

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 LE CONTEXTE.....	7
1.1 Le contexte routier québécois	7
1.1.1 Chaussées.....	7
1.1.2 Géologie.....	10
1.1.3 Climat.....	12
1.2 Le traitement aux liants hydrauliques.....	13
1.2.1 Historique du traitement au Québec	14
1.2.2 Liants hydrauliques.....	17
1.2.2.1 La chaux.....	17
1.2.2.2 Le ciment	17
1.2.2.3 Liants hydrauliques routiers (LHR).....	19
1.2.3 Applications	20
1.2.3.1 Sols d'infrastructure.....	20
1.2.3.2 Fondations de chaussée.....	21
1.2.3.3 Autres applications.....	21
CHAPITRE 2 LA FORMULATION DES SOLS-CIMENT	23
1.3 Les méthodes de formulation.....	23
1.3.1 PCA (1992).....	23
1.3.2 US Army Corps of Engineers (1994, révisé 2004).....	25
1.3.3 Guthrie W., Sebesta S. et Scullion T. (2002).....	27
1.3.4 CRR (2009).....	29
1.3.5 CimBéton (2009)	31
1.3.6 NCHRP (2014).....	35
1.3.7 Comparatif des méthodes de formulation	39
1.4 Les facteurs d'influence.....	40
1.4.1 Nature chimique et minéralogique.....	41
1.4.2 Granulométrie et texture	45
1.4.3 Eau naturelle et incorporée	47
1.4.4 Relations de compacité	48
1.4.5 Résistance et module.....	49
1.4.6 Sensibilité au gel	50
1.4.7 Sensibilité à l'eau	51
1.4.8 Retrait.....	52
1.4.9 Fatigue.....	53
1.4.10 Synthèse des facteurs d'influence.....	55
1.5 Les moyens expérimentaux.....	56
1.5.1 Essais <i>in situ</i> à la plaque	57
1.5.2 Essais en laboratoire	59

CHAPITRE 3	MÉTHODOLOGIE.....	61
1.6	Présentation du projet	61
1.6.1	Planche d'essais	61
1.6.2	Chronologie.....	63
1.6.3	Matériaux	65
1.7	Sélection et planification des essais.....	67
1.7.1	Données mesurées – Projet de recherche.....	67
1.7.1.1	Plan expérimental.....	69
1.7.2	Données supplémentaires – Partenaire industriel	70
1.8	Méthodes d'expérimentation	73
1.8.1	Essais <i>in situ</i>	73
1.8.1.1	Essais à la plaque	73
1.8.2	Essais en laboratoire	77
1.8.2.1	Granulométrie	77
1.8.2.2	Préparation, dosage et malaxage.....	78
1.8.2.3	California Bearing Ratio (CBR)	82
1.8.2.4	Résistance à la compression.....	83
1.8.2.5	Altération au gel-dégel.....	84
1.8.2.6	Altération au séchage-mouillage.....	87
CHAPITRE 4	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS.....	89
1.9	Essais <i>in situ</i>	89
1.9.1	Environnement de réalisation de la planche d'essais.....	89
1.9.2	Essais à la plaque	90
1.9.3	Essais au nucléodensimètre.....	94
1.9.4	Hétérogénéité de surface.....	97
1.10	Essais en laboratoire	99
1.10.1	Granulométrie	100
1.10.2	Analyse chimique.....	102
1.10.3	California Bearing Ratio (CBR)	104
1.10.4	Résistance à la compression.....	107
1.10.5	Altération au gel-dégel.....	Erreur ! Signet non défini.
1.10.6	Altération au séchage-mouillage.....	115
1.10.7	Relation masse volumique et teneur en eau	120
CHAPITRE 5	INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS	125
1.11	Analyse des résultats.....	125
1.11.1	Analyse des résultats <i>in situ</i>	125
1.11.2	Analyse chimique.....	128
1.11.3	Relation de compacité.....	128
1.11.4	<i>California Bearing Ratio</i> (CBR).....	129
1.11.5	Résistance à la compression.....	130
1.11.6	Altération au gel-dégel.....	130
1.11.7	Altération au séchage-mouillage.....	132
1.12	Synthèse de l'analyse.....	134

1.13 Conception structurale	135
CONCLUSION.....	139
RECOMMANDATIONS	141
ANNEXE I RÉSULTATS DES ESSAIS CBR	143
ANNEXE II RÉSULTATS D’ESSAIS GEL-DÉGEL ASTM D560.....	155
ANNEXE III RÉSULTATS D’ESSAIS GEL-DÉGEL « CONGÉLATEUR AUTOMATIQUE ».....	161
ANNEXE IV RÉSULTATS D’ESSAIS SÉCHAGE-MOILLAGE ASTM D559	165
ANNEXE V RÉSULTATS D’ESSAIS SÉCHAGE-MOILLAGE ASTM D4843	171
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	177

LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Distribution du réseau routier québécois par institutions et fonctions.....	8
Tableau 1.2	Dépôts québécois communs.....	10
Tableau 1.3	Température moyenne des États américains nordiques utilisant le traitement des sols.....	13
Tableau 2.1	Synthèse des critères relatifs à la conception du dosage.....	25
Tableau 2.2	Sélection du dosage initial en ciment selon la classification du sol	26
Tableau 2.3	Critère de sélection du dosage optimal basé sur la UCS et la durabilité ...	27
Tableau 2.4	Synthèse des critères relatifs à la conception du dosage.....	28
Tableau 2.5	Synthèse des critères relatifs à la stabilisation	30
Tableau 2.6	Synthèse des critères relatifs au traitement hydraulique.....	34
Tableau 2.7	Propriétés des matériaux et essais relatifs.....	36
Tableau 2.8	Comparatif des méthodes de formulation	40
Tableau 2.9	Différents seuils de teneur en soufre exprimés en sulfates (SO ₃).....	43
Tableau 2.10	Capacité d'échange cationique (CEC) de diverses natures argileuses.....	44
Tableau 2.11	Valeurs typiques de UCS (<i>Unconfined compressive strength</i>) en psi	50
Tableau 2.12	Synthèse des facteurs d'influence,.....	56
Tableau 2.13	Comparatif des essais à la plaque française et américaine	58
Tableau 2.14	Moyens d'identification des matériaux.....	59
Tableau 2.15	Moyens d'auscultation de l'aptitude au traitement.....	59
Tableau 2.16	Moyens d'auscultation des performances à courts et longs termes	60
Tableau 3.1	Synthèse chronologique de l'étude exploratoire de la planche d'essais	64
Tableau 3.2	Phases du plan expérimental, essais et procédures – Données du projet de recherche	68

Tableau 3.3	Phases du plan expérimental, essais et procédures – Données supplémentaires.....	71
Tableau 3.4	Recommandations de la vitesse de chargement de l'essai à la plaque	76
Tableau 3.5	Matériau #1 : Pierre – Masses avant et après séchage à 60 °C	80
Tableau 3.6	Matériau #2 : Remblai – Masses avant et après séchage à 60 °C	80
Tableau 3.7	Proportions en masses et en pourcentages des différents dosages.....	81
Tableau 3.8	Caractéristiques du marteau électrique pour la compaction des cylindres	83
Tableau 3.9	Essais d'altération au gel-dégel : ASTM D560 et Congélateur automatique	86
Tableau 3.10	Essais d'altération au séchage-mouillage : ASTM D559 et ASTM D4843	88
Tableau 4.1	Résultats des essais à la plaque – Plaque entière (400 m ² /essai)	92
Tableau 4.2	Résultats des essais à la plaque – Essais rapprochés (80 m ² /essai)	92
Tableau 4.3	Résultats des essais chimiques – Échantillons des puits d'exploration ...	103
Tableau 4.4	Résultats des essais chimiques – Échantillons du sol avant-traitement ..	103
Tableau 4.5	Résistances à la compression à 7 et 28 jours pour les échantillons prélevés lors de la réalisation – Partenaire industriel.....	110
Tableau 4.6	Résistances à la compression à 7 et 28 jours pour les échantillons par carottage – Partenaire industriel	110
Tableau 5.1	Synthèses des résultats <i>in situ</i> regroupés	126

