dans la plupart des cas, les valeurs des M_r à la teneur en eau initiale sont les plus élevées et celles obtenues à la teneur en eau saturée et drainée qui sont semblables. Le MR2 et le BC ont des valeurs de M_r supérieures (509 et 460 MPa respectivement à la teneur en eau saturée) à celles des autres mélanges.

Tableau 4.2 - Modules réversibles et coefficients de Poisson réversibles des matériaux granulaires ($\sigma_d = 140$ kPa; $\sigma_3 = 70$ kPa)

			Initial		Saturé		Drainé	
	M.V. (kg/m ³)	e (%)	M_r (MPa)	v_r	M_r (MPa)	v_r	M_r (MPa)	v_r
GN	2200	0,20	415	0,16	357	0,18	378	0,17
BC	1922	0,20	432	0,26	460	0,27	451	0,26
MR2	1856	0,22	449	0,24	509	0,23	487	0,23
MR3	1884	0,23	354	0,21	297	0,24	299	0,24
MR4	2149	0,16	368	0,21	318	0,23	310	0,22
MR5	1977	0,24	295	0,20	278	0,23	293	0,20
MR5*	2107	0,15	355	0,22	363	0,24	346	0,22
MR6*	2009	0,19	393	0,24	355	0,27	350	0,25

où MR5* et MR6* ont reçu un conditionnement de 30 000 cycles supplémentaires.

Les formulations contenant de l'enrobé bitumineux possèdent des valeurs de M_r qui diminuent avec l'augmentation de la proportion en EB comme l'illustre la figure 4.7. À la teneur en eau saturée, en comparaison avec le granulat naturel (357 MPa), les MR3 à MR5 ont respectivement un module réversible qui diminue d'environ 17% (297 MPa), 11% (318 MPa) et 22% (278 MPa).

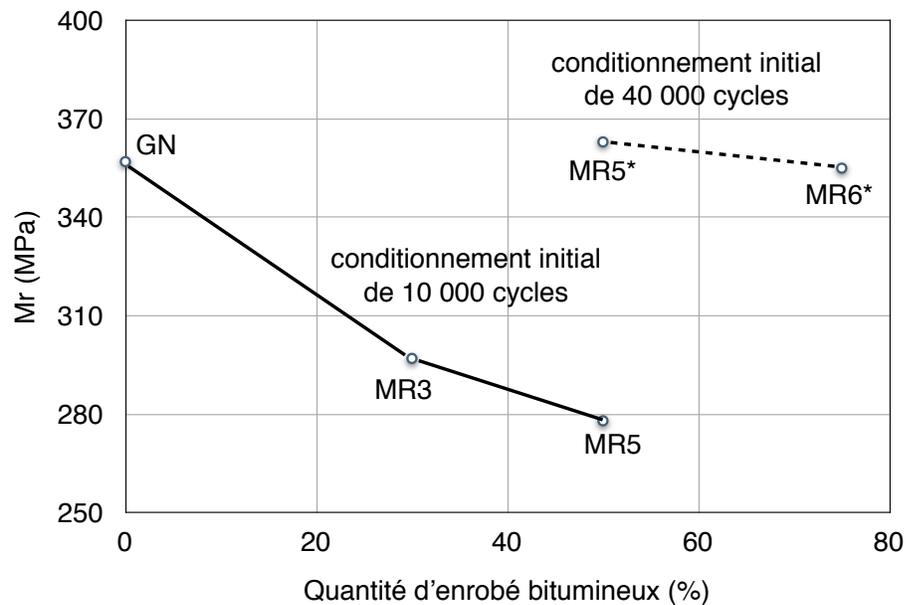


Figure 4.7 - Relation entre le module réversible et la quantité d'enrobé bitumineux pour les mélanges à la teneur en eau saturée

Le cas des mélanges MR5* et MR6* est particulier, car même si la valeur de leur M_r est plus élevée (respectivement 363 et 355 MPa à la teneur en eau saturée), ces résultats doivent être analysés avec prudence. En effet, au-delà d'une certaine proportion en EB, la procédure de conditionnement a dû être prolongée afin de minimiser les déformations permanentes observées avant le début de l'essai. Malgré ce conditionnement prolongé, les déformations permanentes n'ont pas pu être compensées pour les mélanges MR5* MR6* qui contiennent un fort pourcentage d'enrobé bitumineux (respectivement 50 et 75%). Cela suggère qu'une déformation permanente importante est à prévoir pour ces matériaux et que leur usage est probablement à proscrire pour la construction d'une fondation de chaussée. D'ailleurs, la norme NQ 2560-600 recommande que, pour des pourcentages d'enrobé bitumineux supérieurs à 75%, ces matériaux ne peuvent être utilisés que pour la construction d'un accotement de route là où le risque d'érosion est élevé car les propriétés mécaniques des enrobés bitumineux ne permettent pas d'obtenir une capacité portante suffisante pour une utilisation en fondation de chaussée.

La figure 4.7 montre également, qu'à partir d'une certaine proportion en enrobé bitumineux, on observe une augmentation importante du module réversible qui est

associée à une plus longue période de conditionnement. En fait, la principale raison pour laquelle la période de conditionnement a été allongée réside dans le fait que, après un certain nombre de cycles, la déformation enregistrée allait au-delà de la capacité de lecture des capteurs de déplacements de type *LVDT*. C'est pourquoi, un conditionnement de 30 000 cycles a été effectué avant le conditionnement habituel de 10 000 cycles. En séparant la séquence de conditionnement en deux parties, il a alors été possible de mesurer des déformations sur les capteurs. Par contre, on remarque que la modification du conditionnement amène des valeurs de modules réversibles très semblables lorsque cette procédure est appliquée sur les mélanges MR5* et MR6*. La valeur de M_r est donc plus élevée, et probablement surévaluée, lorsque l'on augmente le nombre de cycles de conditionnement.

Il est important de préciser que l'influence de la déformation permanente n'est pas l'élément clé de cette analyse, puisque la procédure de conditionnement ne correspond pas à un essai de déformation permanente réalisé sur les matériaux de chaussée. Effectivement, un essai de déformation permanente est effectué à des états de contraintes plus intenses et va jusqu'à plusieurs dizaines de milliers de cycles de chargement. Ce type d'analyse pourrait éventuellement faire l'objet d'une étude plus approfondie.

Le rapport 598 du NCHRP (2008) mentionne que la teneur en eau a peu d'effet sur le module réversible et que la valeur de M_r est semblable en condition initiale et drainée. Pourtant, pour l'ensemble des MR à l'étude, une hausse de la teneur en eau a un effet significatif sur la valeur du module réversible, soit une diminution dans l'ensemble des cas et une augmentation pour les MR contenant majoritairement du béton concassé (BC et MR2). Ceci est dû aux propriétés mécaniques du béton, en particulier sa rigidité élevée. Par ailleurs, la présence d'eau dans les fondations de chaussée est un facteur crucial touchant la durée de vie d'une route d'où l'intérêt que l'essai triaxial évalue le module réversible à trois teneurs en eau différentes. Il reste néanmoins que les différences de M_r observées entre les diverses teneur en eau ne sont pas si grandes

puisqu'elles varient entre 12 et 16% (à l'exception du MR3 où on observe des différences atteignant 19%).

Selon Hicks et Monismith (1971) le M_r diminue avec l'augmentation de la teneur en eau au-dessus de l'optimum *Proctor*. Ces conditions s'approchent de l'état saturé et cela s'explique par le fait que les matériaux granulaires affichent un excès de pression interstitielle sous l'effet d'une charge répétée. De plus, selon Saint-Laurent (tiré de Bilodeau, 2008) il a été montré que près de 75% des dommages causés par fatigue peuvent se produire au printemps et que cela est lié à la façon dont les matériaux granulaires réagissent aux variations de teneur en eau. Cela est causé par une déflexion supérieure à la base du revêtement et met en évidence l'influence de la sensibilité des modules réversibles aux variations de teneur en eau. C'est d'ailleurs le cas pour les essais triaxiaux réalisés sur les MR (tableau 4.2) à l'exception du BC et MR2. À l'état saturé et drainé, soit une teneur en eau supérieure au *Proctor*, on observe une diminution du module réversible.

Les valeurs obtenues (415 MPa à la teneur en eau initiale) pour les modules réversibles M_r du GN (gneiss granitique) sont très proches de celles obtenues par Bilodeau (2009). D'autre part, les valeurs des modules réversibles M_r obtenues pour les MR2, MR4 et MR5 (449, 368 et 295 MPa respectivement à la teneur en eau initiale) sont comparables à celles obtenues par Pellerin (2000) dans le cas d'une contrainte totale de 100 kPa. L'étude de Pellerin montre des résultats semblables d'un matériau à l'autre, ce qui n'est pas le cas dans ce projet, car à la même contrainte totale, ces mélanges granulaires enregistrent des M_r plus faible d'environ 12%, 22% et 24%. Ces différences s'expliquent en grande partie par la différence de la source granulaire ainsi que le niveau de fracturation des particules.

Comme il a été mentionné précédemment, le module réversible est un paramètre important lorsque vient le temps de faire la conception d'une structure de chaussée. L'exemple qui suit est tiré d'un article de Robert *et al.* (2002) montrant la variation de l'épaisseur de la couche de roulement en fonction du M_r . Cet exemple est intéressant,

car ayant obtenu des modules réversibles différents pour chacun des MR, la conception peut maintenant se faire en variant l'épaisseur du revêtement requis afin de rencontrer les exigences choisies. Donc, voici, un dimensionnement typique fait avec le logiciel *CHAUSSEE2*. Il est possible d'exprimer le module réversible en fonction de son état de contrainte pour une fondation granulaire *par défaut* (Robert *et al.*, 2002) :

$$M_r = 14\,000 \cdot \theta^{0,6}$$

Ce modèle dépend de l'épaisseur et du module des matériaux de revêtement ainsi que de la configuration de l'essieu (essieu équivalent à une charge simple, *ECAS*, de 8160 kg). Il est également possible de mettre en relation l'épaisseur de revêtement en fonction du M_r . Le modèle illustré à la figure 4.8 montre une augmentation du module réversible du matériau constituant la fondation lorsque l'épaisseur du revêtement diminue. La cause de ce phénomène est qu'il y a une hausse de la contrainte totale (θ) quand la couche de revêtement est plus mince ce qui entraîne un M_r de la fondation granulaire plus élevé.

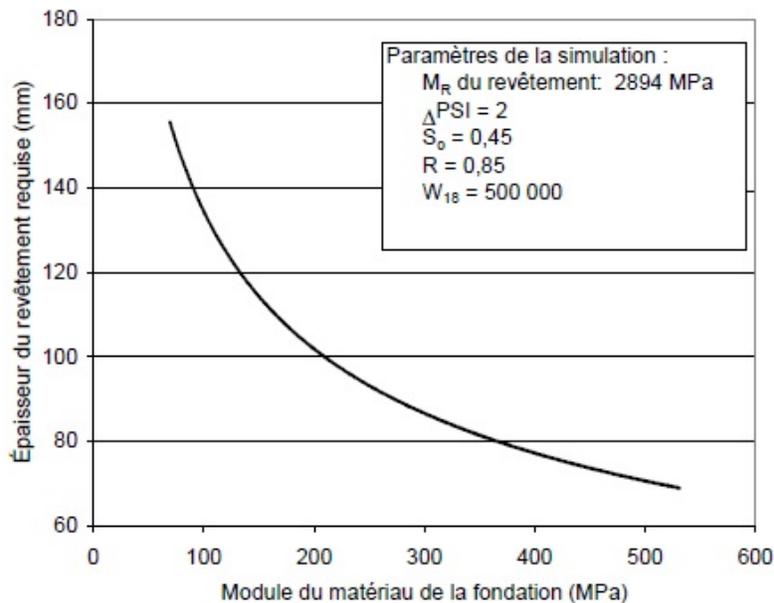


Figure 4.8 - Variation de l'épaisseur de revêtement requise en fonction du module réversible de la fondation (Robert *et al.*, 2002)

Il est également intéressant de faire des liens entre le résultat des essais triaxiaux et ceux obtenus lors des essais de caractérisation géotechnique. En ce qui concerne la capacité portante obtenue à l'aide de l'essai CBR il est assez difficile de faire des liens avec l'essai triaxial. En effet, à l'exception du GN, les indices CBR sont très faibles car les particules n'étaient pas totalement fracturés et ne formaient pas un squelette granulaire optimisé. Toutefois, les résultats des essais réalisés avec l'appareil Micro-Deval rejoignent les conclusions de l'essai triaxial. En l'occurrence, le GN présente la résistance à l'usure la plus élevée et le MR6 et EB sont les moins résistants à l'usure par attrition. Une résistance à l'usure levée peut se traduire par une bonne rigidité. Ceci vient donc appuyer les résultats de modules réversibles qui vont dans le même sens.

En résumé, l'essai triaxial à chargement répété est ce qui se rapproche le plus des conditions réelles de sollicitation des matériaux granulaires de chaussée. Grâce à cet essai, on a pu montrer que les MR à l'étude ont des modules réversibles M_r différents de ceux d'une fondation de type MG-20 standard. Toutefois, ceci ne les exclut pas d'une possible utilisation en fondation de chaussée car un ajustement de l'épaisseur de la fondation et/ou de la couche de roulement pourra être apporté lors de la conception de la chaussée.

Les résultats obtenus permettent de regrouper les matériaux granulaires recyclés en trois sous-classes. Dans un premier temps, les matériaux majoritairement fait de béton concassé (BC et MR2) sont parmi les plus rigides dus aux excellentes propriétés mécaniques du béton. Ceci vient confirmer que ces matériaux peuvent être utilisés au même titre que les matériaux standard de type MG-20 au sein d'une structure de chaussée. Une deuxième sous-classe regroupe les matériaux principalement constitués de granulats naturels (GN, MR3 et MR4). Ces MR ont des propriétés similaires au MG-20 conventionnel et il est possible de les utiliser comme matériaux de fondation en effectuant des légers ajustements quant à l'épaisseur de la fondation et/ou du revêtement. Enfin, le MR5 et MR6 constituent la dernière sous-classe. Bien qu'ils aient un M_r similaire au MR3 et MR4, ils cumulent beaucoup trop de déformations permanentes pour être utilisés en fondation. Il faut tout de même garder une attention

particulière lors de leur mise en place afin d'avoir une compaction optimale et ainsi minimiser l'accumulation de déformation permanente.

4.1.2 Perméabilité

Pour réaliser l'essai de perméabilité, l'échantillon de matériau est préparé à l'aide d'un moule de type CBR et compacté de la même manière que l'essai *Proctor* à la teneur en eau et masse volumique optimale du matériau à tester. Ensuite, un papier filtre et une pierre poreuse sont placés de chaque côté de l'échantillon. De plus, un ressort est placé entre la pierre poreuse et la tête du montage. L'étanchéité du perméamètre est assurée par deux joints toriques. Les conduits d'amenée d'eau et les canalisations dans la base et la tête sont en *tygon* et ont un diamètre d'environ 1 cm.

Cet essai a pour but de déterminer la conductivité hydraulique d'un matériau grossier, sableux ou graveleux, remanié et reconstitué à une teneur en eau et une énergie *Proctor* préétablies. La figure 4.9 illustre un perméamètre à charge constante, c'est-à-dire que la charge hydraulique (niveau d'eau dans le bassin) est maintenue constante durant toute la durée de l'essai.

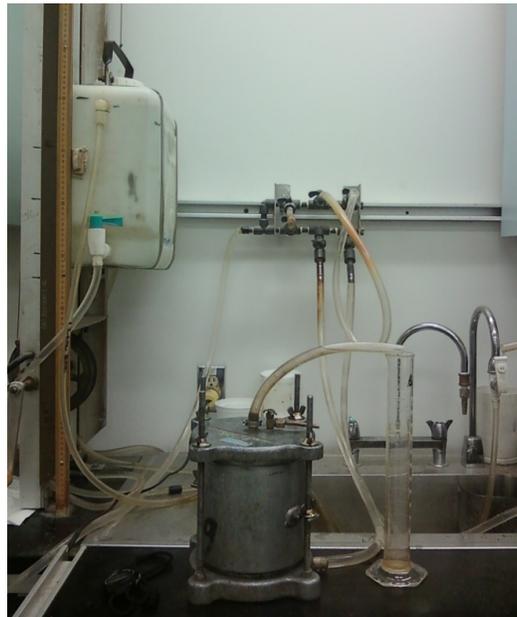


Figure 4.9 - Montage de l'essai de perméabilité

La taille maximale des granulats ne doit excéder 20 mm pour le type de perméamètre utilisé. L'essai est en général limité aux matériaux contenant moins de 10% de particules fines (passant 80 μm), de manière à ce que la saturation se fasse dans un temps réaliste et que l'influence de la consolidation ne soit pas ressentie durant l'essai.

La hauteur hydraulique est déterminée de manière à ce que la pression ne provoque pas un écoulement trop brusque qui aurait pour effet d'entraîner des particules fines et donc modifier le comportement de l'échantillon. L'essai s'effectue à charge constante. Il faut toutefois être attentif lors de la saturation car il peut arriver qu'il y ait un écoulement préférentiel, ce qui amènerait une reprise de l'essai. Cet écoulement préférentiel peut être provoqué lors de la compaction de l'échantillon ou dans la préparation du montage. Une mauvaise compaction peut faire varier la proportion de vides dans l'échantillon et créer ainsi des chemins préférentiels au passage de l'eau. Le débit d'eau recueilli suite à la saturation se mesure avec un cylindre gradué et un chronomètre. Lorsque l'eau captée à la sortie est environ égale à celle qui entre, c'est signe que le niveau de saturation est près de 100%. L'essai s'effectue sur deux moules identiques en même temps et est répété plusieurs fois afin d'assurer la validité du coefficient de perméabilité calculé.

Le coefficient de perméabilité k , s'obtient à l'aide de la loi de Darcy où seulement le volume d'eau accumulé et le temps varient. L'équation de la loi de Darcy s'applique car le régime d'écoulement dans l'échantillon est lent et laminaire. L'essai s'effectue à charge constante.

$$k = \frac{Q}{iA} = \frac{\Delta V}{\Delta t} \frac{L}{hA}$$

avec L (longueur de drainage) = 11,65 cm

A (section de l'échantillon) = 182,42 cm^2

h (charge hydraulique) = 44 cm

ΔV = Variation du volume d'eau (cm^3)

Δt = Intervalle de temps (s)

Le tableau 4.3 présente les valeurs des coefficients de perméabilité calculés à partir des résultats obtenus suite à l'essai de perméabilité pour chacun des matériaux granulaires à l'étude.

Tableau 4.3 - Coefficient de perméabilité des matériaux granulaires

Matériau granulaire	M.V. (kg/m³)	e (%)	k (cm/s)	fines (%)
GN	2200	0,20	$2,4 \times 10^{-4}$	5,4
EB	1922	0,20	$1,1 \times 10^{-2}$	1,5
BC	1856	0,22	$2,0 \times 10^{-2}$	1,5
MR2	1884	0,23	$1,6 \times 10^{-2}$	1,3
MR3	2149	0,16	$2,1 \times 10^{-4}$	4,5
MR4	1977	0,24	$2,3 \times 10^{-2}$	2,7
MR5	2107	0,15	$9,7 \times 10^{-4}$	2,0
MR6	2009	0,19	$2,4 \times 10^{-3}$	0,4

Il est difficile de mesurer les effets de bord causés par l'utilisation de perméamètre de type rigide. Cependant, les effets de bord sont négligeables sur la mesure de la conductivité hydraulique car la fondation granulaire représente un milieu « semi infini ». Ce qui explique que ce type de perméamètre est encore fréquemment utilisé.

Tous les matériaux granulaires recyclés que nous avons étudiés sont perméables ($>1 \times 10^{-7}$ cm/s). La figure 4.10 montre aussi que le coefficient de perméabilité augmente avec la quantité d'enrobé bitumineux. Par ailleurs, les essais Proctor montrent bien le caractère hydrophobe des enrobés bitumineux, car plus la proportion d'enrobés augmentent plus la teneur en eau optimale est faible. En examinant le tableau 4.3 on constate également que le béton de ciment (BC) et les mélanges qui en contiennent

(MR2 et MR4) possèdent environ le même coefficient de perméabilité qui est très similaire à celui de l'enrobé bitumineux (EB).