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Classes de textures des sols.....	11
Figure 2.2	Effets d'un liant hydraulique sur la plasticité des sols.....	47
Figure 2.3	Sollicitation dans la chaussée par l'effet d'un effort de chargement.....	53
Figure 3.1	Schématisation de la planche d'essais – Vue en plan.....	62
Figure 3.2	Conception structurale proposée – Zones de la planche d'essais.....	63
Figure 3.3	Matériau #1 - Granulométries - Pierre concassée de surface, bien étalée avec particules fines de sable et de silt non plastique.....	66
Figure 3.4	Matériau #2 - Granulométries – Remblai de sable silteux (USCS).....	66
Figure 3.5	Schéma du plan expérimental.....	70
Figure 3.6	Photo de l'essai de portance à la plaque.....	74
Figure 3.7	Plan de localisation des échantillons granulaires sur la planche d'essais.....	79
Figure 3.8	Photo de l'échantillon 7-M1 D560 A/B – Cycle 0.....	85
Figure 4.1	Schéma de localisation des essais à la plaque.....	91
Figure 4.2	Essais à la plaque française – Modules de chargement statique pour la section dosée à 7% de ciment.....	93
Figure 4.3	Essais à la plaque française – Modules de chargement statique pour la section dosée à 5% de ciment.....	94
Figure 4.5	Essais au nucléodensimètre – Masses volumiques sèches, humides et leurs teneurs en eau - Zone à 7% de ciment.....	96
Figure 4.6	Essais au nucléodensimètre – Masses volumiques sèches, humides et leurs teneurs en eau - Zone à 5% de ciment.....	96
Figure 4.8	Photo type d'une surface « lisse ».....	97
Figure 4.9	Photo type d'une surface « mixte ».....	98
Figure 4.10	Photo type d'une surface « granulaire ».....	98

Figure 4.7	Schématisation de l'hétérogénéité de surface	99
Figure 4.11	Courbe granulométrique - Matériaux #1 et #2 combinés	100
Figure 4.12	Photos des proportions granulaires par tamisage.....	101
Figure 4.13	Courbe granulométrique – Matériau granulaire de surface échantillonné avant traitement.....	102
Figure 4.14	Courbe contrainte-enfoncement au CBR initial – Exemple du mélange 3-M1 (3% ciment/ 10,67% eau).....	104
Figure 4.15	Évolution du California Bearing Ratio initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 3% de ciment.....	105
Figure 4.16	Évolution du California Bearing Ratio initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 5% de ciment.....	106
Figure 4.17	Évolution du California Bearing Ratio initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 7% de ciment.....	107
Figure 4.18	Résistance à la compression à 28 jours de cure des mélanges à 3%, 5% et 7% de ciment - Échantillons du projet de recherche	108
Figure 4.19	Résistance à la compression à 7 et 28 jours pour les dosages de l'étude préliminaire des proportions granulaires – Partenaire industriel	109
Figure 4.20	Altération aux cycles de gel-dégel selon la norme ASTM D560 – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 3% de ciment ...	111
Figure 4.21	Altération aux cycles de gel-dégel selon la norme ASTM D560 – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment ...	112
Figure 4.22	Altération aux cycles de gel-dégel selon la norme ASTM D560 – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment ...	112
Figure 4.23	Altération au gel-dégel au congélateur à cycles automatiques – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment ...	113
Figure 4.24	Altération au gel-dégel au congélateur à cycles automatiques – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment ...	114
Figure 4.25	Altération au gel-dégel – Synthèse des cycles supporté par les méthodes ASTM D560 et au congélateur à cycles automatiques.....	115

Figure 4.26	Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D559 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 3% de ciment.....	116
Figure 4.27	Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D559 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment.....	116
Figure 4.28	Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D559 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment.....	117
Figure 4.29	Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D4843 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 3% de ciment.....	118
Figure 4.30	Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D4843 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment.....	118
Figure 4.31	Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D4843 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment.....	119
Figure 4.32	Altération au séchage-mouillage – Synthèse du pourcentage de la diminution de la masse au cycle 12 – Méthodes ASTM D559 et ASTM D4843.....	120
Figure 4.33	Comparatif de la teneur en eau réelle et de conception	121
Figure 4.34	Moyennes des masses volumiques humides et sèches par mélange de sol-ciment.....	122
Figure 4.35	Relation teneur en eau et masse volumique sèche – Mélanges à 3% (gauche) et 5% (droite) de ciment.....	123
Figure 4.36	Relation teneur en eau et masse volumique sèche – Mélanges à 7% de ciment	123
Figure 5.1	Évolution du <i>California Bearing Ratio</i> initial et à 4 jours d’immersion selon la teneur en eau – Conception à 3%, 5% et 7% de ciment.....	129
Figure 5.2	Cycles de gel-dégel supportés moyens par teneur en eau et par dosage en ciment – ASTM D560 (gauche) et Congélateur automatique (droite).....	132

Figure 5.3 Pertes de masse sur la masse initiale par cycles de séchage-mouillage –
ASTM D559 (gauche) et ASTM D4843 (droite).....133

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACRGTQ	Association des constructeurs de routes et grands travaux du Québec
AFNOR	Association française de normalisation
ARA	Australian Railway Association
ASTM	American Standard Test Method
BNQ	Bureau de normalisation du Québec
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CEC	Coefficient d'échange cationique
CRR	Centre de recherches routières
CSA	Canadian Standards Association
IRDA	Institut de recherche et de développement agroenvironnemental
LHR	Liant hydraulique routier
MEPDG	<i>Mechanistic-empirical pavement design guide</i>
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NLA	National Lime Association
PCA	Portland Cement Association
USACE	United States Army Corps of Engineers
USCS	Unified Soil Classification System
USDA	United States Department of Agriculture

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉ GÉOMÉTRIQUE

Longueur

m	mètre
cm	centimètre
mm	millimètre
µm	micromètre

UNITÉ DE MASSE

Masse

kg	kilogramme
g	gramme
mg	milligramme

masse volumique

kg/m ³	kilogramme par mètre cube
g/cm ³	gramme par centimètre cube

UNITÉ DE FORCE

Force

kN	kilonewton
N	newton

Contrainte, pression

MPa	mégapascal
kPa	kilopascal
psi	livre-force par pouce carré

Module

E	module élastique (MPa)
EV2	module statique à la plaque (MPa)
k	module de réaction (kN/m)
Mr	module de résilience

UNITÉ CALORIFIQUE

°C	degré celsius
----	---------------

INTRODUCTION

La durabilité d'une route s'obtient par une conception optimisée qui vient répondre directement aux besoins définis par son contexte. L'hétérogénéité des sols, les conditions climatiques, l'utilisation par l'utilisateur et l'environnement immédiat font tous partie intégrante du contexte propre à une chaussée. La performance technique, financière et environnementale sera alors garantie par une vision globale du système. Ainsi, le matériau au cœur de la fondation est tout aussi primordial que les ramifications du réseau routier parcourant l'ensemble d'un territoire.

0.1 Contexte

Au Québec, le réseau routier s'échelonne sur quelques 185 000 kilomètres de routes, chemins et voies d'accès (MTMDET, 2008). L'industrie québécoise est intimement liée au transport de marchandises par véhicules lourds, notamment à cause de la proximité frontalière avec les États-Unis. En 2016, 77% des échanges internationaux entre le Québec et les États-Unis convergeaient par camions lourds, soit environ 1,2 million de camions traversant la frontière annuellement (MTMDET, 2018a). En évolution constante, le nombre de véhicules lourds enregistrés sur le territoire québécois ne cesse d'augmenter. De 2000 à 2016, la croissance constatée fut de 24%, se perpétuant de plus en plus chaque année (SAAQ, 2017).

Combinons maintenant les caractéristiques spécifiques au contexte québécois : ce moteur économique névralgique, un vaste réseau fractionné sous plusieurs juridictions institutionnelles, des contraintes climatiques accrues de gel-dégel et un ensemble de sols de faibles portances. La résultante devient un défi de taille au développement d'une conception optimale, exposant la structure de la chaussée conventionnelle à bon nombre de problématiques. Par conséquent, il est plus que nécessaire de rechercher l'application de nouvelles technologies permettant une réponse mieux adaptée aux besoins.

Le présent mémoire explore l'une de ces technologies : l'amélioration au ciment des sols de fondation routière, communément appelée, les sols-ciment. Cette recommandation provient entre autres des projets de recherches effectués par Flon et Besner (1987) et Tremblay (1998).

0.2 Problématiques

Trois problématiques principales découlent de l'étude de la technologie des sols-ciment appliquée au contexte routier québécois. Pour mieux les définir, voici un descriptif pour chacune de celles-ci :

- 1) Utilisation de *méthodes* de conception des sols-ciment n'attestant pas des avancées actuelles et de la réalité in situ;

En premier lieu, la littérature internationale prolifère en guides de conception, études de cas et projets d'envergures utilisant la technologie. Il y a donc une véritable expertise se développant en concert avec son utilisation, entre autres, aux États-Unis (Wen et al., 2014), en France (Joseph Abdo & Serfass, 2009), en Belgique (CRR, 2009a), en Chine (P. Li, 2013), en Australie (Yeo & Nikraz, 2011), en Pologne (Buczyński & Lech, 2015) ainsi que d'autres provinces canadiennes (Sasanian, 2011; T. Smith, Barnes, & Zupko, 2014).

Un décalage dans les outils de conception actuellement utilisés au Québec au niveau de l'ingénierie des sols-ciment est à prendre en note. Le guide couramment utilisé par l'industrie est le *Soil-Cement Laboratory Handbook* de la *Portland Cement Association* (PCA, 1992). Ce dernier constitue une méthode de conception empirique et un dosage par abaques déduits de données antérieures à son année de parution, soit jusqu'en 1935. Il en ressort la première problématique de ce mémoire, soit une mauvaise considération des avancées des dernières années, combinée à la mauvaise compréhension du contexte in situ.

2) Mauvaise compréhension des *facteurs* de conception et de leurs applications;

Il y a un manque d'informations concrètes disponibles au Québec qui attestent de l'utilisation des sols-ciment, pouvant se traduire par une sous-utilisation. Ceci a pour effet de limiter non seulement la compréhension de la technologie, mais aussi son emploi par les institutions ayant moins de ressources en expertises routières. Selon l'étude réalisée par Pouliot, Savard, De Blois, et Boutonnet (2004), on conclut à une piètre performance d'une fondation en grave ciment (granulat grossier en fondation supérieure) en comparaison avec une chaussée traditionnelle. Le contexte unique de cette étude ainsi que la localisation et l'utilisation du traitement font en sorte que peu d'alternatives furent explorées, notamment pour les sols supports. Par conséquent, la définition des facteurs d'influence et leurs compréhensions nécessitent une clarification contextuelle.

3) Les *moyens* de conception actuels ne permettent pas l'optimisation de l'hétérogénéité extra et intra projet au Québec.

L'ingénierie des sols sur le territoire québécois est plutôt axée sur le retraitement en place. On parle alors de pulvérisation-stabilisation ou de décohéssionnement-stabilisation (Bergeron, 2006). L'exploration peu fréquente d'autres utilisations des liants hydrauliques provoque ainsi un questionnement sur leurs validités face aux contraintes de climats et de sols bien spécifiques au Québec. Il en découle une nécessité d'explorer les procédés dans une optique de conception flexible. Cette flexibilité assure l'optimisation à l'intérieur d'un projet routier, ainsi que sur son intégration à un ensemble de projets formant un tout durable.

0.3 Objectifs et hypothèses de recherche

Suivant la déduction des problématiques principales énoncées précédemment, l'objectif de ce projet est :

- La détermination des méthodes, facteurs et moyens de conception des sols-ciment et leurs applications au contexte routier québécois.

Ce dernier se décompose en trois sous-objectifs, constituant directement la logique d'exploration et de présentation du présent mémoire :

- 1) Définir les méthodes de conception actuelles des sols-ciment;
- 2) Définir les facteurs de conception adaptés au contexte routier in situ québécois; et
- 3) Définir et évaluer les moyens de conception et leurs applications concrètes dans un processus d'essais expérimentaux.

Il est possible de poser ici les hypothèses de recherche permettant la réalisation des différents objectifs. Elles seront ensuite confirmées ou infirmées lors de la conclusion de ce mémoire.

- 1) La conception conventionnelle proposée par la PCA (1992) s'applique au contexte québécois.
- 2) La technologie des sols-ciment est une solution adaptée au contexte québécois.
- 3) Les méthodes, facteurs et moyens de conception répondent à la réalité in situ, l'hétérogénéité, la durabilité et la performance mécanique du contexte de la chaussée.

0.4 Limitations

Par mesure de clarification, il est primordial d'établir les bornes du projet de maîtrise élaboré dans les chapitres suivants. Tout d'abord, le projet présente :

- 1) Une étude critique de la formulation du dosage des sols-ciment et leurs applications directes au contexte routier québécois;
- 2) La réalisation d'un protocole d'essais et d'une formulation du dosage dans le cadre d'un projet routier aux intrants spécifiques à ce dernier; et
- 3) La validation de la procédure de conception employée lors de l'expérimentation et sa critique.

De plus, pour limiter le rayon de recherche, le projet n'est pas :

- 1) L'étude approfondie des liants hydrauliques autres que le ciment;
- 2) L'étude de la conception des sols-ciment pour une application autre que routière; ou

3) La production d'un guide de conception structurale des sols-ciment.

0.5 Organisation du mémoire

Le présent mémoire suit une continuité logique s'échafaudant autour des trois objectifs de recherche, soient les méthodes, facteurs et moyens de conception. De cette façon, le premier chapitre fait état de la littérature actuelle en définissant le contexte routier québécois, l'étude du traitement hydraulique et la formulation des sols-ciment. Le deuxième chapitre est consacré à la méthodologie employée, notamment à la présentation du plan expérimental et des essais réalisés. Finalement, les résultats et leur interprétation seront ensuite présentés, suivis d'une synthèse critique de l'étude et ses recommandations.

CHAPITRE 1

LE CONTEXTE

1.1 Le contexte routier québécois

L'étude du contexte devient la première pierre à poser dans les fondements de la théorie qui sera par la suite explorée. Ainsi, par une meilleure compréhension des enjeux liés à ce contexte, les solutions seront plus enclines à répondre aux véritables besoins d'ingénieries. Cette section de la revue littéraire parcourt les chaussées québécoises, du réseau à la structure, puis de sa géologie et de ses climats nordiques.

1.1.1 Chaussées

Le portrait global du réseau routier est celui d'un territoire parcouru par un ensemble d'artères interreliées selon leurs fonctions. Concentré en majeure partie au sud de la province, l'affluent primaire est celui des autoroutes qui se déversent dans les systèmes sous-jacents de routes nationales, régionales et collectrices. À la fin de cette hiérarchie se trouvent les routes, dites « locales », et les voies d'accès aux ressources naturelles. Cette échelle normalisée représente la classification fonctionnelle des routes québécoises (MTMDET, 2018a).