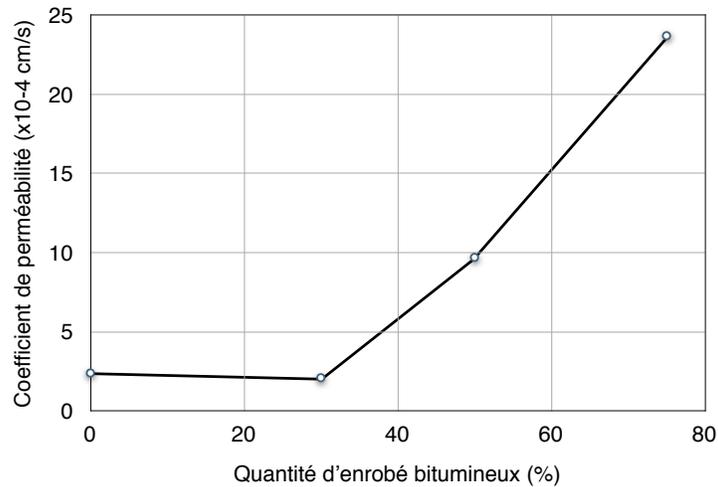


Figure 4.10 - Relation entre le coefficient de perméabilité et la quantité d'enrobé bitumineux

Il est à noter qu'une densité relative et une proportion de particules fines plus faibles (EB et BC) entraînent habituellement une hausse de la perméabilité. En fait, une proportion de particules fines plus faible amène une diminution de la surface spécifique et une augmentation des vides au sein de l'échantillon ce qui favorise l'écoulement de l'eau.

Les résultats de Pellerin pour un MR2, MR4 et MR5 révèlent des conductivités hydrauliques inférieures à celles obtenues. Les résultats de Pellerin se situent entre $1,2 \times 10^{-4}$ et $8,6 \times 10^{-5}$ cm/s. Ces écarts peuvent s'expliquer entre autre par le fait que les sources utilisés ne sont pas les mêmes. Ceci peut causer des fluctuations dans la granulométrie et la proportion de particules fines qui augmentent la surface spécifique.

Tous les matériaux granulaires recyclés sont perméables ($>1 \times 10^{-7}$ cm/s) et il est possible de remarquer une tendance selon laquelle l'augmentation de la proportion d'enrobé bitumineux augmente la perméabilité de l'échantillon. Par ailleurs, les essais Proctor montrent bien le caractère hydrophobe des enrobés bitumineux, car plus la proportion d'enrobés augmente plus la teneur en eau optimale est faible. Également, les granulométries relèvent une proportion de particules fines plus faible pour les MR

composés de EB. Enfin, le drainage d'une fondation de chaussée est un paramètre qui doit être pris en compte lors de la conception afin que la capacité portante demeure optimale surtout lors du printemps où les sols sont saturés.

4.1.3 Essai de gel

En ce qui a trait à la réalisation de l'essai de gel, il s'agit de faire geler, du haut vers le bas, une éprouvette de matériau granulaire fin compacté à la teneur en eau obtenu lors de l'essai *Proctor*. Les sondes de température (thermistances) ainsi qu'un potentiomètre (pour mesurer le soulèvement) sont reliés à un système d'acquisition durant la totalité de l'essai.

L'échantillon est fait en compactant environ 2 kg de matériau fin (particules passant le tamis 5 mm) dans une cellule de PVC de 200 mm de hauteur et 100 mm de diamètre. L'échantillon est préalablement humidifié à la teneur en eau optimale et rangé hermétiquement pour une journée de façon à ce que l'eau de surface soit absorbée.

La cellule de gel est munie d'une dizaine de thermistances positionnées à différentes hauteurs pour avoir un profil de température complet de l'échantillon. De plus, un capteur de déplacement (potentiomètre) de type *LVDT* est placé en haut de la cellule afin de lire les mouvements de l'échantillon causé par la formation de lentilles de glace. Le système de refroidissement est composé d'un circuit maintenu à 1 °C à la base de la cellule et d'un autre maintenu à -4 °C au sommet. De plus, la température ambiante est stabilisée à 2 °C. La présence d'une réserve d'eau reliée à la base l'échantillon permet de quantifier la formation de lentilles de glaces. La figure 4.11 illustre le montage de l'essai de gel.



Figure 4.11 - Montage expérimental pour l'essai de gel

Une fois l'échantillon compacté et le montage terminé, le matériau est consolidé durant une période de 24 heures en ajoutant un poids de 20 lbs sur la tête de la cellule. La température ambiante de l'enceinte est maintenue autour de 2 °C et lorsque la consolidation est terminée, le système de refroidissement qui est constitué de deux bains thermiques est mis en marche et les poids peuvent être retirés. Lorsque la tête et la base du montage ont atteint les températures souhaitées, le système d'acquisition est lancé et l'essai s'effectue durant environ 72 heures.

Cet essai vise à évaluer le potentiel de ségrégation (SP) des matériaux granulaires fins. L'essai de gel repose sur la notion du potentiel de ségrégation qui a été formulé par Konrad et Morgenstern en 1980. Le SP est une mesure du soulèvement (déformation) sous l'effet du gel. En d'autres termes, l'essai vise à exprimer sous des conditions de gel, la façon qu'un sol peut se soulever par la formation de lentilles de glace. Le SP se définit par le rapport entre la vitesse d'écoulement de l'eau interstitielle (v) vers le front de gel et le gradient thermique dans le sol (Φ).

Il est cependant difficile d'obtenir une mesure directe de la vitesse d'écoulement interstitielle. En calculant le taux de soulèvement (T_{soul}) et en sachant que l'eau présente dans l'échantillon augmente de volume d'environ 9% lorsqu'elle gèle, il devient possible d'estimer la vitesse d'écoulement interstitielle. Quant à lui, le taux de soulèvement s'obtient graphiquement par la pente de la courbe de soulèvement en fonction du temps lorsque le régime permanent est atteint (T_p). Les figures 4.12 et 4.13 illustrent respectivement le profil de température et le profil de soulèvement d'un essai de gel réalisé sur un échantillon de MR4. La droite verticale en pointillé sur ces deux figures représente la température à laquelle le régime permanent est atteint qui pour cet exemple est atteinte après $T_p = 42$ h.

$$T_{\text{soul}} = \frac{S_1 - S_2}{t_1 - t_2}$$

Où S_1 et S_2 sont les soulèvements mesurés avant et après le régime permanent (T_p) aux temps t_1 et t_2 .

$$v = \frac{T_{\text{soul}}}{1,09}$$

Où v est la vitesse d'écoulement de l'eau interstitielle.

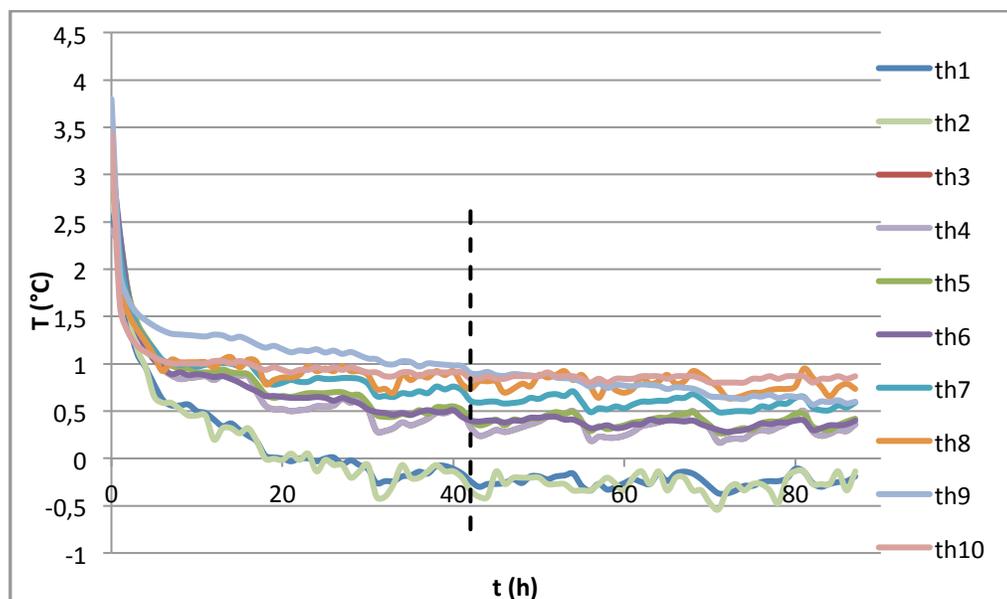


Figure 4.12 - Profil de température en fonction du temps pour un MR4

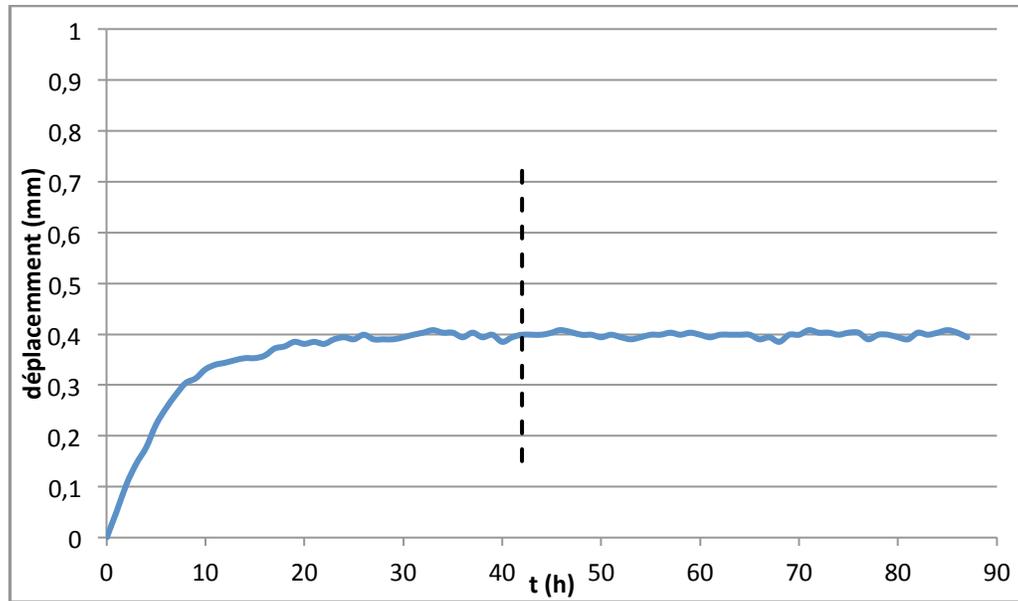


Figure 4.13 - Profil de soulèvement en fonction du temps pour un MR4

Le gradient thermique (Φ) est évalué à l'aide du profil de température de l'échantillon en régime permanent (T_p). C'est-à-dire, la température de chacune des sondes à une profondeur P_i de l'échantillon lorsque l'état stationnaire est atteint. Le gradient thermique s'obtient donc en calculant la pente du profil de température de chaque côté de l'isotherme 0°C . La figure 4.14 montre la détermination du gradient thermique à partir du profil de température de l'échantillon réalisé pour un échantillon de MR4.

$$\Phi = \frac{T_2 - T_1}{P_2 - P_1}$$

Où Φ est le gradient thermique dans le sol. Une fois l'analyse graphique et les calculs terminés, il devient possible de quantifier la susceptibilité au gel des mélanges granulaires. Le potentiel de ségrégation se calcule par le rapport entre la vitesse d'écoulement de l'eau interstitielle et le gradient thermique.

$$SP = \frac{v}{\Phi}$$

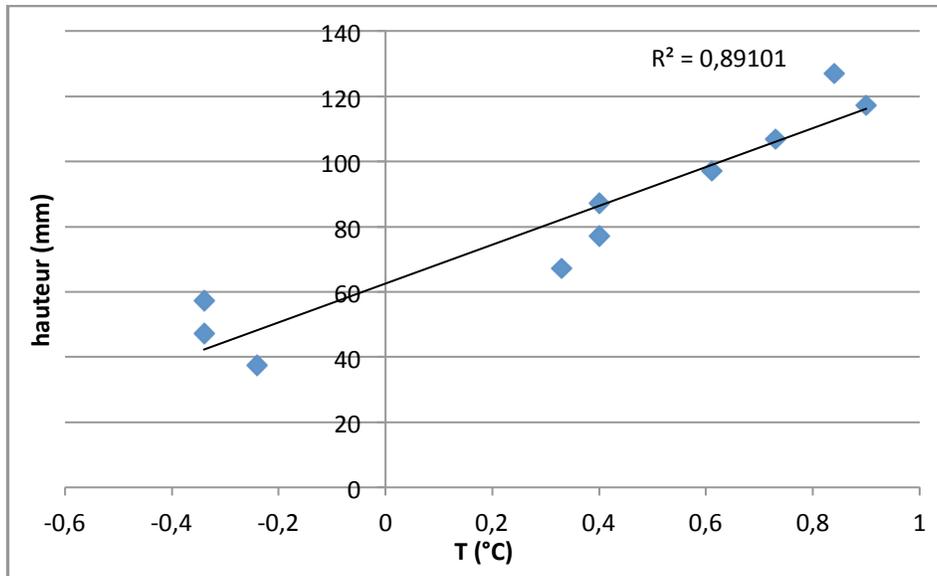


Figure 4.14 - Détermination du gradient thermique en régime permanent pour un MR4

Les exigences du MTQ (*info DLC*, 2002) stipulent que pour qu'un matériau granulaire soit considéré comme non-gélif, il doit avoir un potentiel de ségrégation inférieur à 12 mm²/°C.jour (*info DLC*, Vol.17 n°2, 2002). Les résultats obtenus, qui sont présentés au tableau 4.5, indiquent clairement que l'ensemble des mélanges étudiés sont non-gélifs puisque leur potentiel de ségrégation varie entre 2,1 et 3,1 mm²/°C.jour ce qui est largement inférieur à la limite de 12 mm²/°C.jour. Par ailleurs, les valeurs de SP calculé sont très près les unes des autres et on peut donc conclure qu'il n'y a pas de différence significative entre tous les mélanges étudiés.

De plus, la proportion de particules argileuses au sein des matériaux granulaires de fondation est généralement très faible (voir valeur au bleu de méthylène) et la surface spécifique des particules fines est peu élevée. Le tableau 4.5 montre que, pour tous les mélanges étudiés, les valeurs au bleu de méthylène sont toutes inférieures à 0,20 cm³/g. Également, la proportion de particules fines se trouve soit à l'intérieur du fuseau ou sous la limite inférieure du fuseau granulaire. Donc, ni la proportion de particules argileuses ni le pourcentage de particules fines présent dans l'échantillon viennent influencer la formation de lentilles de glace et par le fait même le soulèvement au gel.

Tableau 4.4 - Résultats des potentiels de ségrégation, des valeurs au bleu et des pourcentages de particules fines des matériaux granulaires

Matériau granulaire	SP (mm²/°C.jour)	VB (cm³/g)	% fines
GN	5,1	0,03	5,4
EB	2,2	0,10	1,5
BC	4,8	0,08	1,5
MR2	5,6	0,02	1,3
MR3	3,0	0,10	4,5
MR4	3,0	0,03	2,7
MR5	5,6	0,04	2,0
MR6	2,1	0,05	0,4

Il est important de souligner qu'au départ, les mélanges granulaires de type MG-20 ont été développés de manière à être peu gélifs. D'ailleurs, la fondation étant placée près de la surface fait en sorte que le front de gel pénètre rapidement la couche granulaire de fondation routière qui est également perméable et vient donc limitée la formation de lentilles de glace. Ce qui explique de faibles valeurs de potentiel de ségrégation et vient confirmer la non gélivité des MR.

4.2 Conclusions des essais de performance

Le comportement mécanique de matériaux granulaires recyclés a été évalué par la détermination du module réversible. Suite à l'analyse des résultats il est possible de regrouper les matériaux étudiés en trois catégories. La première inclut le béton concassé (BC) et le MR2 avec des valeurs de M_r supérieures aux autres matériaux en raison de la rigidité élevée du béton. La deuxième catégorie comprend les deux cas particuliers, soit le MR5 et le MR6, dont la déformation permanente semble trop élevée

pour être utilisée en fondation. La dernière catégorie rassemble les autres MR, soit le GN, le MR3 et MR4. Le cas du GN correspond au cas standard car l'utilisation du gneiss granitique comme MG 20 en fondation routière est déjà largement répandue et ses propriétés ainsi que son comportement sont bien connus. En ce qui a trait au MR3 et MR4, ils ont des propriétés mécaniques un peu plus faibles que le GN. Malgré le fait que leur module réversible soit plus faible que le GN, ils possèdent tout de même une bonne rigidité. Il s'agira maintenant, lors de la conception, d'effectuer les ajustements nécessaires pour trouver un optimum au niveau des épaisseurs de revêtement ou de fondation afin de rencontrer les standards fixés.

La perméabilité des matériaux de fondations est établie en déterminant la conductivité hydraulique. L'analyse des résultats permet de connaître le comportement hydrique d'une fondation en condition saturée. Les valeurs de conductivité hydraulique obtenues montrent que l'ensemble des MR sont perméables. Ce paramètre est à prendre en considération lors de la conception d'une route, car une fondation de chaussée de bonne qualité se doit d'avoir de bonnes capacités de drainage. Par exemple, en période de dégel et au printemps, la structure de la chaussée est près de la saturation. Donc, avec le trafic lourd et le débit journalier qui ne cessent d'augmenter, le fait d'avoir un bon drainage de la fondation permettra de maximiser la durabilité de la chaussée.

Un autre paramètre à tenir en compte lors de la conception d'une chaussée au Québec est la susceptibilité au gel des matériaux de fondations. Pour ce faire, il est important de déterminer le potentiel de ségrégation (SP) des matériaux granulaires. Cette propriété évalue la susceptibilité d'un matériau à former des lentilles de glace sous l'effet du gel, ce qui entraîne le soulèvement de la chaussée et cause des dommages en particulier à la couche de revêtement. Les résultats obtenus suite aux essais réalisés en laboratoire montrent que la totalité des MR sont non gélifs et ne présentent pas de susceptibilité au gel. Tel que mentionné précédemment, les matériaux de fondation de type MG-20 ont été développés en fonction d'être peu gélifs. Donc, en se basant seulement sur le critère de la gélivité d'un matériau, l'utilisation ou non de MR ne viendra pas compromettre la performance et ultimement la durabilité de la route.

Enfin, pour qu'une structure de chaussée soit la plus durable possible, elle doit posséder une bonne rigidité, une capacité de drainage adéquat et ne doit pas être gélive. Le programme expérimental réalisé sur les MR montre que ces matériaux rencontrent, à différents niveaux, ces critères de conception. Toutefois, le choix d'un type de MR plutôt qu'un autre sera dicté par les propriétés caractérisées dans ce programme d'essais ainsi que les sollicitations anticipés sur la chaussée.

5. CONCLUSIONS & RECOMMANDATIONS

5.1 Conclusions

Les résultats du programme expérimental réalisé en laboratoire ont montré que l'ensemble des mélanges granulaires choisis pour ce projet sont conformes à la norme concernant les granulats utilisés dans les travaux de génie civil (NQ 2560-114). De plus, la norme en ce qui a trait aux matériaux granulaires recyclés (NQ 2560-600) confirme que tous les MR étudiés peuvent être appliqués en fondation de chaussées ou en remblai. Cependant, la caractérisation géotechnique des granulats n'est pas suffisante afin de statuer sur les secteurs d'utilisation précis pour chacun des MR.

Les essais de performance (module réversible, perméabilité et gel) ont permis d'évaluer le comportement mécanique, la conductivité hydraulique ainsi que la susceptibilité au gel des matériaux granulaires recyclés. Tout d'abord, le comportement mécanique des MR a été évalué à l'aide de l'essai triaxial à chargement répété. Cette procédure a permis de constater que les mélanges granulaires majoritairement constitué de béton concassé (BC et MR2) ont un module réversible (M_r) supérieur à un matériau de fondation standard. Donc, en ce qui a trait au comportement mécanique (capacité portante), ceci vient confirmer que ces deux mélanges granulaires pourraient être employés en fondation de chaussée. Quoique les autres matériaux ont des M_r en deçà de celui du GN correspondant à un MG-20 standard (gneiss granitique), il est tout de même possible de faire varier l'épaisseur de la couche de revêtement ou de fondation afin d'obtenir un comportement similaire.

Dans le cas particulier d'un mélange granulaire contenant une proportion supérieure ou égale à 50% d'enrobés bitumineux (MR5 et MR6), il est possible de remarquer qu'en prolongeant la procédure de conditionnement, il y a à la fois une diminution des déformations permanentes mais aussi un gain au niveau du module réversible. De plus, les M_r obtenus pour les formulations granulaires MR5 et MR6 sont semblables suite à

la modification du nombre de cycle de conditionnement. L'utilisation du MR-5 et du MR-6 est non recommandée pour la construction de fondation routière à cause de la déformation permanente qui a été observée lors du conditionnement.

L'évaluation de la conductivité hydraulique permet d'avoir une représentation des conditions de drainage des divers mélanges granulaires. Dans le cadre de ce projet, l'ensemble des MR testés sont perméables, c'est-à-dire que leur perméabilité est supérieure à 1×10^{-7} cm/s. Donc, il est à supposer qu'en période de dégel (matériaux constituant la chaussée près de la saturation), le drainage de la fondation même si elle est constituée de MR pourra s'effectuer normalement. De plus, une tendance se dégage de cette étude, à savoir qu'une augmentation du pourcentage de EB entraîne une hausse de la conductivité hydraulique. Par ailleurs, une variation de la teneur en eau peut entraîner une diminution de la capacité portante de la chaussée. D'où l'intérêt d'avoir une fondation granulaire qui se draine bien.

La susceptibilité au gel a été établie par l'évaluation de potentiel de ségrégation (SP). L'analyse des résultats permet de confirmer la non gélivité de l'ensemble des matériaux granulaires recyclés. Quoique les MR ont des valeurs de SP près les unes des autres et que la proportion de particules fines (% fines) ou de particules argileuses (VB) ne permettent pas de les différencier entre eux, les résultats sont tous inférieurs à $12 \text{ mm}^2/^\circ\text{C}\cdot\text{jour}$. Les fondations de chaussées étant des matériaux à grains grossiers ayant une perméabilité élevée, cela minimise la succion capillaire pouvant entraîner la formation de lentilles de glace qui causent le soulèvement.

5.2 Recommandations

Les divers résultats obtenus permettent également de regrouper les MR en trois sous-classes distinctes en fonction des trois matériaux-sources, leurs propriétés et leurs comportements semblables. En d'autres mots, les MR sont divisés de la manière suivante : GN (MR3, MR4), BC (MR2), EB (MR5, MR6). Dans une optique de développement durable, l'objectif de ce projet de recherche est la réutilisation sur place

des matériaux granulaires recyclés. Cependant, pour employer les MR dans leurs conditions optimales, les travaux de constructions doivent permettre certains ajustements au niveau de la granulométrie et de la teneur en eau lors de la mise en place. En résumé le projet de recherche fournit des connaissances détaillées de la performance des matériaux granulaires recyclés et ceci permettra sans doute d'aider le MTQ lors d'analyses ultérieures pour émettre des recommandations précises quant à leur utilisation dans les structures de chaussée. Enfin, il serait intéressant de valider concrètement le comportement des MR par la réalisation de planches d'essai avec les différents type de matériaux ainsi que de faire une analyse du cycle de vie des MR afin de quantifier leur réel impact environnemental et économique.

BIBLIOGRAPHIE

- Abdelmadjid, B., 2003, Éléments de mécanique des sols, ebook, <http://fr.scribd.com/doc/19173492>
- Bergeron, Guy. 2001. Recyclage à froid des enrobés. *INFO DLC*, vol. 6, no 4, 2 p.
- Bergeron, Guy. 2006. Le retraitement en place des chaussées au Québec. *Routes/Roads*, no 330 (2006), p. 26-35.
- Bilodeau, J-P. 2008. Optimisation de la granulométrie des matériaux granulaires de fondation des chaussées, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec.
- Birgisdóttir, H., G. Bhandar, M. Z. Hauschild et T. H. Christensen. 2007. Life Cycle Assessment of Disposal of Residues from Municipal Solid Waste Incineration: Recycling of Bottom Ash in Road Construction or Landfilling in Denmark Evaluated in the ROAD-RES Model. *Waste Management*, vol. 27 (2007), p. S75-S84.
- Bonin, Jocelyn. 1997. Caractérisation des propriétés de fondation de chaussées réhabilitées avec des matériaux recyclés stabilisés. Mémoire de maîtrise, Sherbrooke : Université de Sherbrooke, 304 p.
- Côté, J. et Roy, M. 1998. Conductivité hydraulique de matériaux de fondations de chaussées partiellement saturés. Rapport RTQ-98-01, Ministère des Transports, 119 p.
- Direction Régionale de l'Équipement d'Île-de-France. 2003. Les bétons et produits de démolition recyclés. s.l., 32 p.
- Doucet, F. et Doré, G. 2004. Module réversible et coefficient de poisson réversible des matériaux granulaires C-LTPP. *Proceedings of the 57th Canadian Geotechnical and 5th Joint IAHR-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences* CD-Rom, Québec, Québec.

- Ebrahim Abu El-Maaty Behiry A., 2013, Utilisation of cement-treated recycled aggregates as base or subbase layer in Egypt, *Ain Shams Engineering Journal*, 13 p., <http://dx.doi.org/10.1016/j.asej.2013.02.005>
- Fédération canadienne des municipalités et Conseil national de recherches du Canada. 2005. Chaussées et trottoirs : Réutilisation ou recyclage des matériaux de construction ou d'entretien de routes, s.l., 58 p.
- Federal Highway Administration. 2012. User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction, FHWA-RD-97-148 Publication.
- Hicks, R. J. and Monismith, C. L. 1971. Factors influencing the resilient properties of granular materials. *Highway Research Record*, no 345, pp 15-31.
- Huang, Yue, Roger N. Bird et Oliver Heindrich. 2007. A Review of the Use of Recycled Solid Waste Materials in Asphalt Pavement. *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 52 (2007), p. 52-73.
- Joyakody, S., Gallage, C. and Kumar, A. 2012. Assessment of recycled concrete aggregate for road base and sub-base, *Proceedings of the Second International Conference in Geotechnique, Construction Materials and Environment*, The GEOMATE International Society, Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 575-579.
- Konrad, J.-M. 1999. Frost susceptibility related to soil index properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 36:403-417.
- Konrad, J.-M. and Morgenstern, N.R., The segregation potential of a freezing soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, pp. 482-491.
- Lekarp F., Isacsson U. and Dawson A. 2000. State on the Art. I : Resilient Response of Unbound Aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, 126(1): 66-75.
- Labrie, Michel. 2002. «Le potentiel de ségrégation SP et la gélivité des sols». INFO DLC, Vol. 7, n°2, 2p.
- Loranger, François. 2001. «Caractérisation de matériaux recyclés (bétons, enrobés et fondations granulaires) et évaluation de leur performance dans les bétons

- conventionnels et compactés au rouleau». Mémoire de maîtrise, Québec : Université Laval, 200 p.
- Marquis, Bruno, Guy Bergeron et Annick Décréon. 1998. État d'avancement de l'étude sur l'utilisation des matériaux recyclés dans les chaussées. Congrès annuel AQTR 1998. s.l., p. 533-553.
- Marquis, Bruno, Guy Bergeron, Gervais Gagnon et Annick Décréon. 1999. L'utilisation des matériaux recyclés dans les chaussées : caractérisation, exigences techniques et contrôle. *Innovation Transport*, p. 11-20.
- National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). 2008. Performance-Related Tests of Recycled Aggregates for Use in Unbound Pavement Layers. *Transportation Research Board*, Washington D.C. 53 p.
- Organisme Impartial de Contrôle de Produits pour la Construction. 2003. Granulats recyclés. Bruxelles, 16 p.
- Park, Teasoon. 2003. Application of construction and building debris as base and subbase materials in rigid pavement. *Journal of Transportation Engineering*, vol. 129 (2003), p. 558-563.
- Pellerin, Frédéric. 2000. Caractérisation des granulats recyclés fabriqués avec du béton de ciment et des enrobés bitumineux pour utilisation dans les fondations routières. Mémoire de maîtrise, Québec : Université Laval, 167 p.
- Pouliot, Nadia. 2002. Formulations, mécanismes d'hydratation et propriétés mécaniques des bétons de ciment fabriqués à partir de matériaux granulaires et béton bitumineux recyclé». Mémoire de doctorat, Québec, Université Laval, 210 p.
- Québec, RECYC-QUÉBEC. 1999. Guide d'information sur le recyclage des matériaux secs, rédigé par Isabelle Pillon et Mario Laquerre. s.l., 125 p.
- Québec, Ministère des Transports, Direction des communications. 2008. Plan d'action en matière de sécurité sur les sites des travaux routiers. Québec (Qué.), 18 p.

- Québec, Ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs. 2007. Rapport annuel de gestion 2006-2007. s.l., 104 p.
- Robert Tessier, G. 1990. Guide de construction et d'entretien des chaussées. AQTR inc., 393p.
- Robinson Jr., Gilpin R., W. David Menzie et Helen Huyn. 2004. «Recycling of construction debris as aggregate in the Mid-Atlantic Region, USA». *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 42 (2004), p. 275-294.
- Thébeau, Denis. 1997. Recyclage à froid de résidus de planage. *INFO DLC*, vol. 2, n° 3, 2 p.
- Vegas, I., J.A. Ibañez, J.T. San José et A. Urzelai. 2007. Construction Demolition Wastes, Waelz Slag and MSWI Bottom Ash: A Comparative Technical Analysis as Material for Road Construction. *Waste Management*, vol. 28 (2008), p. 565-574.
- Saint-Laurent, D. (1998). Variations saisonnières de l'endommagement structural de quelques chaussées souples. Bulletin d'information technique Info DLC, Vol.3, no 9.
- Uzan, J. 1985. Characterization of Granular Material. Transportation Research Record 1022, *Transportation Research Board*, Washington D.C., USA, pp. 52-59.

ANNEXES

Annexe 1 – Détermination du module réversible

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

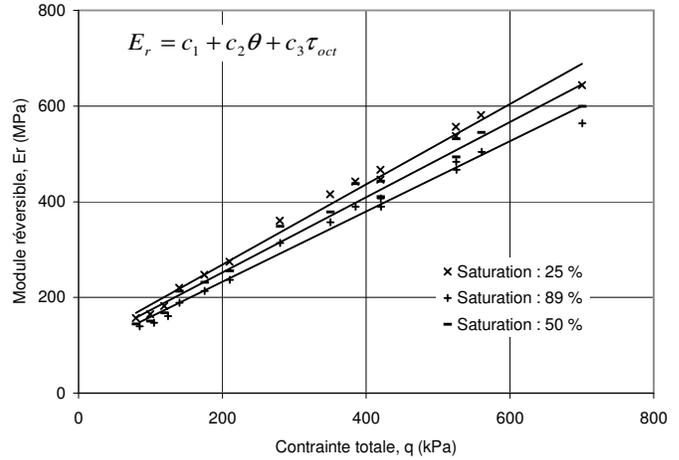
Type matériau : MG-20
Particularité :

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-010-11 Teneur eau : 2,9 % Porosité : 18 % Densité : 2,64 Teneur eau optimale : 5,1 %
Masse volumique : 2172 kg/m³ Saturation : 25 % Absorption : 0,9 % Masse vol. optimale : 2200 kg/m³

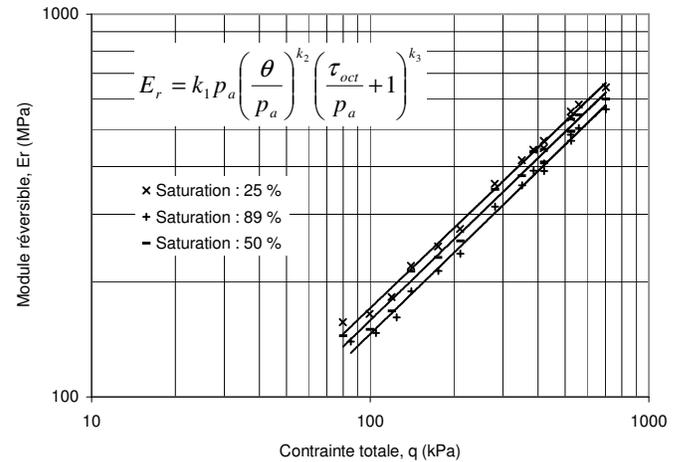
Teneur eau initiale : 2,9 % Saturation : 25 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	114	-15	3	80	9	157	0,13
20	4	36	215	-36	2	100	19	165	0,17
20	6	53	292	-56	4	119	28	182	0,19
35	4	32	143	-19	0	140	16	220	0,13
35	7	63	254	-41	4	175	33	247	0,16
35	11	95	344	-64	6	210	50	275	0,18
70	7	63	175	-23	3	280	33	361	0,13
70	14	126	303	-48	6	350	66	415	0,16
70	21	189	423	-78	8	420	99	446	0,18
105	7	63	143	-17	3	385	33	442	0,12
105	11	95	202	-26	4	420	50	467	0,13
105	21	189	352	-55	5	525	99	537	0,16
140	11	95	170	-20	3	525	50	557	0,12
140	14	126	217	-28	3	560	66	581	0,13
140	28	252	391	-61	5	700	132	644	0,16



Teneur eau saturée : 8,1 % Saturation : 89 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
22	2	18	129	-21	4	85	9	140	0,16
22	4	36	244	-49	5	105	19	147	0,20
22	6	54	333	-76	6	125	28	161	0,23
35	4	32	168	-27	4	140	17	189	0,16
35	7	63	297	-58	6	176	33	213	0,20
35	11	95	401	-89	8	211	50	237	0,22
70	7	63	202	-31	5	280	33	314	0,15
70	14	126	354	-64	7	351	66	357	0,18
70	21	189	486	-102	9	421	99	390	0,21
105	7	63	162	-22	5	385	33	390	0,13
105	11	95	233	-34	6	420	50	407	0,15
105	21	189	406	-72	7	526	99	467	0,18
140	11	95	196	-27	5	525	50	484	0,14
140	14	126	251	-37	5	561	66	504	0,15
140	28	252	447	-79	7	701	132	564	0,18



Teneur eau drainée : 4,9 % Saturation : 50 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	124	-18	2	80	9	144	0,15
20	4	36	238	-43	6	100	19	150	0,18
20	6	54	319	-66	8	120	28	168	0,21
35	4	32	149	-20	4	140	17	213	0,14
35	7	63	273	-47	7	175	33	231	0,17
35	11	95	371	-74	9	210	50	256	0,20
70	7	63	181	-25	6	280	33	348	0,14
70	14	126	334	-55	9	350	66	378	0,17
70	21	189	461	-89	10	421	99	410	0,19
105	7	63	145	-18	6	385	33	437	0,12
105	11	95	214	-29	7	420	50	443	0,14
105	21	189	383	-64	9	526	99	494	0,17
140	11	95	178	-22	7	525	50	531	0,13
140	14	126	232	-32	7	560	66	545	0,14
140	28	252	421	-70	9	701	132	599	0,17

Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
25%	102	0,929	-0,593	0,99	16	15
89%	86	0,815	-0,523	0,99	13	15
50%	96	0,927	-0,925	0,99	16	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
25%	1,75	0,740	-0,169	1,00	0,013	15
89%	1,49	0,757	-0,186	1,00	0,012	15
50%	1,66	0,789	-0,329	1,00	0,014	15

Sat.	ν_r	σ	n
25%	0,15	0,02	15
89%	0,18	0,03	15
50%	0,16	0,03	15

Conditionnement 10 000 cycles

No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	42	51	47
2			

Note : 100% GN

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 24 août 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 24 août 2011

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

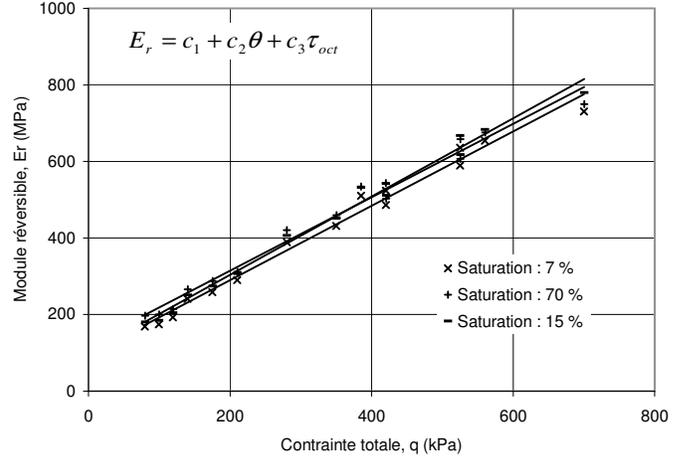
Type matériau : MG-20
Particularité : BC

Source : Québec
Pétrographie :

No. échantillon : MG-020-11 Teneur eau : 6,7 % Porosité : 22 % Densité : 2,26 Teneur eau optimale : 7,1 %
Masse volumique : 1773 kg/m³ Saturation : 7 % Absorption : 5,8 % Masse vol. optimale : 1856 kg/m³

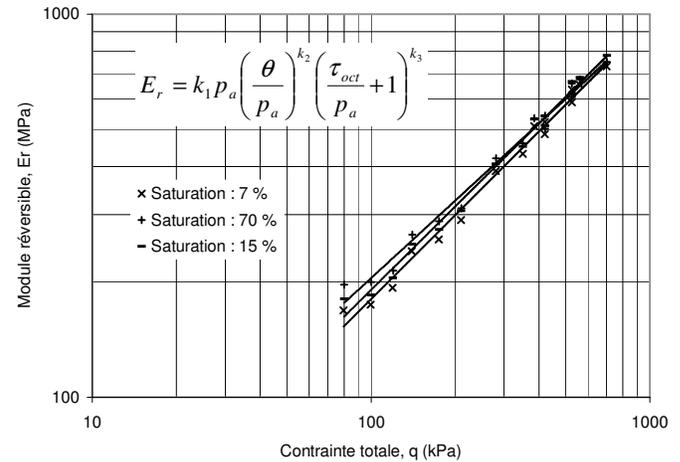
Teneur eau initiale : 6,7 % Saturation : 7 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	105	-23	9	80	9	168	0,22
20	4	36	204	-56	7	100	19	174	0,28
20	6	53	276	-89	7	119	28	193	0,32
35	4	32	131	-29	8	140	17	241	0,22
35	7	63	244	-66	8	175	33	258	0,27
35	11	94	325	-103	7	210	50	290	0,32
70	7	63	162	-34	9	280	33	389	0,21
70	14	126	292	-76	7	350	66	432	0,26
70	21	189	388	-116	8	420	99	487	0,30
105	7	63	124	-23	11	385	33	510	0,19
105	11	95	181	-38	9	420	50	523	0,21
105	21	189	320	-81	8	525	99	589	0,25
140	11	94	148	-28	11	525	50	636	0,19
140	14	126	192	-39	10	560	66	654	0,20
140	28	252	345	-84	8	700	132	731	0,24



Teneur eau saturée : 14,3 % Saturation : 70 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	92	-22	14	80	10	197	0,24
20	4	36	180	-54	9	100	19	200	0,30
20	6	54	251	-89	7	120	28	214	0,35
35	4	32	120	-29	12	140	17	266	0,24
35	7	63	220	-65	7	176	33	288	0,30
35	11	95	305	-103	5	211	50	311	0,34
70	7	63	150	-34	10	280	33	421	0,23
70	14	126	275	-75	5	351	66	460	0,27
70	21	189	377	-116	4	421	99	503	0,31
105	7	63	118	-24	8	385	33	535	0,20
105	11	95	174	-38	6	420	50	544	0,22
105	21	189	312	-81	3	526	99	607	0,26
140	11	95	144	-28	4	525	50	659	0,20
140	14	126	187	-39	3	561	66	676	0,21
140	28	252	336	-84	2	701	132	750	0,25