L'ensemble est, non seulement divisé en paliers fonctionnels, mais également réparti sous la charge des institutions politiques ayant pour mandat la gestion des infrastructures sur leurs territoires. Il est possible de distinguer trois groupes institutionnels : le gouvernement provincial, les municipalités et Hydro-Québec (avec d'autres ministères provinciaux et fédéraux). Le tableau suivant fait le récapitulatif de la répartition de cette gérance :

Tableau 1.1 Distribution du réseau routier québécois par institutions et fonctions
Adapté des données du MTMDET (2018a)

Institution(s)	Routes (km) / (%)	Fonction(s)
Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports	31 000 km ou 17,0 %	Autoroutes, nationales, régionales, collectrices, chemins d'accès aux ressources et mines.
Municipalités québécoises	92 000 km ou 50,3 %	Routes, rues et chemins locaux.
Autres ministères et Hydro-Québec	60 000 km ou 32,7%	Usages privés.

Ainsi, il est facilement déduit que le réseau municipal ou « urbain » reçoit une part majoritaire des effectifs routiers et de la protection du patrimoine. Une problématique découle toutefois de cette distribution puisque cette dernière ne s'aligne pas avec la répartition de l'expertise. En effet, le MTMDET représente le véritable pourvoyeur de ressources en conception, mais pour un contexte qui s'applique adéquatement aux routes sous sa juridiction. Entre autres, la formulation des enrobés bitumineux par le laboratoire des chaussées (MTMDET, 2005), la normalisation provinciale (MTMDET, 2018c) et le logiciel de conception CHAUSSÉE 2 (MTMDET, 2018b) sont des exemples de ces ressources couramment utilisées.

Le gouvernement provincial assurant le fonctionnement de 17% du réseau québécois, le reste incombe à une multitude de contextes socio-économiques et techniques différents. Cette problématique n'est pas inconnue du milieu et fut notamment abordée par l'Association des constructeurs de routes et grands travaux du Québec (ACRGQTQ, 2015) pour l'application mieux adaptée de la formulation d'enrobés bitumineux en milieu municipal. Il en va de même pour la conception de la structure de la chaussée : de son sol support jusqu'à la couche de roulement, passant par la géométrie et l'aménagement. La différence marquée entre les différents contextes est large et parfois oubliée, entraînant une mauvaise application de la

conception, des coûts supplémentaires et une solution ne répondant pas aux besoins spécifiques.

Une publication québécoise portant sur la conception des chaussées municipales (Murillas & Bilodeau, 2010) fait état de ces différences de besoins entre le domaine rural et urbain. Le paramètre majeur étant celui de la vitesse de sollicitation, il est déduit que celle-ci influence le comportement élastique des différentes couches de chaussée, notamment les sols d'infrastructure. En effet, la vitesse plus basse du contexte urbain (inférieure à 70 km/h) fait en sorte que le module résilient du sol d'infrastructure est plus faible. En plus de la vitesse, les différences s'incarnent également pour ce qui a trait aux arrêts fréquents des véhicules (voies d'autobus, intersections, etc.), aux différentes natures des véhicules lourds, ainsi que la présence d'infrastructures souterraines.

En termes de solutions, le contexte monétaire, surtout pour les petites municipalités correspondant à la majorité du réseau, ne permet pas d'opter pour une application systématique d'alternatives de reconstructions complètes des effectifs (Mathieu, 2010). De ce fait, les solutions palliatives en réhabilitation sont souvent préconisées afin de maintenir temporairement le niveau de service de la chaussée. Des exemples de ces solutions palliatives sont : le recyclage à froid, les enrobés bitumineux coulés à froid, les membranes géotextiles, le planage, le microplanage et le scellement de la fissuration de surface.

Par conséquent, les contextes urbains doivent être abordés différemment que ceux normalisés par les méthodes rurales du MTMDET. La présence de véhicules lourds roulant à faible vitesse nécessite l'exploration d'alternatives à la conception traditionnelle des chaussées, tant au niveau de la couche de roulement que de la mise en œuvre de la couche de sol-support. La nature de ce dernier, c'est-à-dire sa géologie, est au centre de la compréhension des besoins techniques.

1.1.2 Géologie

Dans sa physiologie géographique, le Québec se divise en trois régions bien distinctes. Tout d'abord, le massif précambrien du Bouclier canadien recouvre la majeure partie du territoire au nord du fleuve Saint-Laurent, défini par la région Laurentienne et ses bassins versants du Saint-Laurent et de l'océan Atlantique. Au sud s'étendent les Basses-Terres du Saint-Laurent en bordure du fleuve. Finalement, on retrouve le plateau des Appalaches, du sud-ouest québécois jusqu'à la péninsule gaspésienne (IRDA, 1977).

Montréal et ses environs constituent l'amalgame de ces trois zones physiologiques. Le tableau 1.2 présente une synthèse des dépôts les plus fréquents, leurs textures et leurs drainages respectifs selon les données de l'Institut de recherche et de développement en agroenvironnement (IRDA) :

Tableau 1.2 Dépôts québécois communs
Adapté de (IRDA, 1977)

Dépôt	Texture	Drainage
Moraines glaciaires et alluvions marines	Limons et limons argileux	Bon et modérément bon
Sédiments marins et lacustro-marins	Argile et limons argileux	Imparfait et mauvais
Moraines glaciaires et matériaux fluvio-glaciaires, fluviatiles et marins	Limons sableux pierreux, de sable et de sable limoneux	Excessif, modérément bon et imparfait
Matière organique	Décomposée et non décomposée (tourbe)	Généralement mauvais

La figure 1.1 illustre les proportions granulaires des classes de textures des sols selon leurs proportions en sables, silts et argiles :

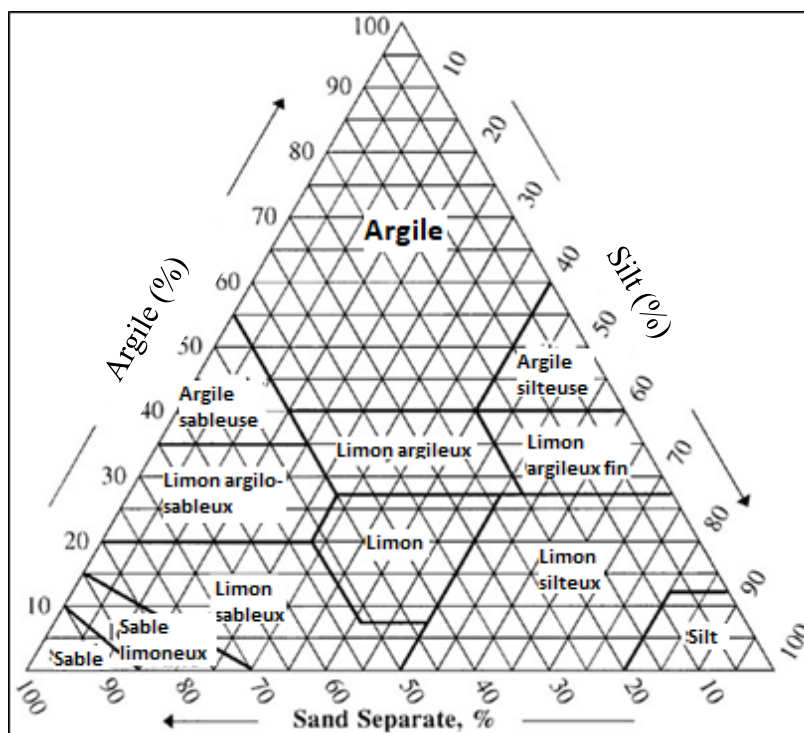


Figure 0.1 Classes de textures des sols
Adapté de USDA (2017)

Les dépôts glaciaires font en sorte qu'il est commun de rencontrer des argiles naturelles et non remaniées au Québec. Leurs textures cohérentes et plastiques en font des matières plus influencées par la teneur en eau naturelle que par leurs spectres granulaires. La cause d'un tel comportement est associée à la surface spécifique accrue des argiles qui se caractérise par des cristaux continuellement hydratés par une eau dite adsorbée. La présence de cette eau adsorbée par les liaisons d'hydrogène, en combinaison avec les forces de Van der Waals entre les grains, forme sa structure flocculée (Holtz & Kovacs, 1981).