Teneur eau drainée : 7,6 % Saturation : 15 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	100	-23	3	80	9	181	0,23
20	4	36	194	-56	1	100	19	185	0,29
20	6	54	262	-88	0	120	28	205	0,33
35	4	32	126	-29	2	140	17	251	0,23
35	7	63	231	-65	2	175	33	274	0,28
35	11	95	309	-99	0	210	50	307	0,32
70	7	63	155	-34	6	280	33	407	0,22
70	14	126	280	-73	2	350	66	451	0,26
70	21	189	370	-110	0	421	99	512	0,30
105	7	63	119	-23	11	385	33	532	0,19
105	11	95	175	-37	8	420	50	542	0,21
105	21	189	306	-78	2	525	99	618	0,26
140	11	95	142	-27	12	525	50	667	0,19
140	14	126	185	-38	8	560	66	684	0,20
140	28	252	323	-80	3	700	132	780	0,25

Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
7%	97	1,130	-1,041	1,00	11	15
70%	124	1,132	-1,136	1,00	12	15
15%	101	1,168	-0,963	1,00	10	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
7%	1,87	0,800	-0,279	0,99	0,018	15
70%	2,13	0,746	-0,289	0,99	0,020	15
15%	1,97	0,783	-0,235	0,99	0,019	15

Sat.	ν_r	σ	n
7%	0,25	0,04	15
70%	0,26	0,05	15
15%	0,25	0,05	15

Conditionnement 10 000 cycles			
No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	7	61	34
2			

Note : 100% BC

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 21 novembre 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 21 novembre 2011

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

Type matériau : MG-20
Particularité : MR-2

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-021-11 Teneur eau : 4,9 % Porosité : 20 % Densité : 2,32 Teneur eau optimale : 6,6 %
Masse volumique : 1865 kg/m³ Saturation : 20 % Absorption : 2,8 % Masse vol. optimale : 1884 kg/m³

Teneur eau initiale : 4,9 % Saturation : 20 %

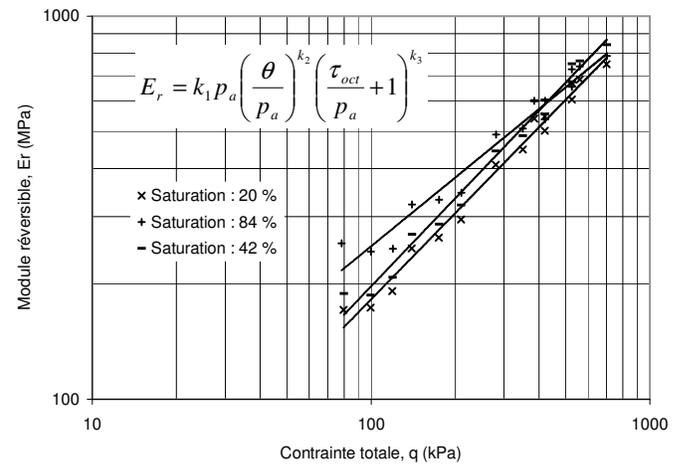
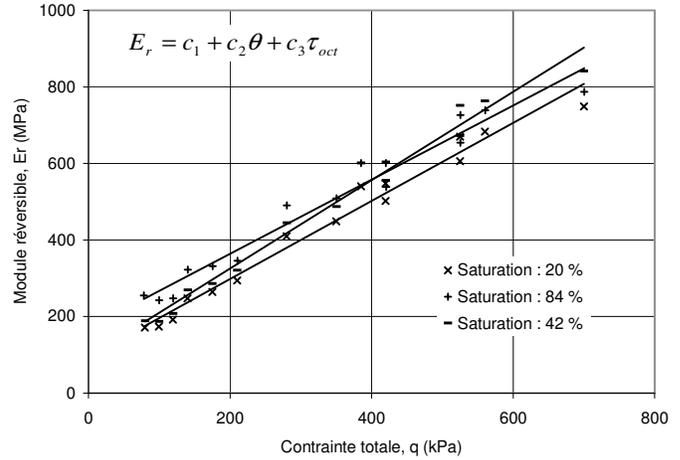
σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	104	-21	4	80	9	171	0,20
20	4	36	205	-51	3	100	19	174	0,25
20	6	53	278	-78	4	119	28	192	0,28
35	4	32	127	-26	3	140	17	248	0,20
35	7	63	238	-58	3	175	33	264	0,24
35	11	94	321	-89	5	210	50	295	0,28
70	7	63	154	-30	1	280	33	409	0,20
70	14	126	281	-66	4	350	66	449	0,24
70	21	189	376	-102	7	420	99	502	0,27
105	7	63	116	-21	1	385	33	540	0,18
105	11	94	172	-34	2	420	50	548	0,20
105	21	189	311	-72	5	525	99	606	0,23
140	11	94	141	-25	1	525	50	670	0,18
140	14	126	184	-35	3	560	66	683	0,19
140	28	252	336	-76	8	700	132	749	0,23

Teneur eau saturée : 11,7 % Saturation : 84 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
19	2	18	71	-12	6	78	10	255	0,17
20	4	36	148	-34	1	100	19	243	0,23
20	6	54	218	-59	1	120	28	247	0,27
35	4	32	99	-19	5	140	17	322	0,20
35	7	63	191	-45	0	175	33	332	0,24
35	11	95	274	-75	4	211	50	346	0,27
70	7	63	129	-25	2	280	33	491	0,19
70	14	126	248	-58	5	351	66	509	0,23
70	21	189	352	-94	8	421	99	538	0,27
105	7	63	105	-18	3	385	33	601	0,17
105	11	95	158	-30	1	420	50	601	0,19
105	21	189	290	-66	7	526	99	654	0,23
140	11	95	130	-23	0	525	50	726	0,17
140	14	126	171	-32	3	561	66	739	0,18
140	28	252	321	-71	8	701	132	787	0,22

Teneur eau drainée : 7,2 % Saturation : 42 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	95	-17	6	80	9	189	0,18
20	4	36	191	-45	4	100	19	187	0,24
20	6	54	257	-70	5	120	28	208	0,27
35	4	32	117	-22	4	140	17	269	0,19
35	7	63	221	-52	6	175	33	286	0,24
35	11	95	295	-79	7	210	50	321	0,27
70	7	63	142	-26	5	280	33	445	0,19
70	14	126	259	-59	7	350	66	487	0,23
70	21	189	341	-89	9	420	99	555	0,26
105	7	63	105	-18	5	385	33	601	0,17
105	11	95	157	-29	6	420	50	604	0,19
105	21	189	281	-63	8	525	99	673	0,22
140	11	95	126	-21	5	525	50	751	0,17
140	14	126	165	-30	7	560	66	763	0,18
140	28	252	300	-65	11	700	132	842	0,22



Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
20%	97	1,224	-1,354	0,99	15	15
84%	174	1,228	-1,719	0,99	17	15
42%	98	1,391	-1,567	1,00	15	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
20%	1,92	0,844	-0,375	0,99	0,019	15
84%	2,65	0,700	-0,410	0,98	0,030	15
42%	2,08	0,861	-0,383	0,99	0,022	15

Sat.	ν_r	σ	n
20%	0,22	0,04	15
84%	0,22	0,04	15
42%	0,21	0,04	15

Conditionnement 10 000 cycles

No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	53	61	57
2			

Note : MR-2 : 80% BC, 13% EB, 7% GN

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 28 novembre 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 28 novembre 2011

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

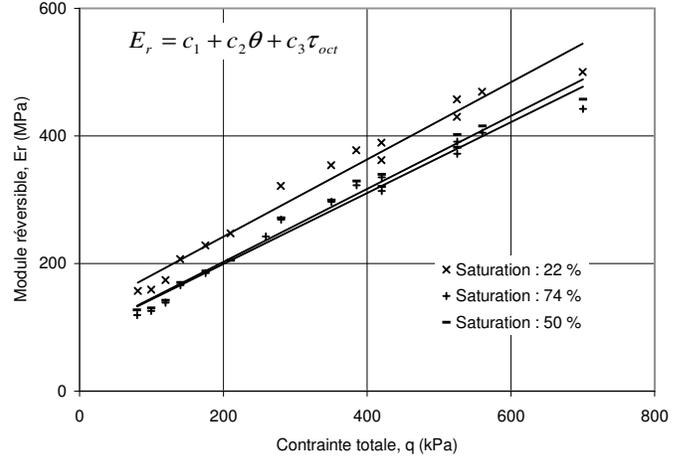
Type matériau : MG-20
Particularité : MR-3

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-013-11 Teneur eau : 3,2 % Porosité : 18 % Densité : 2,50 Teneur eau optimale : 5,3 %
Masse volumique : 2059 kg/m³ Saturation : 24 % Absorption : 1,2 % Masse vol. optimale : 2149 kg/m³

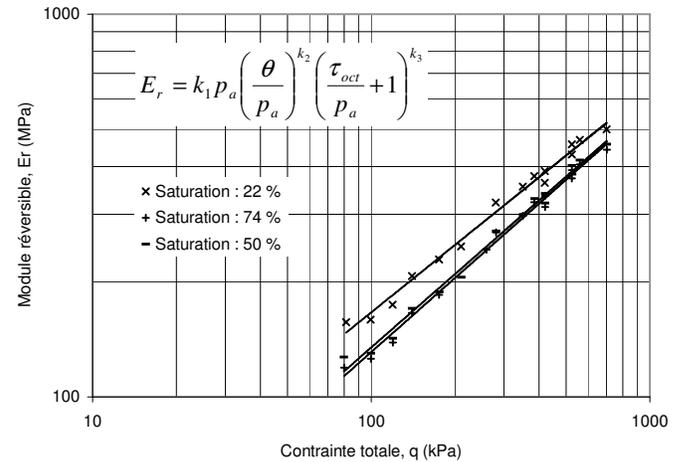
Teneur eau initiale : 3,1 % Saturation : 22 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
21	2	18	114	-20	3	81	9	157	0,17
20	4	36	224	-48	5	100	19	159	0,22
20	6	53	306	-76	7	119	28	174	0,25
35	4	32	152	-26	3	140	17	207	0,17
35	7	63	276	-58	6	175	33	228	0,21
35	11	94	382	-93	8	210	50	248	0,25
70	7	63	196	-33	3	280	33	322	0,17
70	14	126	355	-73	7	350	66	354	0,21
70	21	189	521	-131	8	420	99	362	0,25
105	7	63	167	-25	9	385	33	377	0,15
105	11	95	243	-41	1	420	50	390	0,17
105	21	189	440	-93	6	525	99	430	0,21
140	11	95	207	-33	8	525	50	457	0,17
140	14	126	268	-46	2	560	66	470	0,17
140	28	252	503	-108	5	700	132	500	0,21



Teneur eau saturée : 7,5 % Saturation : 74 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	150	-32	1	80	9	119	0,21
20	4	36	284	-74	1	100	19	126	0,26
20	6	54	386	-115	3	120	28	139	0,30
35	4	32	191	-39	2	140	17	166	0,20
35	7	63	342	-85	2	175	33	185	0,25
51	11	95	391	-95	3	259	50	242	0,24
70	7	63	235	-45	3	280	33	269	0,19
70	14	126	425	-100	3	350	66	297	0,24
70	21	189	603	-172	5	420	99	314	0,29
105	7	63	196	-34	14	385	33	323	0,17
105	11	95	282	-54	6	420	50	335	0,19
105	21	189	508	-120	3	525	99	372	0,24
140	11	95	242	-43	13	525	50	391	0,18
140	14	126	312	-59	8	560	66	405	0,19
140	28	252	569	-131	1	700	132	443	0,23



Teneur eau drainée : 5,5 % Saturation : 50 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	140	-30	11	80	9	127	0,21
20	4	36	274	-71	2	100	19	130	0,26
20	6	54	376	-111	1	120	28	142	0,29
35	4	32	186	-37	9	140	17	170	0,20
35	7	63	337	-84	2	175	33	188	0,25
35	11	95	462	-132	2	210	50	205	0,29
70	7	63	233	-45	11	280	33	271	0,20
70	14	126	422	-101	1	351	66	299	0,24
70	21	189	590	-165	2	421	99	321	0,28
105	7	63	192	-33	21	385	33	329	0,17
105	11	95	279	-53	12	420	50	340	0,19
105	21	189	495	-116	1	526	99	382	0,23
140	11	95	236	-41	19	525	50	402	0,18
140	14	126	304	-57	12	560	66	416	0,19
140	28	252	551	-127	1	701	132	457	0,23

Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
22%	122	0,711	-0,698	0,98	17	15
74%	89	0,637	-0,532	0,99	14	15
50%	89	0,654	-0,542	0,99	11	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
22%	1,72	0,653	-0,256	1,00	0,013	15
74%	1,35	0,704	-0,228	1,00	0,011	15
50%	1,39	0,695	-0,219	0,99	0,015	15

Sat.	ν_r	σ	n
22%	0,20	0,03	15
74%	0,23	0,04	15
50%	0,23	0,04	15

Conditionnement 10 000 cycles

No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	609	404	506
2	126	103	114

Note : MR-3 : 30% EB, 70% GN

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 20 septembre 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 20 septembre 2011

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

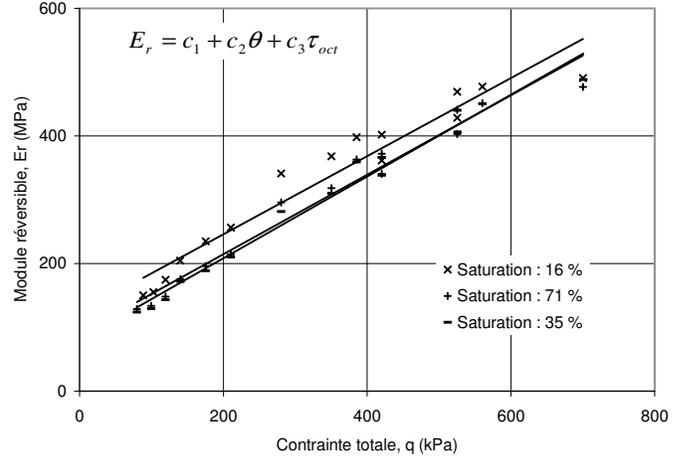
Type matériau : MG-20
Particularité : MR-4

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-011-11 Teneur eau : 3,8 % Porosité : 22 % Densité : 2,44 Teneur eau optimale : 5,6 %
Masse volumique : 1902 kg/m³ Saturation : 16 % Absorption : 1,9 % Masse vol. optimale : 1971 kg/m³

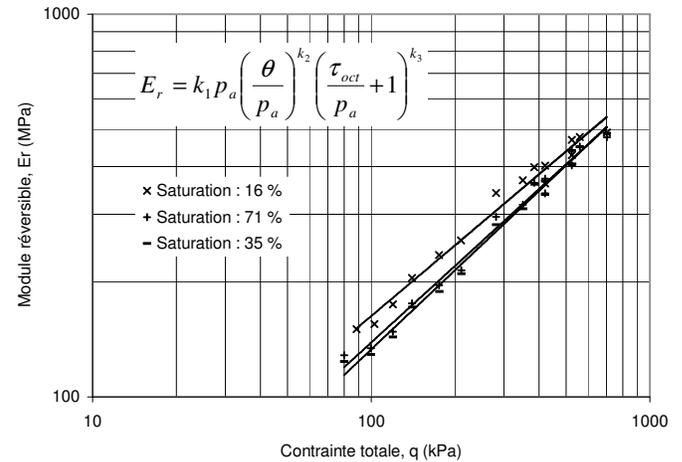
Teneur eau initiale : 3,8 % Saturation : 16 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
23	2	18	119	-19	5	89	9	150	0,16
21	4	36	230	-48	3	103	19	155	0,21
20	6	54	306	-75	1	120	28	175	0,25
35	4	32	154	-26	2	140	17	205	0,17
35	7	63	269	-57	1	175	33	235	0,21
35	11	95	369	-93	0	210	50	256	0,25
70	7	63	185	-31	1	280	33	341	0,17
70	14	126	342	-72	0	350	66	368	0,21
70	21	189	523	-135	1	420	99	362	0,26
105	7	63	159	-24	1	385	33	398	0,15
105	11	95	235	-40	0	420	50	402	0,17
105	21	189	441	-94	0	525	99	429	0,21
140	11	95	202	-31	1	525	50	469	0,15
140	14	126	264	-44	1	560	66	477	0,17
140	28	252	513	-107	1	700	132	491	0,21



Teneur eau saturée : 10,1 % Saturation : 71 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	139	-26	6	80	9	129	0,19
20	4	36	266	-64	4	100	19	134	0,24
20	6	54	362	-102	1	120	28	148	0,28
35	4	32	180	-36	4	140	17	176	0,20
35	7	63	323	-79	2	175	33	196	0,25
35	11	95	442	-124	0	210	50	214	0,28
70	7	63	214	-38	4	280	33	296	0,18
70	14	126	397	-90	1	350	66	318	0,23
70	21	189	555	-147	2	421	99	341	0,27
105	7	63	174	-28	3	385	33	363	0,16
105	11	95	255	-45	2	420	50	372	0,18
105	21	189	469	-103	1	525	99	403	0,22
140	11	95	215	-34	3	525	50	441	0,16
140	14	126	280	-48	1	560	66	451	0,17
140	28	252	529	-112	2	701	132	477	0,21



Teneur eau drainée : 6,0 % Saturation : 35 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	145	-26	5	80	9	124	0,18
20	4	36	277	-64	3	100	19	129	0,23
20	6	54	374	-99	0	120	28	143	0,26
35	4	32	185	-34	3	140	17	171	0,18
35	7	63	335	-77	1	175	33	189	0,23
35	11	95	452	-118	1	211	50	210	0,26
70	7	63	225	-39	2	280	33	282	0,17
70	14	126	408	-89	0	351	66	310	0,22
70	21	189	560	-144	2	421	99	338	0,26
105	7	63	176	-27	2	385	33	359	0,15
105	11	95	259	-44	1	420	50	366	0,17
105	21	189	466	-100	1	526	99	406	0,21
140	11	95	216	-33	2	525	50	440	0,16
140	14	126	281	-47	1	561	66	450	0,17
140	28	252	516	-108	0	701	132	488	0,21

Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
16%	125	0,759	-0,962	0,96	25	15
71%	92	0,756	-0,882	0,99	15	15
35%	82	0,761	-0,793	0,99	12	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
16%	1,71	0,720	-0,392	0,99	0,015	15
71%	1,46	0,757	-0,353	1,00	0,013	15
35%	1,39	0,768	-0,308	1,00	0,014	15

Sat.	ν_r	σ	n
16%	0,20	0,04	15
71%	0,21	0,04	15
35%	0,20	0,04	15

Conditionnement 10 000 cycles

No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	441	275	358
2	222	151	187

Note : MR-4 : 33% BC, 33% EB, 33% GN

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 30 août 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 30 août 2011

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

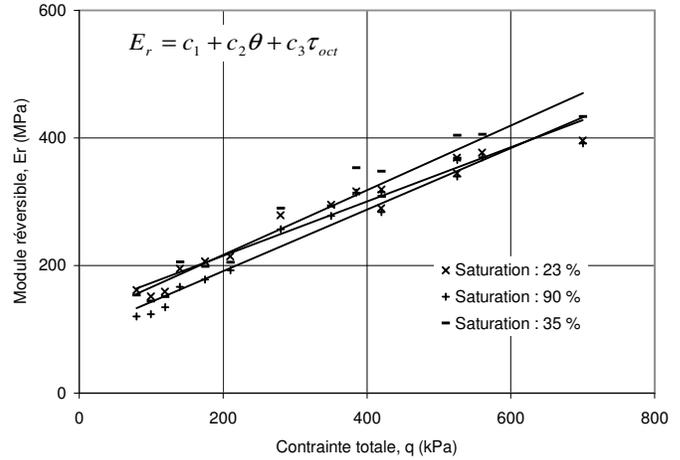
Type matériau : MG-20
Particularité : MR-5

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-015-11 Teneur eau : 3,8 % Porosité : 17 % Densité : 2,42 Teneur eau optimale : 4,3 %
Masse volumique : 2007 kg/m³ Saturation : 23 % Absorption : 1,8 % Masse vol. optimale : 2104 kg/m³

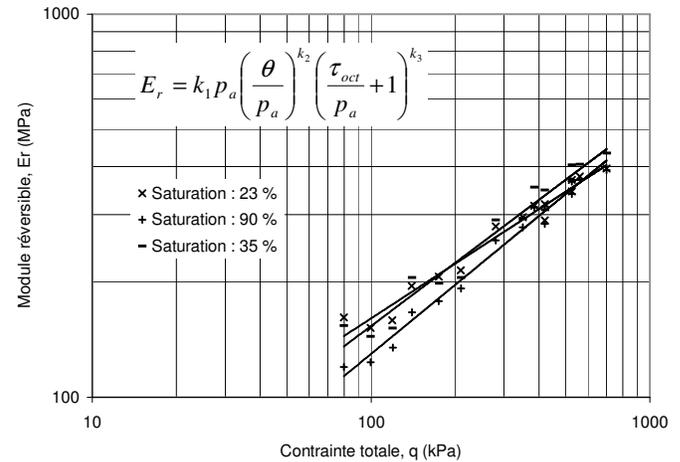
Teneur eau initiale : 3,8 % Saturation : 23 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	110	-16	4	80	9	162	0,15
20	4	36	234	-44	5	100	19	152	0,19
20	6	53	335	-76	5	119	28	159	0,23
35	4	31	161	-24	6	140	17	195	0,15
35	7	63	304	-58	6	175	33	207	0,19
35	11	94	440	-104	6	210	50	215	0,24
70	7	63	226	-35	11	280	33	279	0,15
70	14	126	426	-83	8	350	66	295	0,20
70	21	189	651	-164	7	420	99	290	0,25
105	7	63	199	-30	13	385	33	316	0,15
105	11	94	296	-48	12	420	50	319	0,16
105	21	189	547	-113	7	525	99	345	0,21
140	11	94	256	-38	12	525	50	369	0,15
140	14	126	334	-53	12	560	66	377	0,16
140	28	252	636	-128	4	700	132	396	0,20



Teneur eau saturée : 9,4 % Saturation : 90 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	149	-30	9	80	9	120	0,20
20	4	36	289	-72	9	100	19	124	0,25
20	6	54	397	-116	9	120	28	135	0,29
35	4	32	190	-37	10	140	17	167	0,19
35	7	63	354	-87	10	175	33	178	0,25
35	11	95	492	-142	10	210	50	192	0,29
70	7	63	246	-45	14	280	33	257	0,18
70	14	126	454	-105	10	350	66	278	0,23
70	21	189	666	-186	9	420	99	284	0,28
105	7	63	201	-33	15	385	33	314	0,16
105	11	95	300	-53	14	420	50	315	0,18
105	21	189	557	-124	9	525	99	340	0,22
140	11	95	259	-41	12	525	50	366	0,16
140	14	126	341	-58	13	560	66	370	0,17
140	28	252	644	-138	5	700	132	391	0,22



Teneur eau drainée : 4,8 % Saturation : 35 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	116	-20	10	80	9	154	0,17
20	4	36	248	-54	9	100	19	144	0,22
20	6	54	353	-89	9	120	28	151	0,25
35	4	32	154	-26	10	140	17	205	0,17
35	7	63	318	-66	9	175	33	198	0,21
35	11	95	461	-114	9	210	50	205	0,25
70	7	63	218	-35	12	280	33	290	0,16
70	14	126	430	-86	8	350	66	293	0,20
70	21	189	613	-154	4	420	99	308	0,25
105	7	63	179	-26	10	385	33	353	0,15
105	11	95	272	-44	9	420	50	348	0,16
105	21	189	514	-105	4	525	99	368	0,20
140	11	95	234	-34	6	525	50	404	0,15
140	14	126	311	-49	7	560	66	406	0,16
140	28	252	581	-118	4	700	132	434	0,20

Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
23%	131	0,528	-0,678	0,98	13	15
90%	96	0,595	-0,744	0,98	15	15
35%	117	0,659	-1,000	0,98	14	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
23%	1,68	0,553	-0,306	0,98	0,021	15
90%	1,37	0,696	-0,376	1,00	0,013	15
35%	1,63	0,667	-0,463	0,98	0,027	15

Sat.	ν_r	σ	n
23%	0,18	0,04	15
90%	0,22	0,05	15
35%	0,19	0,04	15

Conditionnement 10 000 cycles

No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	684	1001	842
2	256	259	258

Note : MR-5 : 50% EB, 50% GN

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 5 octobre 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 5 octobre 2011

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

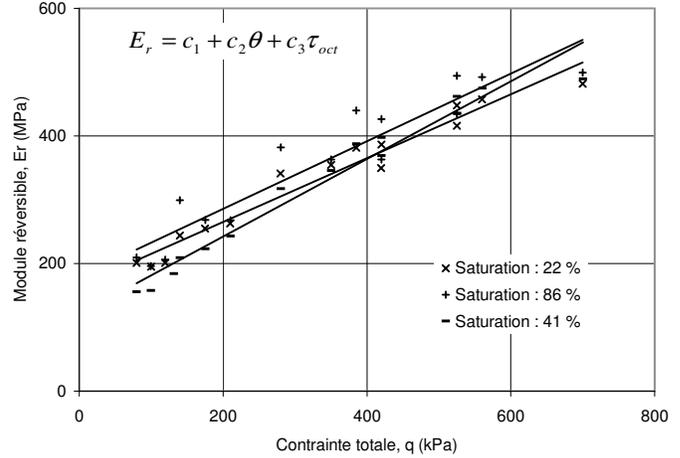
Type matériau : MG-20
Particularité : MR-5

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-022-11 Teneur eau : 3,8 % Porosité : 17 % Densité : 2,42 Teneur eau optimale : 4,3 %
Masse volumique : 2000 kg/m³ Saturation : 23 % Absorption : 1,8 % Masse vol. optimale : 2104 kg/m³

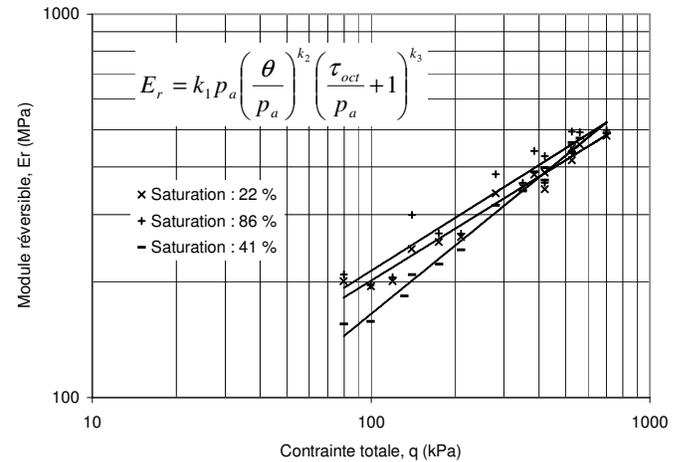
Teneur eau initiale : 3,7 % Saturation : 22 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	17,8	88,5	-14,6	0,5	80	9	201	0,17
20	4	35,5	182,1	-37,9	1,2	100	19	195	0,21
20	6	53,3	264,8	-64,5	1,8	119	28	201	0,24
35	3,5	31,5	129	-21,9	1,5	140	17	244	0,17
35	7,1	62,9	247	-52,1	1,7	175	33	255	0,21
35	10,6	94,4	359,4	-92,3	3,1	210	50	263	0,26
70	7,1	62,9	184,4	-31,9	2,6	280	33	341	0,17
70	14,2	125,9	355,1	-76,9	4,2	350	66	355	0,22
70	21,2	188,7	540	-150,1	3,9	420	99	349	0,28
105	7,1	63	165	-27,1	2,2	385	33	382	0,16
105	10,6	94,4	244,3	-43,8	2,9	420	50	386	0,18
105	21,2	188,8	453,6	-103,7	2	525	99	416	0,23
140	10,6	94,4	211	-35,2	0,3	525	50	448	0,17
140	14,2	125,9	275,4	-49	0,7	560	66	457	0,18
140	28,3	251,6	522	-120,8	0,5	700	132	482	0,23



Teneur eau saturée : 9,3 % Saturation : 86 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	17,8	85,1	-16,5	2	80	9	210	0,19
20	4	35,6	181,5	-44,9	1	100	19	196	0,25
20	6	53,4	259,5	-75	1	119	28	206	0,29
35	3,6	31,5	105,2	-20,3	1,9	140	17	300	0,19
35	7,1	63	235	-57,4	1,1	175	33	268	0,24
35	10,6	94,5	352,9	-100,7	1,1	210	50	268	0,29
70	7,1	63	164,9	-31,4	0,8	280	33	382	0,19
70	14,2	126	347,1	-81,9	1	350	66	363	0,24
70	21,3	188,9	520,3	-149,9	3,4	420	99	363	0,29
105	7,1	63	143,3	-24,8	0,8	385	33	440	0,17
105	10,6	94,5	221,8	-41,8	1,5	420	50	426	0,19
105	21,3	188,9	434,9	-103,1	2,8	525	99	434	0,24
140	10,6	94,5	191,3	-33,1	2	525	50	494	0,17
140	14,2	126,1	256	-47	2,3	560	66	492	0,18
140	28,3	251,8	504,5	-119,4	1,8	700	132	499	0,24



Teneur eau drainée : 5,4 % Saturation : 41 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	17,9	115	-20,7	2	80	9	156	0,18
20	4	35,7	226,3	-51,5	1,1	100	19	158	0,23
20	6	53,5	291,1	-74,7	1,6	132	28	184	0,26
35	3,6	31,6	151,1	-27,3	0,9	140	17	209	0,18
35	7,1	63,2	283,4	-63,8	1	175	33	223	0,23
35	10,7	94,6	389,6	-103,2	1,2	210	50	243	0,27
70	7,1	63,1	198,8	-36	0,9	280	33	317	0,18
70	14,2	126,1	365	-81,8	0,2	350	66	346	0,22
70	21,3	189	512,3	-141,6	0,1	420	99	369	0,28
105	7,1	63,1	163	-27,3	3,1	385	33	387	0,17
105	10,6	94,6	238,1	-43,7	1,6	420	50	398	0,18
105	21,3	189	434,3	-99,4	0,2	525	99	435	0,23
140	10,6	94,6	204,8	-34,6	2,3	525	50	462	0,17
140	14,2	126,1	265,7	-47,8	1,4	560	66	475	0,18
140	28,4	251,9	514,8	-113,6	3,4	700	132	489	0,22

Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
22%	167	0,625	-0,822	0,98	14	15
86%	183	0,767	-1,565	0,96	22	15
41%	122	0,737	-0,844	0,98	18	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
22%	2,10	0,526	-0,294	0,98	0,020	15
86%	2,33	0,617	-0,613	0,96	0,029	15
41%	1,72	0,673	-0,310	0,99	0,014	15

Sat.	ν_r	σ	n
22%	0,20	0,04	15
86%	0,22	0,04	15
41%	0,21	0,04	15

Conditionnement 10 000 cycles

No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	353	297	325
2			

Note : MR-5 : 50% EB, 50% GN
Conditionnement de 30 000 cycles avant le conditionnement de 10 000 cycles

Réalisé par : Carl Moniz
Date : 29 février 2012

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 29 février 2012

No. projet : AM-037-11
Client : Carl Moniz, U Laval

Type matériau : MG-20
Particularité : MR-6

Source : Québec
Pétrographie : Gneiss granitique

No. échantillon : MG-018-11 Teneur eau : 2,5 % Porosité : 18 % Densité : 2,39 Teneur eau optimale : 4,0 %
Masse volumique : 1951 kg/m³ Saturation : 12 % Absorption : 1,4 % Masse vol. optimale : 2009 kg/m³

Teneur eau initiale : 2,5 % Saturation : 12 %

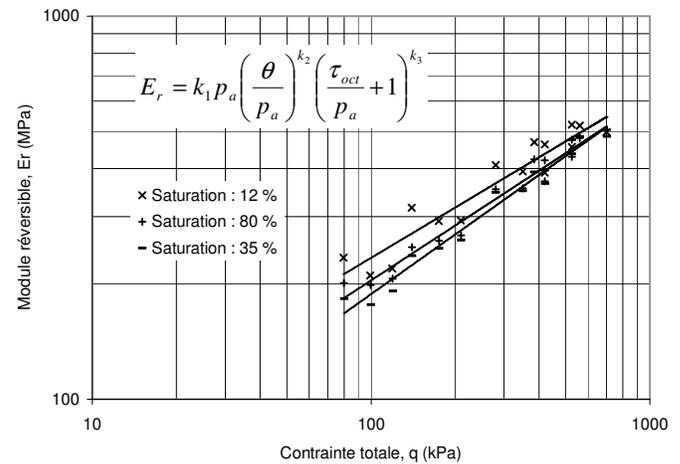
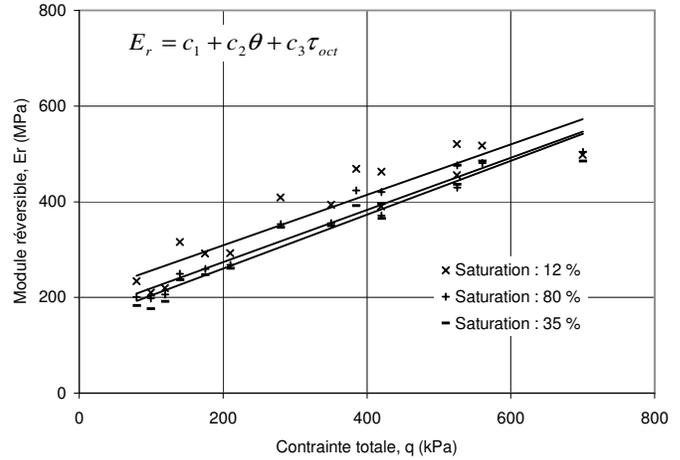
σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	76	-15	2	80	9	234	0,19
20	4	35	169	-40	8	99	19	210	0,24
20	6	53	242	-67	9	119	28	220	0,28
35	4	32	100	-18	4	140	17	316	0,19
35	7	63	216	-50	8	175	33	292	0,23
35	11	94	322	-90	8	210	50	293	0,28
70	7	63	154	-29	5	280	33	409	0,19
70	14	126	320	-77	7	350	66	393	0,24
70	21	189	483	-146	9	420	99	390	0,30
105	7	63	134	-24	4	385	33	469	0,18
105	11	94	204	-40	7	420	50	463	0,20
105	21	189	415	-103	8	525	99	455	0,25
140	11	94	181	-33	6	525	50	521	0,18
140	14	126	243	-47	7	560	66	518	0,19
140	28	252	505	-124	7	700	132	498	0,25

Teneur eau saturée : 8,8 % Saturation : 80 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	88	-21	17	80	9	201	0,23
20	4	36	179	-52	10	100	19	199	0,29
20	6	53	259	-87	7	119	28	206	0,34
35	4	32	127	-29	12	140	17	249	0,23
35	7	63	244	-69	8	175	33	259	0,29
35	11	95	353	-119	5	210	50	268	0,34
70	7	63	179	-40	8	280	33	353	0,23
70	14	126	355	-95	6	350	66	355	0,27
70	21	189	510	-168	3	420	99	371	0,33
105	7	63	149	-30	9	385	33	423	0,20
105	11	95	225	-49	5	420	50	420	0,22
105	21	189	440	-114	4	525	99	429	0,26
140	11	95	199	-38	6	525	50	476	0,19
140	14	126	262	-53	5	560	66	481	0,20
140	28	252	500	-130	1	700	132	504	0,26

Teneur eau drainée : 4,6 % Saturation : 35 %

σ_3 (kPa)	σ_{do} (kPa)	σ_d (kPa)	$\epsilon_{1r\text{ moy}}$ ($\mu\epsilon$)	ϵ_{3r} ($\mu\epsilon$)	+/- $\Delta\epsilon_{1r}$ (%)	θ (kPa)	τ_{oct} (kPa)	E_r (MPa)	ν_r
20	2	18	98	-20	8	80	9	183	0,20
20	4	36	203	-52	10	100	19	177	0,25
20	6	54	280	-85	8	120	28	192	0,30
35	4	32	134	-28	10	140	17	237	0,21
35	7	63	256	-67	7	175	33	248	0,26
35	11	95	364	-112	6	210	50	260	0,31
70	7	63	182	-39	8	280	33	347	0,21
70	14	126	361	-91	7	350	66	350	0,25
70	21	189	518	-163	5	420	99	365	0,32
105	7	63	161	-30	15	385	33	392	0,19
105	11	95	239	-49	12	420	50	396	0,20
105	21	189	433	-113	4	526	99	437	0,26
140	11	95	199	-38	9	525	50	476	0,19
140	14	126	260	-53	5	560	66	485	0,21
140	28	252	520	-131	2	700	132	485	0,25



Sat.	c_1	c_2	c_3	R^2	RMSE	n
12%	207	0,793	-1,758	0,95	27	15
80%	167	0,717	-1,130	0,98	15	15
35%	150	0,720	-1,034	0,98	18	15

Sat.	k_1	k_2	k_3	R^2	RMSE	n
12%	2,56	0,605	-0,655	0,97	0,027	15
80%	2,16	0,580	-0,402	0,99	0,018	15
35%	1,98	0,614	-0,374	0,99	0,018	15

Sat.	ν_r	σ	n
12%	0,23	0,04	15
80%	0,26	0,05	15
35%	0,24	0,04	15

Conditionnement 10 000 cycles			
No.	ϵ_{p1}	ϵ_{p2}	ϵ_p
1	486	664	575
2			

Note : MR-6 : 75% EB, 25% GN
Conditionnement de 30 000 cycles avant le conditionnement de 10 000 cycles

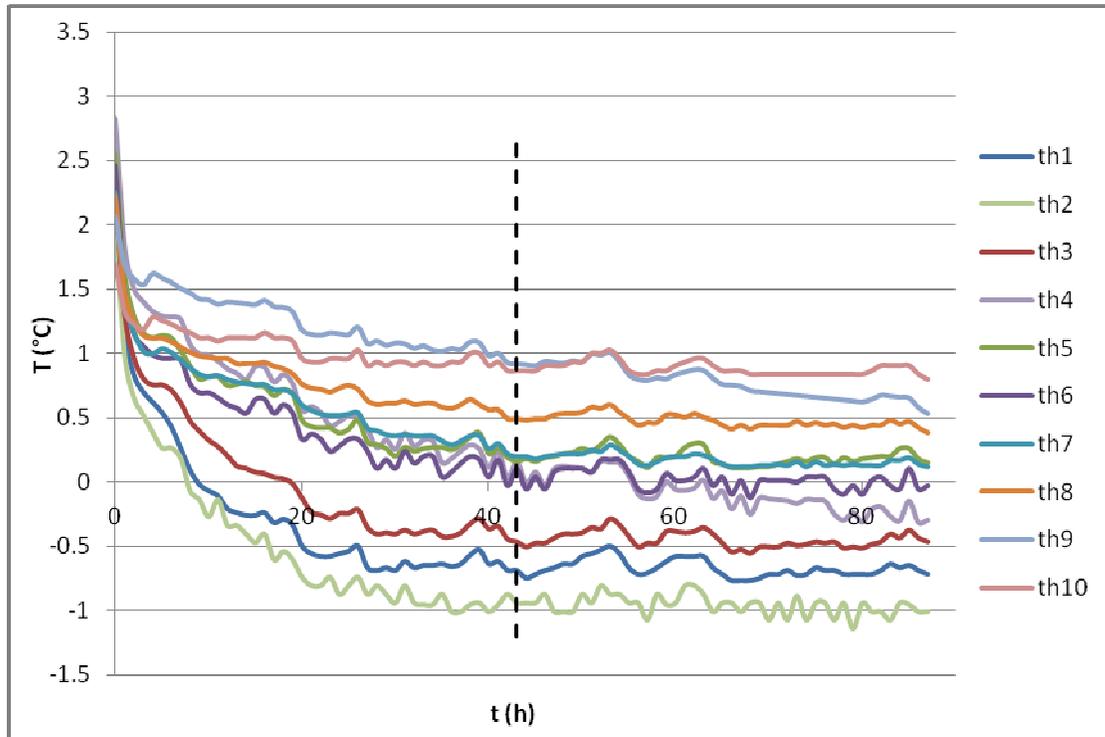
Réalisé par : Carl Moniz
Date : 20 septembre 2011