Notons que c'est précisément cet arrangement granulaire qui en dicte sa réponse aux diverses sollicitations. Il est donc adéquat de caractériser les argiles selon une échelle basée sur sa teneur en eau, soit sa plasticité. Les limites d'Atterberg sont d'excellents indicateurs texturaux.

Pour ce qui a trait aux matériaux granulaires retrouvés en gravières et sablières ou concassés en carrières, les phénomènes de sédimentations fluvio-glaciaires en font majoritairement des granulats de roches calcaires, de granites et de syénites (Perraton, 2013). Ces matériaux seront alors utilisés comme éléments de fondations inférieures et supérieures dans le contexte routier étant donné leurs plus faibles réactions aux cycles de gel-dégel typiques du Québec. En conception routière, la chaussée a également comme fonction de protéger le sol gélif sous-jacent du gel pénétrant en surface. Une isolation suffisante est de mise.

Ainsi, la nature des sols d'infrastructures, surtout dans la grande région de Montréal, est associée à une forte présence de silts, argiles et sables généralement combinés à divers degrés. Prendre en considération ces derniers, permet de mieux diriger la conception structurale de la chaussée, mais également l'impact de la nature du sol sur les changements climatiques. Le climat constitue le troisième élément clé du contexte routier québécois, abordé au point suivant.

1.1.3 Climat

En termes de climat, le contexte québécois présente des contraintes bien spécifiques d'un territoire nordique. Le Ministère des Transports définit trois éléments clés de ce contexte (MTMDET, 2018a):

- Les variations subites de la température, en période de gel-dégel, pouvant atteindre 25 degrés Celsius;
- Le gel se propageant de 1,2 à 3 mètres de profondeur; et
- Les précipitations abondantes de pluie et de neige (environ 1000 mm/an).

Il est possible de déduire de ce portrait que la présence de l'eau est le véritable facteur d'influence du comportement de la chaussée. Tout dépendant de la susceptibilité au gel du matériau, notamment gouvernée par la proportion en particules fines et l'isolation de la chaussée, la structure routière subira une contrainte interne particulièrement élevée lorsque

les variations de température seront importantes. Tel que spécifié plus haut, les argiles étant principalement composées d'eau, il est courant d'assister au phénomène de gonflement lorsque la structure est mal drainée et/ou mal isolée (Assaf, 2016). De ceci, il est possible de traduire les facteurs essentiels à la durabilité d'une chaussée en climat québécois :

- Le drainage (mouvement interne de l'eau et étanchéité);
- L'isolation (susceptibilité au gel et épaisseur de matériaux); et
- La résistance au gel-dégel (fatigue du matériau et dégradations).

Dans une publication concernant l'applicabilité des traitements sur les sols faibles au Canada (Holt, 2010), il est déclaré que le climat du nord des États-Unis est similaire à celui de la frontière sud du Canada. Les technologies explorées dans le contexte nord-américain sont donc validées pour l'auscultation de ce type de paramètre climatique au Québec. Le tableau 1.3 fait état de ces températures moyennes s'apparentant à celles du Québec.

Tableau 1.3 Température moyenne des États américains nordiques utilisant le traitement des sols
Tiré de Holt (2010), p.13

State	Average Winter Temperature Range	Coldest Temperature Recorded
Colorado	-20°C to -30°C	-52°C
Illinois	-1°C to -12°C	-38°C
Iowa	-9°C to -15°C	-44°C
Montana	-3°C to -30°C	-57°C
Nebraska	-7°C to -12°C	-44°C
Ohio	-6°C to -15°C	-39°C
Wisconsin	-7°C to -12°C	-48°C
Wyoming	-10°C to -15°C	-54°C

1.2 Le traitement aux liants hydrauliques

Un liant hydraulique se caractérise par sa faculté à réagir chimiquement en présence d'eau. Dans le domaine des matériaux, on parlera alors d'un « traitement » où l'additif est incorporé afin de modifier les propriétés du matériau. Une amélioration aux liants

hydrauliques aura pour effet de modifier les propriétés, mais de manière superficielle, c'est-à-dire sans pour autant changer la nature du granulat récepteur. Toutefois, lorsque l'on parle de stabilisation, la nature du matériau change complètement et ses propriétés mécaniques ainsi que ses interactions vis-à-vis du gel et de l'eau seront hautement modifiées (CRR, 2009b). Au Québec, le terme « retraitement en place » est couramment utilisé pour définir le décohésionnement suivi du malaxage d'un enrobé bitumineux en fin vie qui sera par la suite incorporé d'additifs hydrocarbonés et/ou hydrauliques. Pour clarifier les origines de ces méthodes, la section suivante présentera l'historique du traitement au Québec, puis la définition des liants hydrauliques et leurs applications.

1.2.1 Historique du traitement au Québec

Les premières échafaudées de l'étude des traitements cimentaires au Québec remontent autour de 1982. Bien que la technologie d'intégration d'un additif aux infrastructures et aux fondations routières est constatée dès la construction des premières routes par les Romains avec de la chaux, le traitement moderne fait son apparition dans les années 1950 aux États-Unis (Holt, 2010) avec la démocratisation des industries minières. Il faut attendre jusqu'aux années 1980 pour observer une tendance en Ontario et au nord des États-Unis vers un recyclage des chaussées, la réutilisation des matériaux et leurs valorisations. Ce fut sous cette foulée environnementale que le Québec commença à vérifier l'applicabilité des additifs sur son territoire dans une optique de développement durable.

Quelques informations retrouvées à l'intérieur d'un rapport du ministère des Transports du Québec (aujourd'hui MTMDDET) font la mention de projets de recherches sur les additifs minéraux ayant été respectivement débutés en 1982, 1984 et 1986 (Flon & Besner, 1987). L'étude explore les dosages, notamment en chaux et en ciment, ainsi que leurs combinaisons sur des sols argileux et sableux à l'intérieur d'un contexte routier. Il en ressort une efficacité supérieure lors de la combinaison des additifs pour un seul traitement ainsi qu'une meilleure performance de la chaux vis-à-vis des argiles (sols cohérents) et du ciment pour les sables (sols pulvérulents). De plus, les recommandations du rapport soulignent

l'importance de la densification aux optimums *Proctor*. Cette recommandation incite également à l'étude des teneurs en eau retrouvées *in situ* pour les travaux futurs.

De cette étude et par les nouvelles tendances de l'industrie vis-à-vis de la réutilisation des matériaux, le ministère des Transports intègre dès 1991 un procédé de traitement dont les fondements sont ceux d'une réutilisation de la chaussée dégradée en guise de fondation supérieure. Vient alors la poussée de la technologie du « retraitement en place », autrement appelée « décohesionnement-stabilisation » ou « pulvérisation-stabilisation ». Ladite technologie consiste à broyer la surface dégradée d'enrobé bitumineux en la malaxant avec une portion de sa fondation supérieure. Par la suite, aucun, un seul ou plusieurs additifs sont incorporés au mélange. Notons que le retraitement en place utilise principalement un liant hydrocarboné sous forme d'émulsion de bitume à un dosage moyen de 2,2% et que les apports en ciment et en chaux sont restreints à des mélanges combinés pour moins de 1,5% de la masse sèche des granulats (Bergeron, 2000). Ainsi, avec les travaux menés par le Ministère des Transports pendant les années 1990, le retraitement en place est instauré dans le milieu de la construction avec ses nombreux avantages techniques et économiques.