Approuvé par : Félix Doucet, ing. M.Sc.A.
Date : 20 septembre 2011

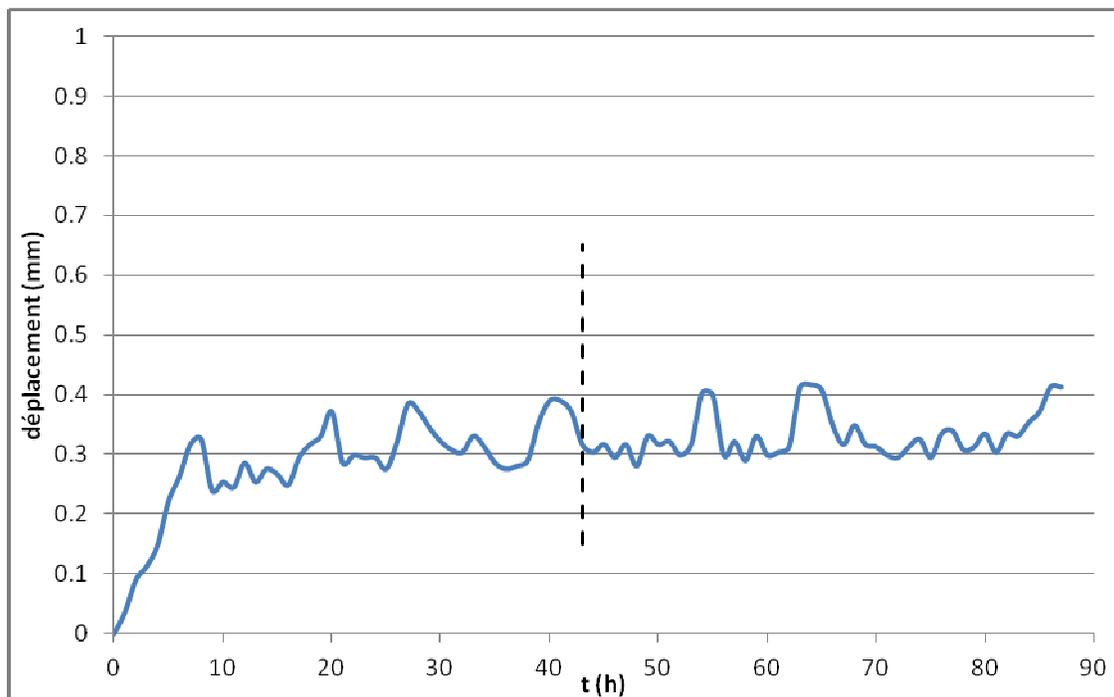
Annexe 2 – Détermination du potentiel de ségrégation

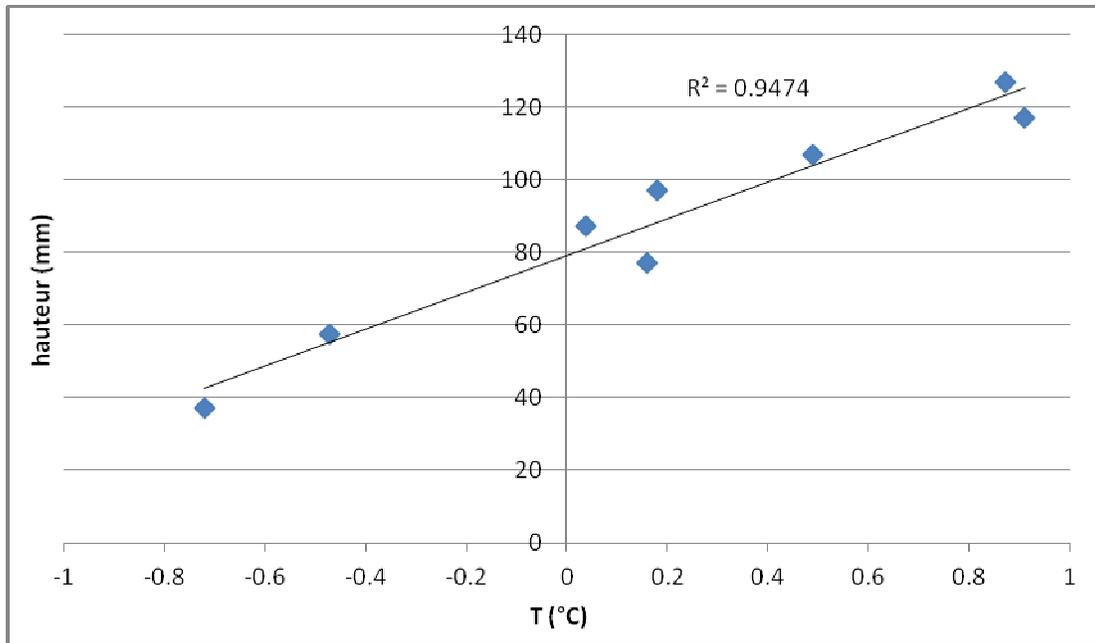
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

Granulat naturel (GN) ; gneiss granitique



$T_{soul.} = 0,0045 \text{ mm/h}$





à T_p

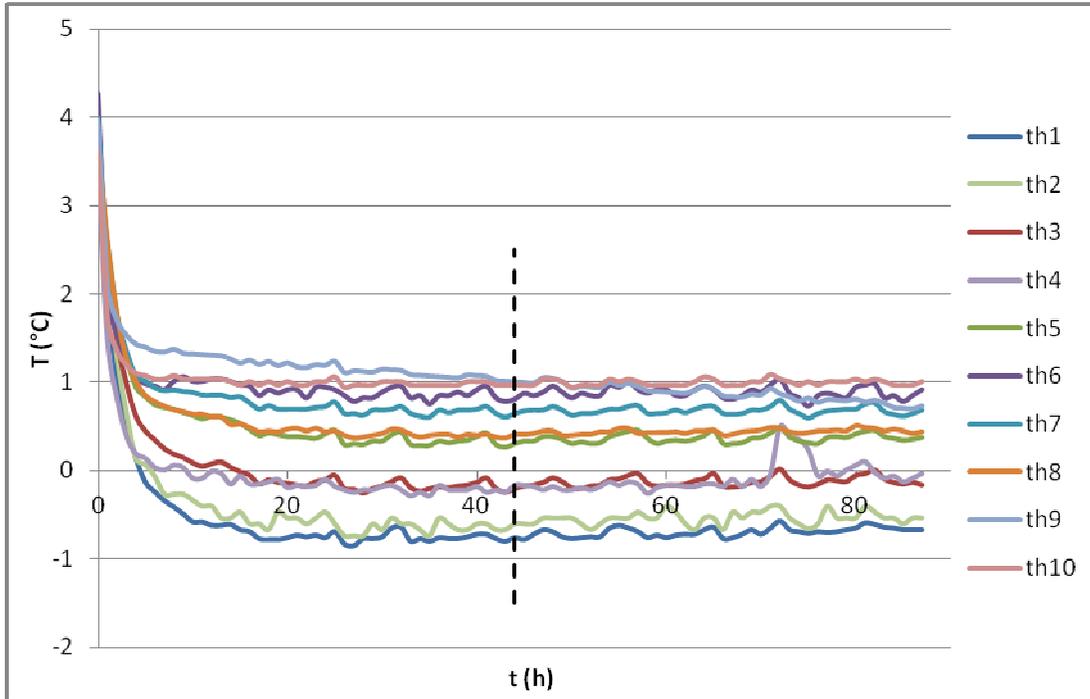
T (°C)	H (mm)	
-0,72	37,283	th1
-0,94	47,243	th2
-0,47	57,338	th3
0,075	67,218	th4
0,16	77,213	th5
0,038	87,118	th6
0,18	97,173	th7
0,49	106,943	th8
0,91	117,138	th9
0,87	127,028	th10

penete (ϕ) = 0,01935 °C/mm

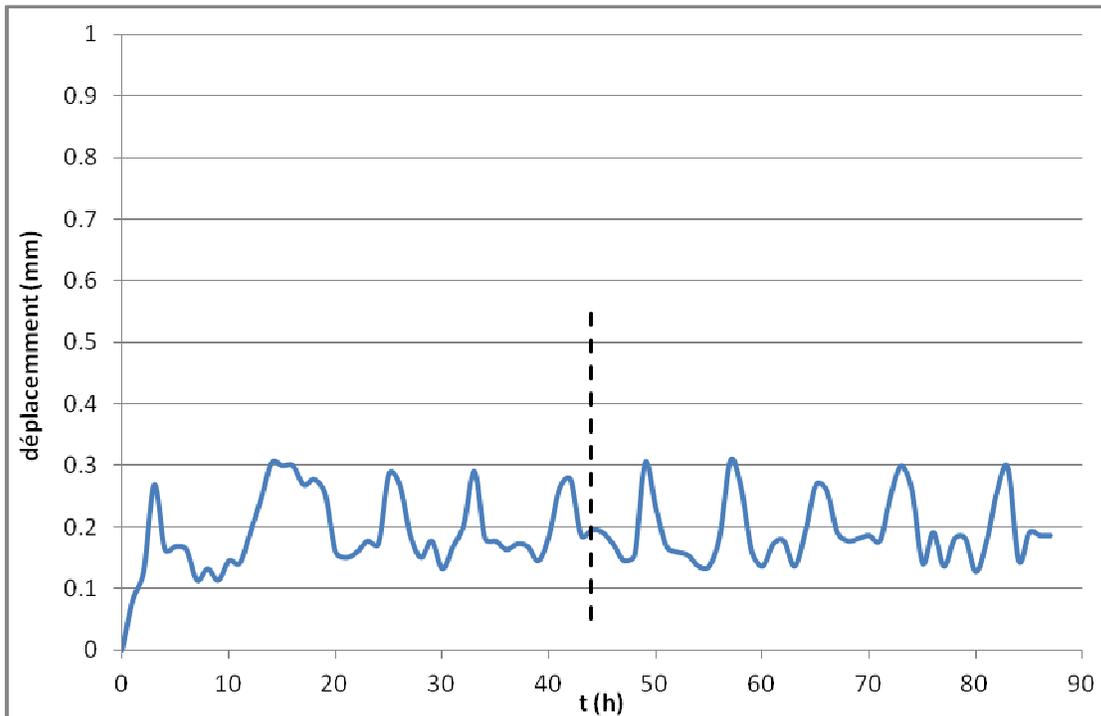
SP = 5,12 mm²/°C . jour

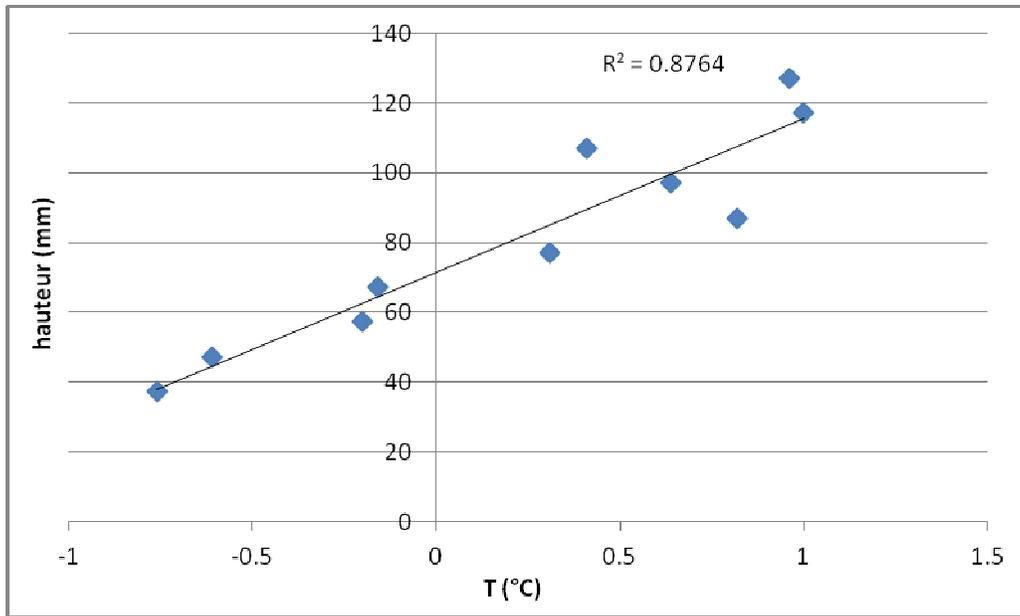
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

Enrobés Bitumineux (EB)



T soul. = 0,0025 mm/h





à T_p

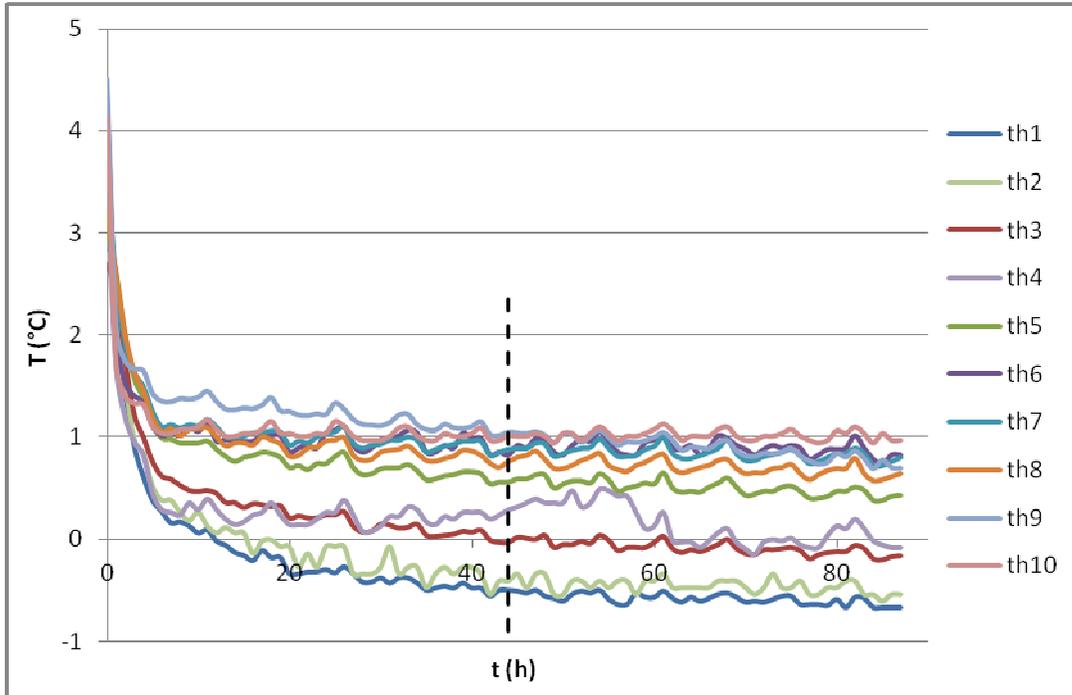
T (°C)	H (mm)	
-0,76	37,283	th1
-0,61	47,243	th2
-0,2	57,338	th3
-0,16	67,218	th4
0,31	77,213	th5
0,82	87,118	th6
0,64	97,173	th7
0,41	106,943	th8
1	117,138	th9
0,96	127,028	th10

penne (ϕ) = 0,02504 °C/mm

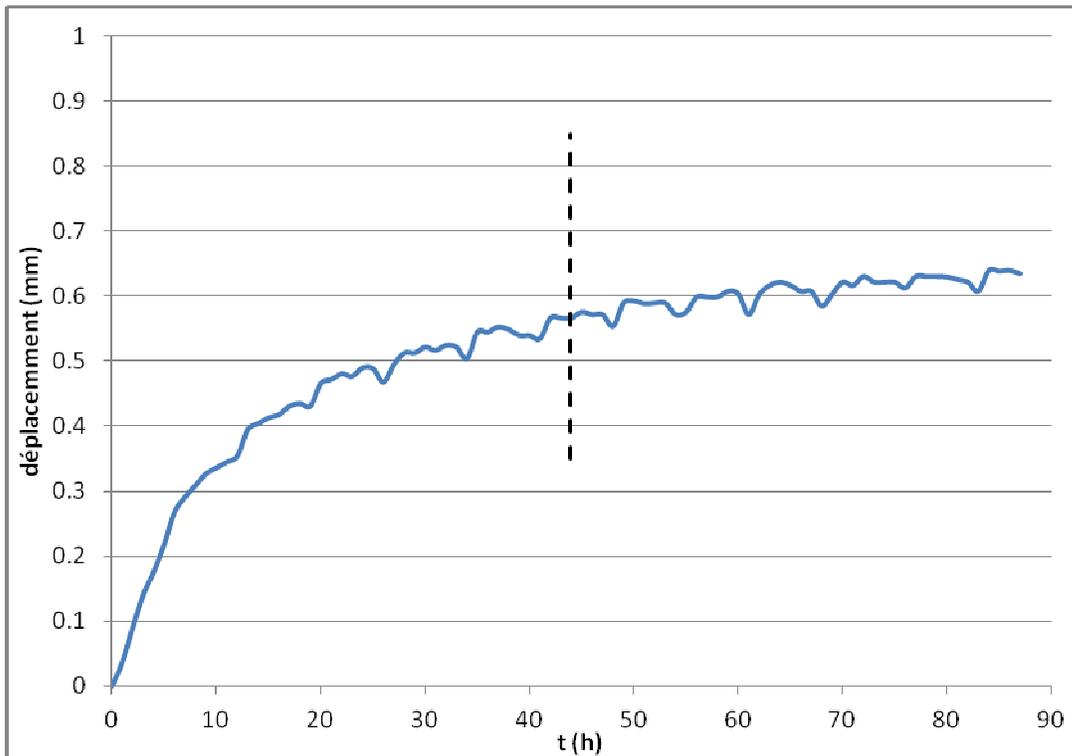
SP = 2,20 mm²/°C . jour

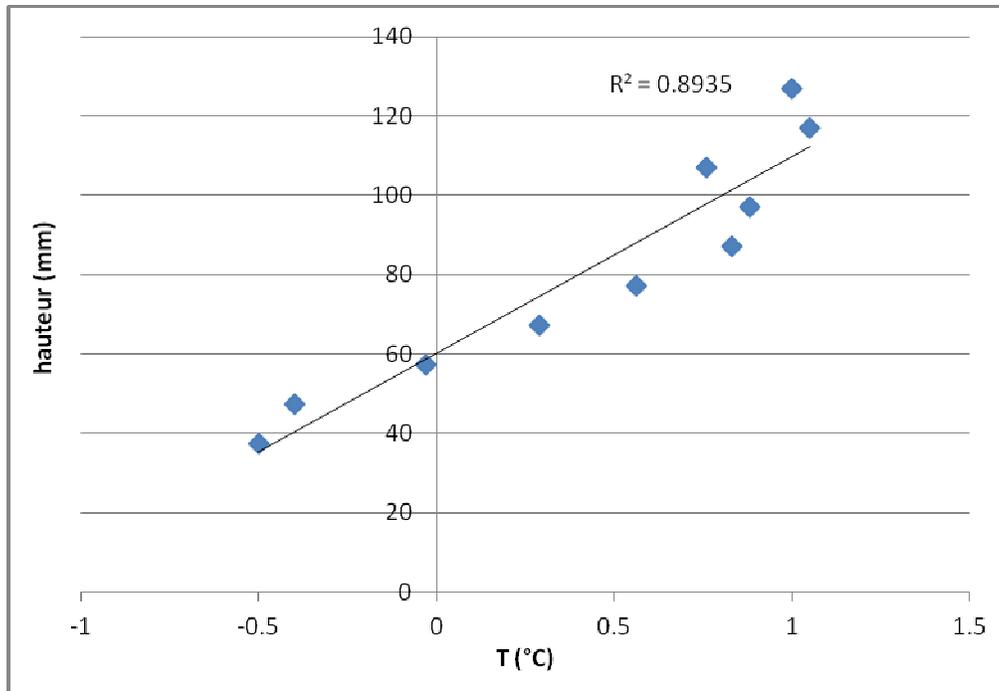
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

Béton concassé (BC)



$T_{soul.} = 0,0045 \text{ mm/h}$





à Tp

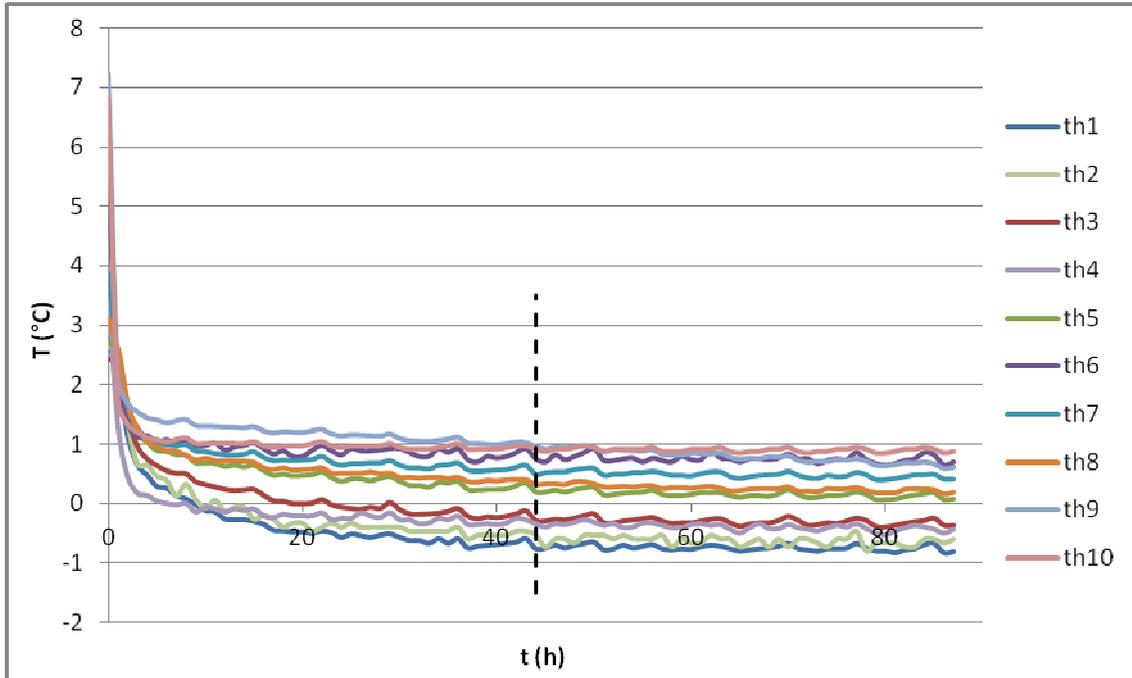
T (°C)	H (mm)	
-0,5	37,283	th1
-0,4	47,243	th2
-0,03	57,338	th3
0,29	67,218	th4
0,56	77,213	th5
0,83	87,118	th6
0,88	97,173	th7
0,76	106,943	th8
1,05	117,138	th9
1	127,028	th10

pente (ϕ)= 0,02078 °C/mm

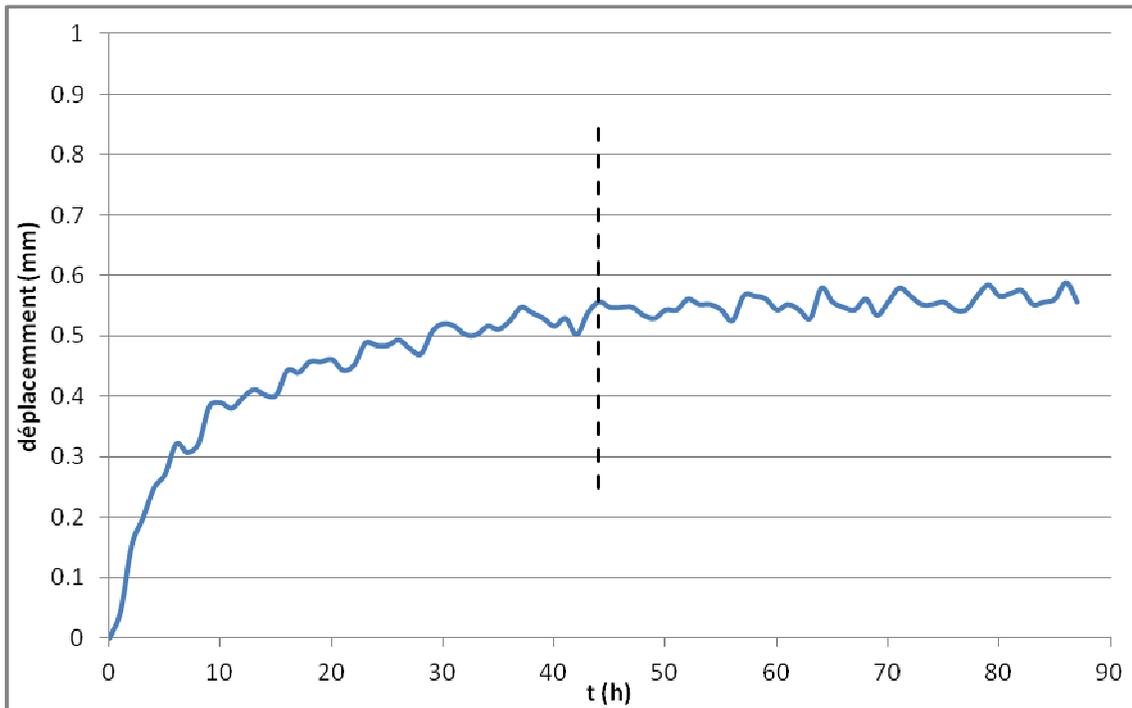
SP = 4,77 mm²/°C . jour

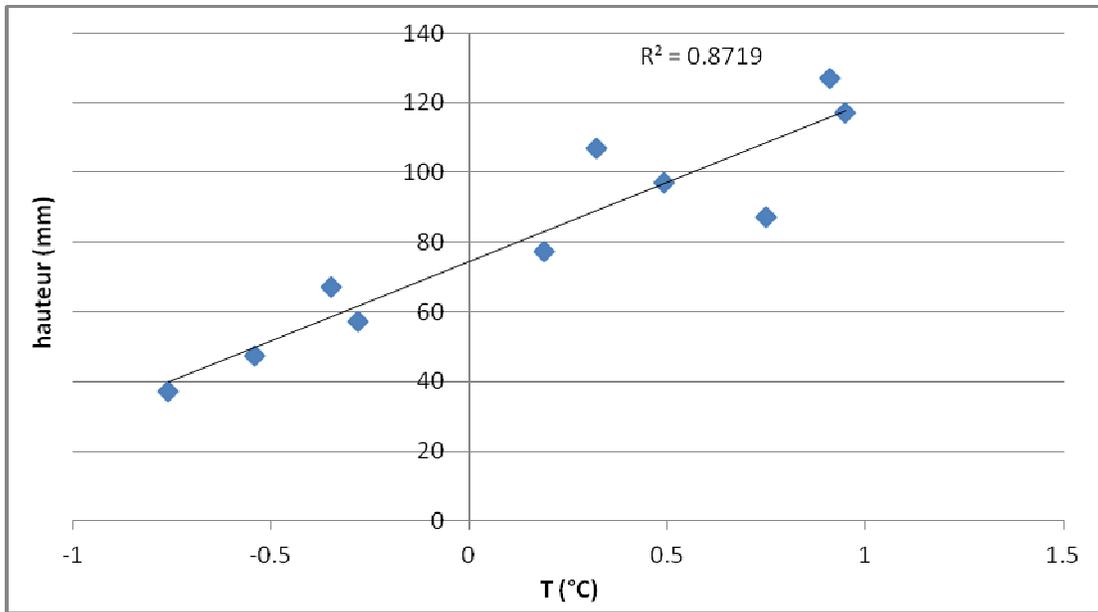
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

MR2



T soul. = 0,0045 mm/h





à Tp

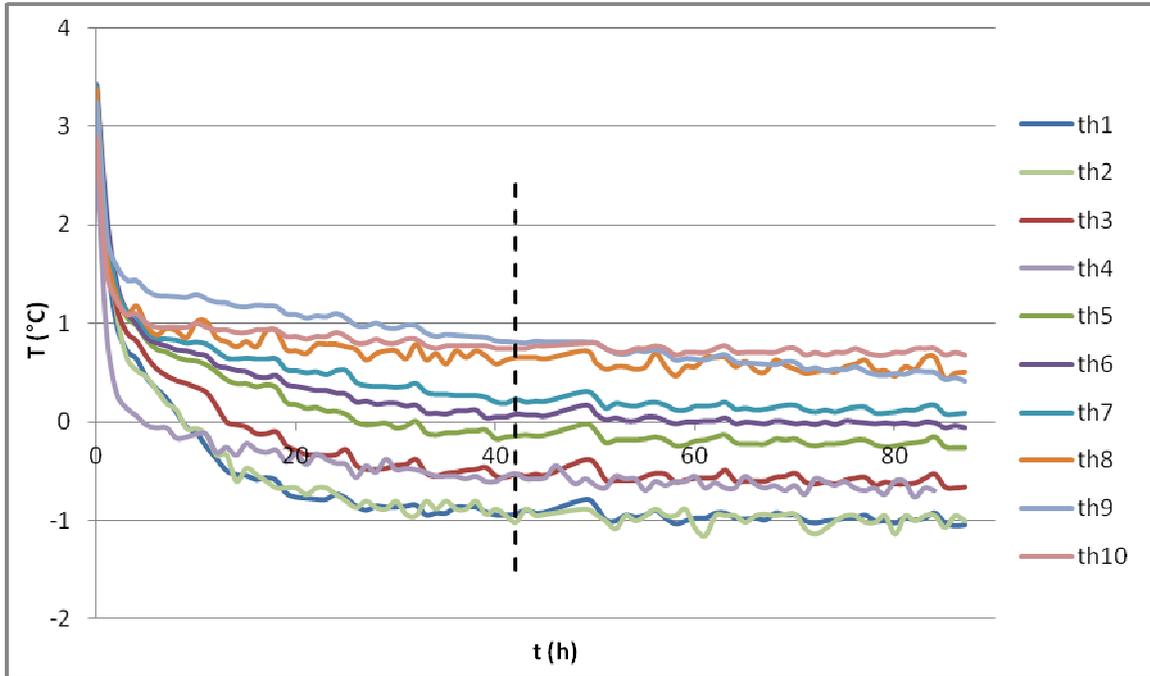
T (°C)	H (mm)	
-0,76	37,283	th1
-0,54	47,243	th2
-0,28	57,338	th3
-0,35	67,218	th4
0,19	77,213	th5
0,75	87,118	th6
0,49	97,173	th7
0,32	106,943	th8
0,95	117,138	th9
0,91	127,028	th10

penne (ϕ)= 0,01782 °C/mm

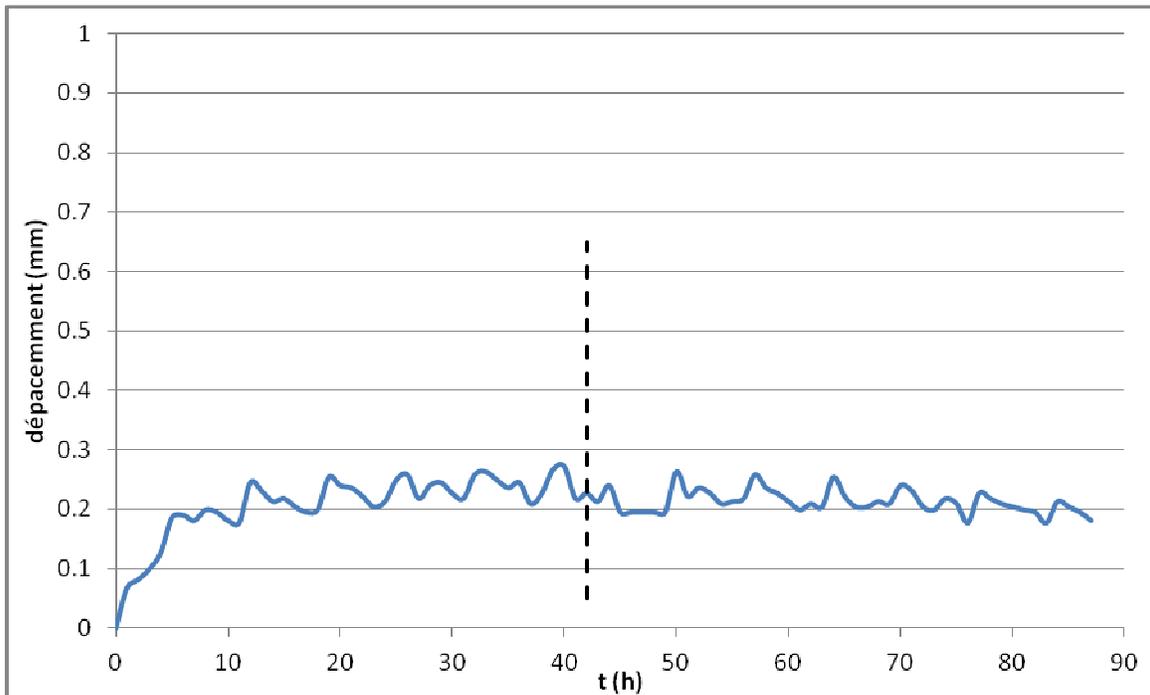
SP = 5,56 mm²/°C . jour

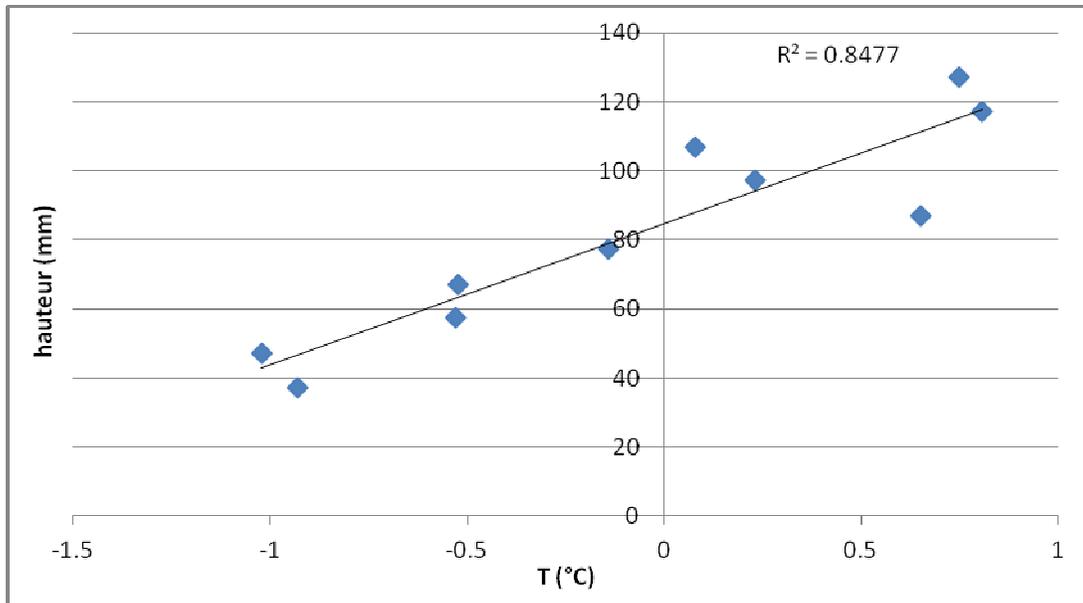
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

MR3



T soul. = 0,0025 mm/h





à Tp

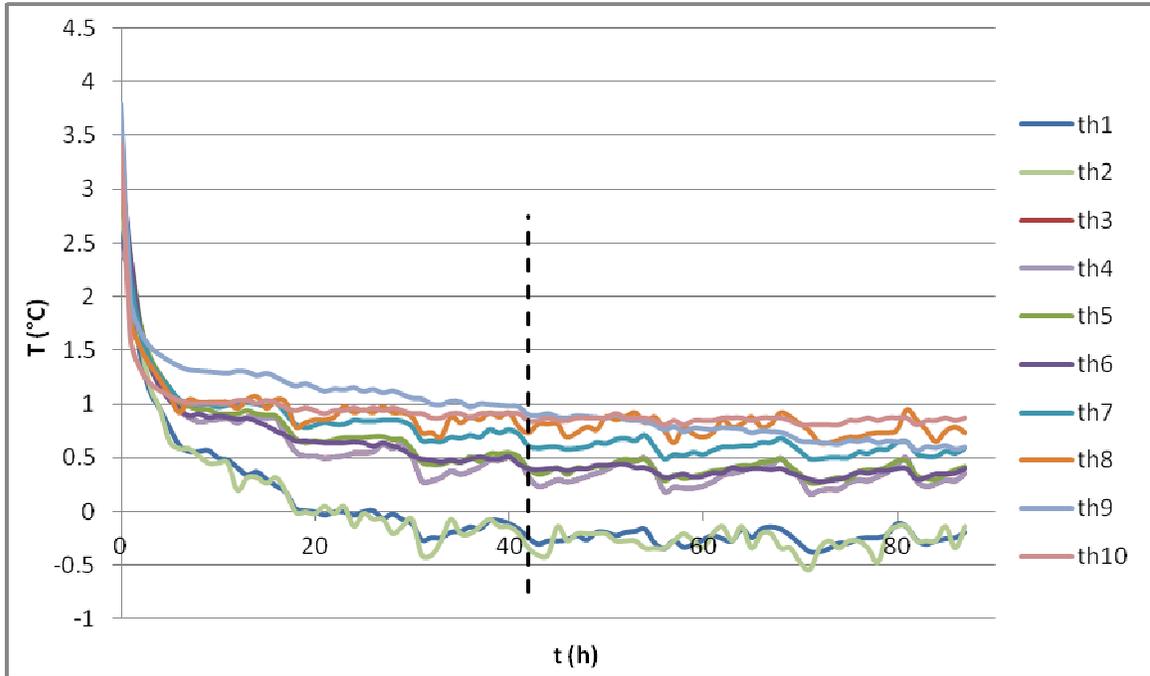
T (°C)	H (mm)	
-0,93	37,283	th1
-1,022	47,243	th2
-0,53	57,338	th3
-0,523	67,218	th4
-0,14	77,213	th5
0,65	87,118	th6
0,23	97,173	th7
0,08	106,943	th8
0,808	117,138	th9
0,748	127,028	th10