C'est seulement en 1996 qu'un projet exploratoire, employant uniquement du ciment, est mené sur la rue Borne, dans la ville de Québec (Marchand J., Boisvert L., Ouellet É., & Machabée Y., 1997). Ce projet fait l'objet de l'application d'un retraitement « haute performance » (RHP) dans un contexte fortement sollicité en camions lourds. S'en suit une autre planche d'exploration en 2000 sur le chemin Benoît, également dans la ville de Québec (Thébeau, 2000). Les conditions des lieux, l'agressivité du trafic et le dosage (variant de 7% à 9% en ciment) sont similaires dans les deux cas. Selon un rapport émis par le ministère des Transports faisant mention de ces deux projets (Pouliot et al., 2004), les mélanges d'enrobés bitumineux et granulaires traités présentent de la fissuration longitudinale, de la fatigue, des faiblesses de joints longitudinaux et de la fissuration transversale après quatre ans de mise en service.

La méfiance occasionnée par ces résultats a servi à retenir l'exploration d'autres applications de traitement aux liants hydrauliques. Toutefois, un autre projet a été mené en

1998, toujours avec le ministère des Transports, mais cette fois sur une route nationale dans la municipalité de Saint-Célestin (Pouliot et al., 2004). Deux planches de références ont été construites, l'une au moyen d'une grave-ciment (procédé de traitement au ciment en fondation supérieure) et par chaussée conventionnelle. Les recommandations finales du rapport n'abondent pas dans le sens de l'utilisation de la grave-ciment au contexte du Ministère. Toutefois, le rapport fait mention de l'utilisation du traitement sous forme de « coulis cimentaire » où la poudre de ciment est préalablement mélangée à l'eau avant d'être injectée à l'intérieur de la fondation. De plus, le dimensionnement de la grave-ciment par le partenaire français a été spécifiquement fait pour que des dégradations apparaissent en bas âges afin d'en observer les mécanismes. Les conséquences de la fatigue structurale sont apparues dès la première année.

Par la suite, l'utilisation du retraitement en place est préconisée et devient une méthode de réhabilitation couramment employée par le MTMDET. En 1994, 108 km de routes ont fait l'objet de l'application de la méthode et 968 km entre 1991 et 2004 (Bergeron, 2006). Le ciment et la chaux dans les fondations routières est alors décalé vers une application au niveau des chemins d'accès industriels, aux routes forestières et locales, notamment en recherches (Légère, 2001; Pelletier, 2007).

Imperméable aux autres technologies des territoires à proximité de celui-ci, le Québec tarde à explorer les alternatives de l'utilisation du traitement hydraulique au niveau des infrastructures et remblais. Beaucoup plus courante en Ontario et dans le nord des États-Unis, son applicabilité devient également valable pour les conditions climatiques du Québec qui en sont similaires (Holt, 2010). Quelques projets font leurs apparitions dans les années 2010, mais restant principalement dans les sphères de recherches, entre autres pour ce qui a trait au recyclage à froid (Diffiné, 2012).

1.2.2 Liants hydrauliques

Une grande panoplie de liants sont utilisés partout dans le monde. Certains sont de nature hydrocarbonée et d'autres cimentaire. Les plus communs concernant ces derniers sont la chaux, le ciment et les liants spécifiquement conçus pour les routes. Cette section présente ces trois différents liants : la chaux, le ciment et les liants hydrauliques routiers.

1.2.2.1 La chaux

La première forme de traitement historiquement utilisée en construction routière est la chaux, notamment à l'époque de l'Empire romain. Il s'agit du liant de prédilection pour les sols à haute teneur en humidité puisque la réaction pouzzolanique des hydrates provoque un assèchement efficace du matériau. Dépendamment de sa nature minéralogique, deux types se distinguent : la chaux vive et éteinte. En premier lieu, la chaux vive est particulièrement efficace pour flocculer un sol plastique, lui conférer de la portance et augmenter la teneur en eau optimale de compaction (Joseph Abdo & Serfass, 2009). En contrepartie, la chaux éteinte, composée d'une base argileuse, affiche une réaction chimique plus lente. Notons ici que la chaux est particulièrement sensible à la température, au même titre que le ciment, dont la cure cesse en dessous de 5°C.

1.2.2.2 Le ciment

Le ciment Portland est communément utilisé pour conférer des capacités mécaniques plus performantes en compression que la chaux. Ce gain de performance physique, tout comme l'emploi pour un béton conventionnel, provient des réactions physicochimiques associées au processus d'hydratation (Joseph Abdo, 2008). La poudre de ciment est composée de clinker, de sulfates de calcium, de gypse ainsi que différents ajouts provenant de sous-industries (laitiers de hauts fourneaux, cendres volantes, pouzzolanes, etc.). Initialement inerte, c'est au contact des molécules d'eau que la phase active est débütée. Il s'agit du processus d'hydratation.

Ce processus est caractérisé par quatre phases où les molécules formeront un ensemble durcissant. Immédiatement au contact du ciment avec l'humidité en présence dans le sol, un phénomène d'adsorption des molécules de ciment se produira par fixation en surface sur les molécules d'eau. Par la suite, l'action de l'hydrolyse entrera en phase de transformation du solide et par conséquent, de la décomposition des particules d'eau. De cette décomposition s'en suit une dissolution et une solvatation. En d'autres termes, il s'agit de la rupture des liaisons ioniques dans les cristaux cimentaires et la dispersion des ions à l'intérieur de la phase aqueuse, occasionnant la formation rapide d'hydrates. Finalement, la création de ces hydrates se poursuit dans un cycle de germination ou floculation (assemblage des hydrates entre eux), puis par une croissance des germes au fur et à mesure que l'hydratation se poursuit. Il s'agit de la dernière phase : la cristallisation.

La nature des différents composants du ciment est directement liée aux actions de l'hydratation. Ainsi, quatre composants principaux sont retrouvés dans le ciment : le C_3S (silicate tricalcique), le C_2S (silicate bicalcique), le C_3A (aluminat tricalcique) et le C_4AF (alumino-ferrite tétracalcique).

L'hydratation des molécules de C_3S et C_2S occasionne la formation de silicates monocalciques hydratés (CSH) et de chaux libre hydratée (CH). Cette dernière est également appelée « portlandite ». C'est de cette réaction que provient la prise initiale et le gain de résistance dans le temps. Pour ce qui a trait aux molécules de C_3A , ils formeront également les hydrates de portlandites, mais également des aluminates monocalciques hydratés (CAH). Cette réaction est la cause du gain de résistance en bas âge, mais également de la formation importante de chaleur au sein de la matière. Lorsqu'une présence en sulfates est retrouvée dans les particules de sols environnants, une partie de l'hydratation sera portée à réagir avec ceux-ci, résultant un amalgame de C_3AS (sulfoaluminat tricalcique). C'est cette résultante qui est appelée « aiguilles d'ettringite » ou « gonflement d'ettringite » puisque ces cristaux prennent drastiquement de l'expansion. Par conséquent, plus la présence en sulfates dans le sol est importante, plus le gonflement provoquera une microfissuration

initiale (Joseph Abdo, 2008; Cabane, 2004; Nagasreenivasu, 2013). La molécule de C_4AF , quant à elle, n'a aucun effet sur le durcissement lors de son hydratation.

Suivant les différentes interactions moléculaires, le ciment hydraté aura la propriété de continuer son évolution tout au long de sa vie par effet pouzzolanique. Trois étapes constituent cette évolution, débutant avec la phase dormante où la matrice forme une pâte dont les propriétés du mélange sols-ciment sont inchangées. Malgré la réaction immédiate de l'hydratation, le gypse présent dans le ciment est le précurseur de ce ralentissement lors de la première heure d'incorporation. À partir de cet instant et jusqu'à l'état rigide intervient la phase de la prise. La matrice subira une modification de sa viscosité et un dégagement de chaleur jusqu'à atteindre l'état semi-rigide à rigide. Finalement, le durcissement se poursuit grâce à la continuité de l'hydratation et la croissance continue du gain de résistance.