penne (ϕ)= 0,01854 °C/mm

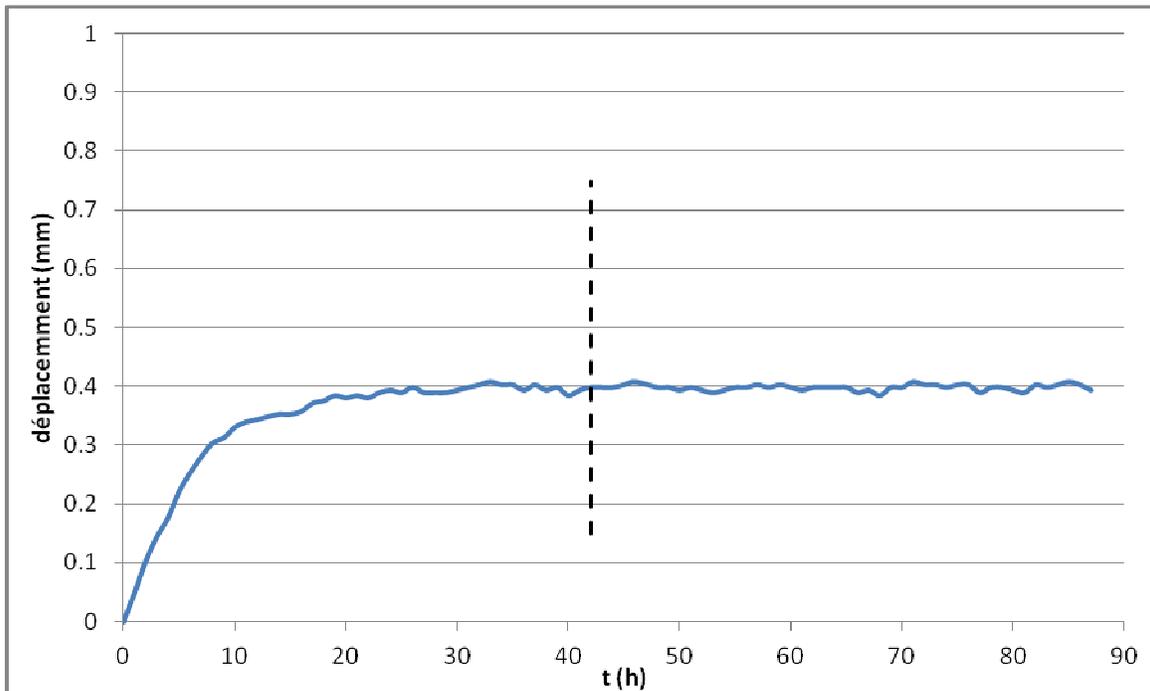
SP = 2,97 mm²/°C . jour

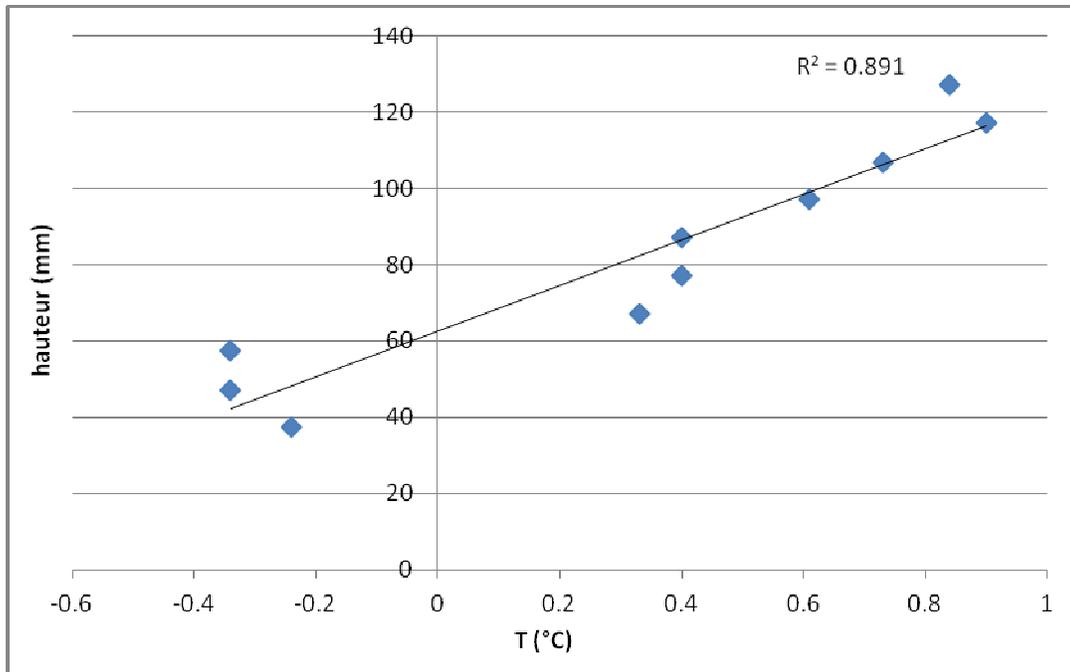
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

MR4



T soul. = 0,0025 mm/h





à Tp

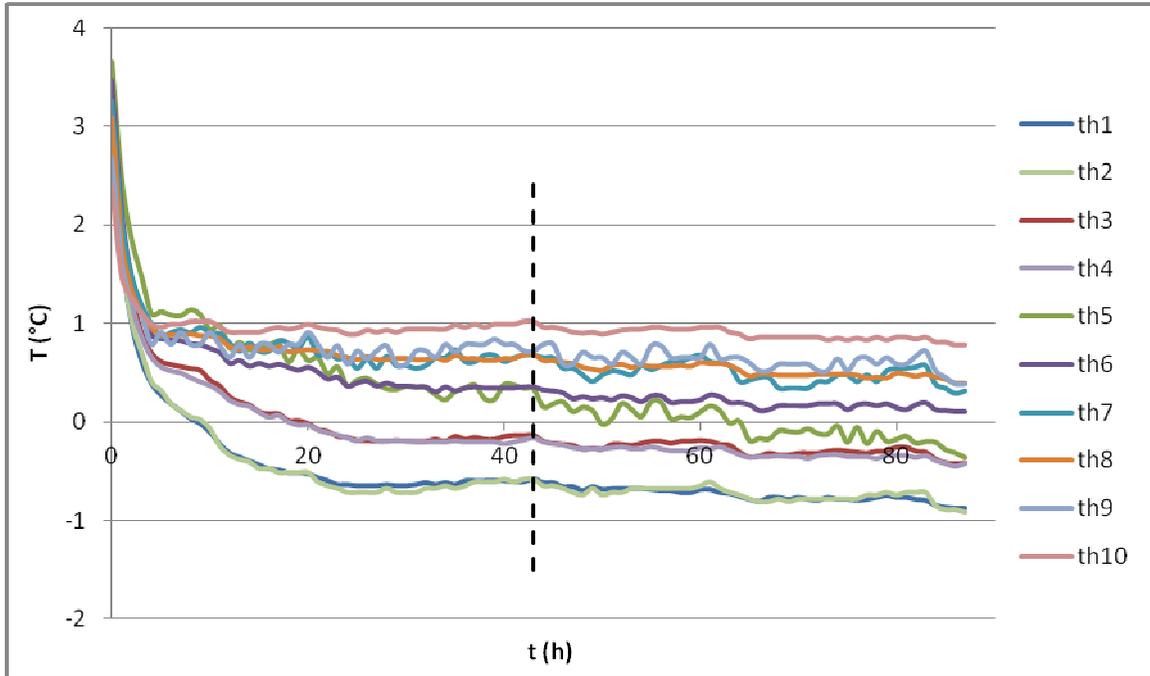
T (°C)	H (mm)	
-0,24	37,283	th1
-0,34	47,243	th2
-0,34	57,338	th3
0,33	67,218	th4
0,4	77,213	th5
0,4	87,118	th6
0,61	97,173	th7
0,73	106,943	th8
0,9	117,138	th9
0,84	127,028	th10

penste (ϕ)= 0,01856 °C/mm

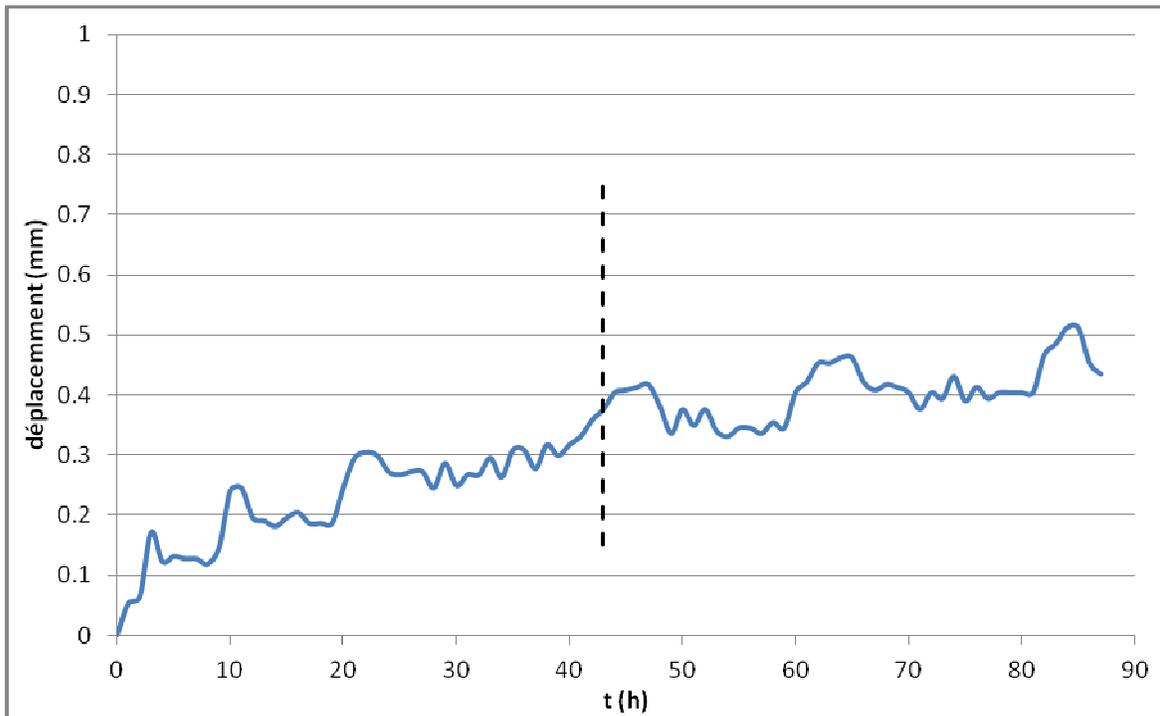
SP = 2,97 mm²/°C . jour

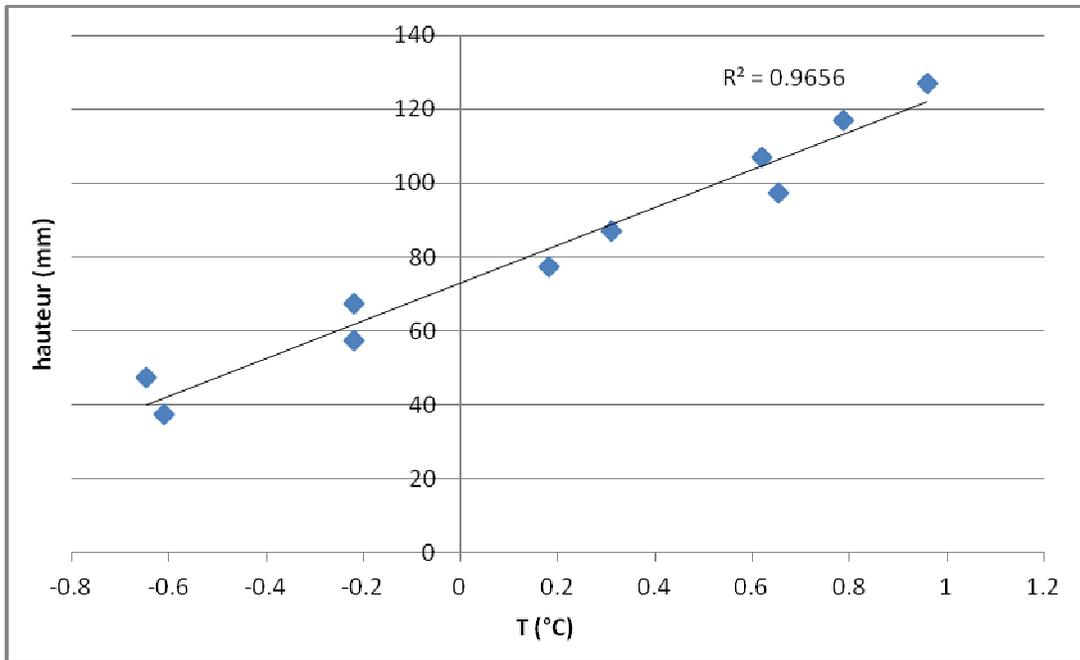
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

MR5



$T_{\text{soul.}} = 0,0045 \text{ mm/h}$





à T_p

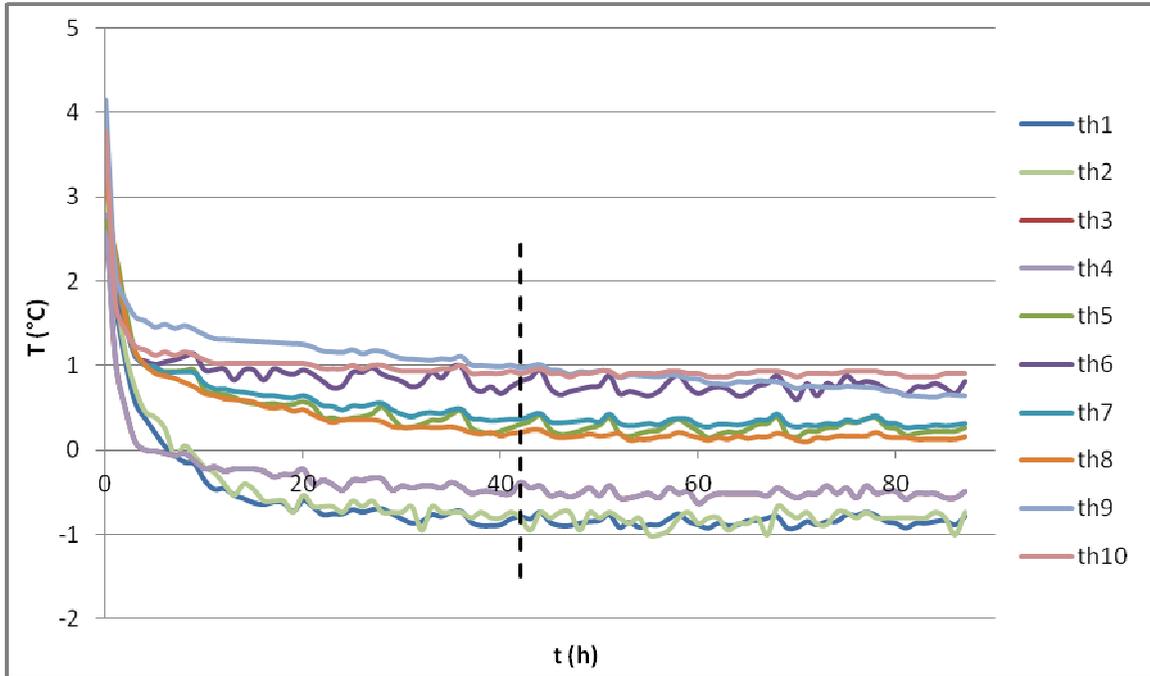
T (°C)	H (mm)	
-0,61	37,283	th1
-0,646	47,243	th2
-0,22	57,338	th3
-0,22	67,218	th4
0,182	77,213	th5
0,31	87,118	th6
0,654	97,173	th7
0,62	106,943	th8
0,789	117,138	th9
0,96	127,028	th10

penne (ϕ)= 0,01780 °C/mm

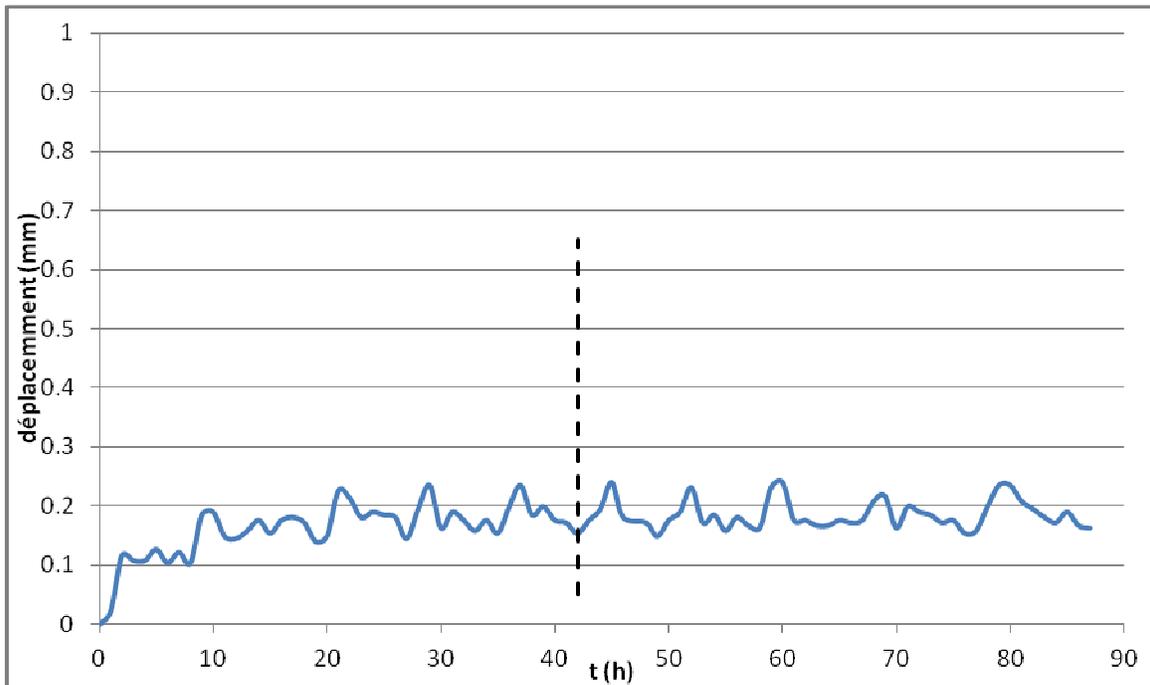
SP = 5,57 mm²/°C . jour

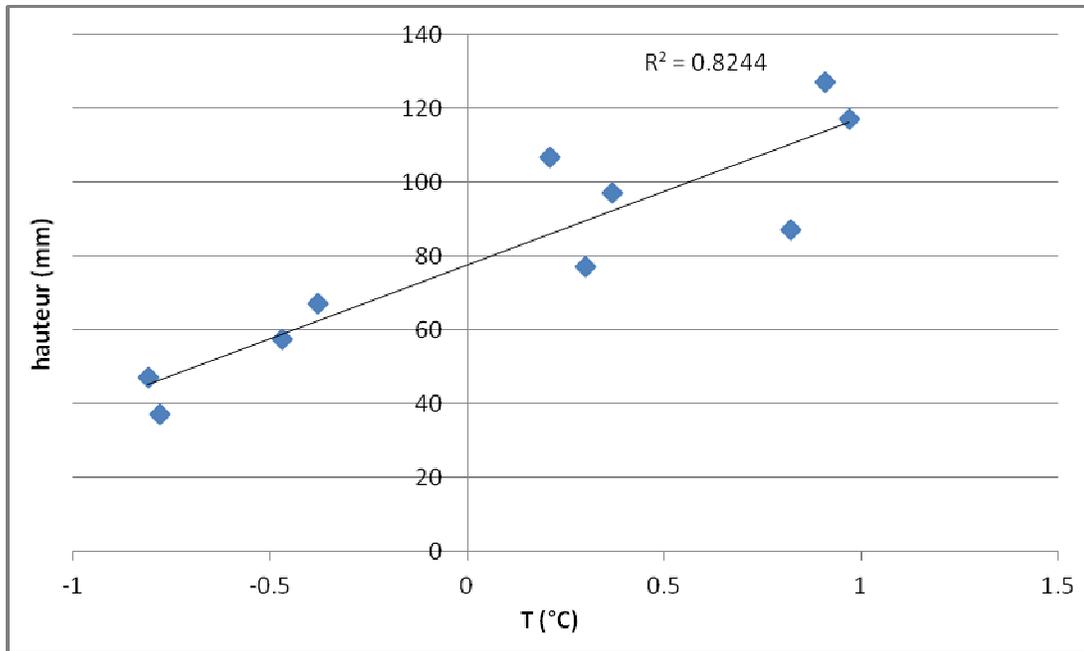
Détermination du potentiel de ségrégation d'un sol, SP (LC 22-331)

MR6



$T_{\text{soul.}} = 0,0020 \text{ mm/h}$





à Tp

T (°C)	H (mm)	
-0,78	37,283	th1
-0,81	47,243	th2
-0,47	57,338	th3
-0,38	67,218	th4
0,3	77,213	th5
0,82	87,118	th6
0,37	97,173	th7
0,21	106,943	th8
0,97	117,138	th9
0,91	127,028	th10

penne (ϕ)= 0,02109 °C/mm

SP = 2,088 mm²/°C . jour