1.2.2.3 Liants hydrauliques routiers (LHR)

Les liants hydrauliques routiers (LHR) sont communément retrouvés et normalisés en France et leurs applications sont strictement réservées aux sols et fondations de chaussées. Adaptées à ce contexte spécifique, leurs principales différences vis-à-vis d'un ciment conventionnel se retrouvent dans la teneur en clinker faible ou inexistante, un temps de prise et de durcissement plus lent par l'ajout de gypse et une proportion élevée en produits de sous-industries (laitiers, cendres volantes, pouzzolanes, etc.). Le tout permet d'obtenir un matériau ayant un temps de mise en œuvre et une maniabilité supérieure à un faible coût par la réduction du clinker (Joseph Abdo, 2009).

En application dans les sols, tout comme les ciments conventionnels, la formation de « ponts » entre les granulats permet d'obtenir un squelette semi-rigide à rigide selon les dosages. Ce dernier est généralement situé entre 4% et 10% de la masse sèche du sol. Il est possible de remarquer que les ponts intragranulaires vont accroître la portance, la rigidité, le module de déformation, la résistance au gel et les résistances mécaniques dans le temps (Joseph Abdo, 2009). Bien que présents dans tous les sols récepteurs, les liaisons sont

efficaces à l'intérieur des matières peu argileuses, mais lorsque la présence de l'argile augmente, la portlandite prend plus de temps à être créée. Ce ralentissement du gain de résistance initial est dû au milieu composé de particules très fines. Les particules d'argiles constitueront des enveloppes protectrices autour de ces grains.

Par conséquent, la présence de matières organiques, sulfures (pyrites), sulfates (gypse) et chlorures aura tendance à ralentir la réaction sol-liant.

1.2.3 Applications

L'utilisation des liants hydrauliques peut se faire afin de redonner une valeur structurale significative aux matériaux du corps de chaussée. Ainsi, les besoins relatifs au contexte de construction dicteront l'application de cette technologie. Les domaines principaux les plus couramment mentionnés sont : les sols d'infrastructure, les fondations de chaussée et d'autres variations.

1.2.3.1 Sols d'infrastructure

Les sols d'infrastructure présentent de véritables défis pour l'ingénieur quant à leurs utilisations optimales. Généralement hétérogènes et enclins aux déformations discontinues, la gestion des sols devient un exercice complexe. Dans le cas où une argile à forte plasticité est rencontrée dans un sol sous-jacent, l'application de solutions alternatives est nécessaire pour procéder à la circulation de la machinerie lourde pendant la mise en œuvre. De ce fait, le traitement aux liants hydrauliques, en dosage adapté, permet de limiter l'utilisation d'emprunts et la manutention des sols de faible portance.

Par souci d'optimisation technique, environnementale et économique, il s'agit d'une solution à fort potentiel. La floculation des particules fines provoquera une augmentation de la capacité portante du sol en réduisant le risque de gonflement (PCA, 1992). En application routière, les changements de volumes provoqués par les variations des conditions environnantes sont souvent la cause de plusieurs détériorations prématurées. Il en va de

même pour le contrôle l'eau présente dans le sol. De manière plus spécifique, le choix du liant (chaux, ciment ou autre) peut être ajusté pour atteindre une simple amélioration de ses caractéristiques globales ou pour obtenir une stabilisation qui confèrera au matériau un comportement semi-rigide (Joseph Abdo & Serfass, 2009).

1.2.3.2 Fondations de chaussée

Une infrastructure de qualité offre à la fondation granulaire un appui qui bénéficie à l'intégralité globale de la structure. Bien que le support peut être traité, les matériaux plus grossiers de la sous-fondation et de la fondation ont également ce potentiel d'amélioration de leurs capacités mécaniques. Par conséquent, l'avantage de cette application réside dans le dimensionnement. Une amélioration de la capacité portante permet de réduire l'épaisseur des couches de matériaux plus nobles dont les coûts sont plus onéreux. Au même titre qu'un sol fin, le matériau grossier traité sera moins plastique, sa portance augmentera et il sera possible de lui conférer un comportement semi-rigide (PCA, 1992). Sur un matériau dont la granulométrie est connue, le contrôle de l'homogénéité est plus aisé qu'un sol arbitraire, facilitant l'application du liant.

Toutefois, notons que les mouvements d'humidités et de gels feront en sorte qu'une matrice stabilisée se désagrègera avec le temps, au même titre qu'une fondation conventionnelle non traitée. Malgré ce changement de constitution, le granulat résultant aura de meilleures capacités structurales qu'un matériau vierge (PCA, 1992). De plus, étant donné la proximité avec la couche de surface, le comportement rigide du traitement au ciment entraînera des retraites primaires et thermiques (Cimbéton, 2001). Ce phénomène a pour effet d'occasionner une fissuration transversale à intervalles réguliers, dépendamment de la liaison entre l'interface de la couche de roulement et de son support.

1.2.3.3 Autres applications

Bien que les applications les plus courantes soient au niveau des couches structurales de la chaussée, une multiplication des options d'utilisation est possible. On parle alors de la

relocalisation de la couche de surface en couche de base traitée par broyage mécanique pour ensuite traiter le nouveau granulat. De plus, en ajustant les dosages des particules fines, de la teneur en eau et de l'apport d'un liant cimentaire, il est possible de faciliter l'atteinte de pentes accrues ou d'utiliser la technologie comme élément d'irrigation de surface (PCA, 1992). Il s'agit ici d'applications dans le domaine des chaussées, mais le ciment est également utilisé dans les sols comme agent stabilisant pour les matériaux contaminés (Rukhsana, 2014).

CHAPITRE 2

LA FORMULATION DES SOLS-CIMENT

Six méthodes de conception ont été tirées de la littérature actuelle et analysées afin de synthétiser les critères relatifs aux dosages des matrices de sols-ciment. Bien que les méthodes choisies ne soient pas exhaustives, l'analyse vise l'établissement d'un portrait chronologique de la conception des sols traités au ciment. La sous-section suivante fait état de cette analyse ainsi que le relevé de la philosophie de conception employée dans chaque méthode. Par la suite, les différents facteurs de conception seront distillés avec la contribution de diverses études. Finalement, les moyens de conception seront relevés dans l'optique de mieux discerner les choix méthodologiques de la phase expérimentale.

1.3 Les méthodes de formulation

La littérature concernant les liants hydrauliques et leurs utilisations est abondante en Europe et aux États-Unis dont les guides de conception prennent leurs sources dans les institutions de produits cimentaires, tels que la *Portland Cement Association (PCA, 1992)*, la *National Lime Association (NLA)*, le Centre d'information sur le ciment et ses applications (Joseph Abdo & Serfass, 2009) et bien d'autres. Au Québec, par la faible utilisation de cette technologie, très peu d'informations sont disponibles et le manque de données expérimentales sur les méthodes alternatives provoquent un climat de crainte face à une solution pourtant bien établie ailleurs dans le monde. Voici les principes des méthodes et leurs caractéristiques de conception.

1.3.1 PCA (1992)

Le *Soil-Cement Laboratory Handbook* (PCA, 1992) est le guide de traitement au ciment actuellement utilisé de manière courante au Québec. La philosophie de conception se base sur le modèle empirique de l'AASHTO par l'estimation du dosage de ciment selon le

type de sol à traiter. Le dosage est ensuite validé par des essais en laboratoire et ajusté à l'aide d'abaques selon la nature sableuse ou argileuse du sol.

La méthodologie proposée par le guide de laboratoire de la PCA se base principalement sur les essais *Proctor*, le *Wet-Dry test*, le *Freeze-Thaw test* et la résistance en compression. L'utilisation de cette gamme d'essais valide la durabilité au même titre que la performance mécanique initiale. Notons également que la conception suggérée par la PCA utilise uniquement le ciment. Le guide inclut une méthode rapide de désignation de l'apport en ciment par chartes empiriques pour les sols sableux. De plus, une méthodologie exclusive aux très petits projets, basée sur l'essai Proctor, est mentionnée.

En premier lieu, l'étape préliminaire relève de la détermination de la quantité de ciment à utiliser lors de la conduite des essais. Pour ce faire, une charte de référence suggère un intervalle usuel selon la classification des sols par l'AASHTO. À titre d'exemple, un sol de classification A-5, ayant les propriétés probables d'une argile organique de plasticité moyenne à élevée (Holtz & Kovacs, 1981), aurait une séquence d'essai à 11%, 13% et 15% de ciment où la valeur médiane est le dosage visé. Ce pourcentage de ciment est relatif à la masse sèche du sol (PCA, 1992). Par la suite, la gamme d'essais est menée en ajustant les procédures et les équipements selon la grosseur des particules granulaires.

Les paramètres de conception visés sont les suivants : le dosage du ciment, la teneur en eau nécessaire lors de la mise en œuvre et la densité de compaction. Les critères d'acceptation, selon des seuils maximaux, sont présentés au tableau 1.4.

Tableau 2.4 Synthèse des critères relatifs à la conception du dosage
Selon la Portland Cement Association (PCA, 1992)

Paramètres	Types de sol	Critères
Perte de matière après 12 cycles au <i>Wet-Dry test</i> ou au <i>Freeze-Thaw test</i>	A-1	Perte maximale de 14%
	A-2-4	
	A-2-5	
	A-3	
	A-2-6	Perte maximale de 10%
	A-2-7	
	A-4	
A-5	Perte maximale de 7%	
A-6		
A-7		
Résistance en compression	Tous types	Augmente avec l'âge de l'échantillon en respectant le premier critère

Il est important de noter que ces critères sont basés sur l'expérience et les données accumulées par la PCA lors de l'année de publication du guide. Le document ne précise pas davantage d'informations sur la provenance de ces critères, ce qui en diminue la fiabilité. Également, la méthodologie de conception étant particulièrement dépendante du choix initial du dosage en ciment, conduire les essais sur un plus vaste intervalle profiterait au processus décisionnel en plus d'optimiser la caractérisation du dosage idéal.

1.3.2 US Army Corps of Engineers (1994, révisé 2004)

Établi en 1994 et réapprouvé en 2004, le guide de conception des sols stabilisés par la *US Army Corps of Engineers (USACE, 2004)* fait l'objet de plusieurs recommandations sur le processus de stabilisation et de modification des fondations routières à l'aide de ciment, chaux, liant bitumineux et de mélanges mixtes. Essentiellement, dans la même

philosophie de conception proposée par la PCA, la qualité du dosage est vérifiée à l'aide d'un seuil minimal de résistance à la compression non confinée avec des essais de durabilité au gel-dégel et au séchage-mouillage.

Trois étapes distinctes peuvent être déduites pour cette méthode : (1) le choix du liant, (2) le dosage du liant et (3) l'étude de performance du dosage de conception. Le choix du liant se base sur la description du sol par la caractérisation USCS. Suivant un abaque divisé selon la nature du sol en question, les liants applicables sont visés puis sélectionnés. Le dosage en ciment initial est, quant à lui, déterminé selon le tableau ci-dessous. Aucune information ne décrit la provenance de ces hypothèses initiales de teneurs en ciment et leurs corrélations avec les différents types de sols.

Tableau 2.5 Sélection du dosage initial en ciment selon la classification du sol
Tiré de la USACE (2004) p.15

<i>Soil Classification</i>	<i>Initial Estimated Cement Content percent dry weight</i>
GW, SW	5
GP, GW-GC, GW-GM, SW-SC, SW-SM	6
GC, GM, GP-GC, GP-GM, GM-GC, SC, SM, SP-SC, SP-SM, SM-SC, SP	7
CL, ML, MH	9
CH	11

À partir de ce dosage initial, il est conseillé d'effectuer une étude en laboratoire afin de confirmer les comportements en compression et en altérations sur deux autres mélanges, soit à plus et moins 2% du dosage initial. La norme ASTM D558 (ASTM, 2011) s'applique pour le malaxage en laboratoire. Les critères à respecter pour s'assurer d'une bonne durabilité sont en accord avec des seuils minimums de résistances à la compression et d'altération au séchage-mouillage et/ou au gel-dégel. Le tableau 1.6 présente ces critères de sélection du dosage optimal selon la USACE.

Tableau 2.6 Critère de sélection du dosage optimal basé sur la UCS et la durabilité
Tiré de la USACE (2004), p.13

<i>Table 2-2. Minimum unconfined compressive strength for cement, lime, lime-cement, and lime-cement-fly ash stabilized soils</i>		
<i>Stabilized Soil Layer</i>	<i>Minimum Unconfined Compressive strength, psi^a</i>	
	<i>Flexible pavement</i>	<i>Rigid pavement</i>
Base course	750	500
Subbase course, select material or subgrade	250	200

^a Unconfined compressive strength determined at 7 days for cement stabilization and 28 days for lime, lime fly ash, or lime-cement-fly ash stabilization.

<i>Table 2-3. Durability requirements</i>	
<i>Type of Soil Stabilized</i>	<i>Maximum Allowable Weight Loss After 12 Wet-Dry or Freeze-Thaw Cycles Percent Of Initial Specimen Weight</i>
Granular, PI < 10	11
Granular, PI > 210	8
Silt	8
Clays	6

Le guide fait certaines recommandations sur le choix du type de liant. Le ciment portland n'est pas conseillé pour les sols de fortes plasticités et une restriction est établie pour ce qui a trait aux faibles dosages en ciment pour les éléments susceptibles de subir des cycles importants de gel-dégel. La température est également une propriété importante, soulignée à 10°C comme étant la limite où le ciment aura des gains de résistance considérablement réduits. De plus, le type de ciment MH (haute résistance à la chaleur) est conseillé pour sa meilleure résistance aux gonflements causés par les sulfates. Lorsque la contamination par ces derniers ou celle des matières organiques sont suspectés, il est recommandé d'effectuer une étude de caractérisation chimique.

1.3.3 Guthrie W., Sebesta S. et Scullion T. (2002)

Cette étude indépendante menée par la *Texas Transportation Institute (Guthrie, Sebesta, & Scullion, 2002)* se penche sur la détermination du dosage optimal en ciment pour un granulat calcaire et un matériau de béton recyclé. Les paramètres vérifiés et les procédures d'essais utilisées sont présentés au tableau 1.7.

Tableau 2.7 Synthèse des critères relatifs à la conception du dosage
Tiré de Guthrie et al. (2002)

Paramètres	Méthodes
Caractérisation des matériaux	Étude granulométrique, essai Proctor, minéralogie et susceptibilité à l'eau.
Résistance à la compression	Selon la procédure « <i>Soil Cement Compressive Strength Test – TxDOT Test Method Tex-120-E</i> ».
Retrait linéaire	Mesures de la déformation linéaire sur 21 jours.
Durabilité à l'érosion	« <i>South African Wheel Tracker Erosion Test (SAWTET)</i> ».
Susceptibilité à l'eau	Mesures de la perméabilité capillaire dans une immersion de 10 jours (vérification de la surface diélectrique moyenne des grains).
Module élastique	« <i>Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials – AASHTO 292-910</i> ».

Pour ce faire, une procédure en laboratoire est établie de manière à vérifier le comportement des matériaux et l'influence du dosage à 1,5, 3 et 4% d'ajouts cimentaires. L'étude met l'emphase sur la problématique d'une conception utilisant une résistance à la compression minimale comme unique moyen d'attestation de la qualité d'un mélange. Selon Guthrie et al. (2002), ces procédures occasionnent un surdosage en liant hydraulique et donc une prédisposition à la fissuration de retrait. En guise de recommandations, bien que l'étude des paramètres de retrait linéaire et de la durabilité à l'érosion soient intéressantes, les méthodes ne sont pas validées pour un usage ultérieur dans ce contexte. Autrement, la vérification de la résistance à la compression en combinaison avec la susceptibilité à l'humidité est recommandée. Afin de sélectionner le dosage optimal en ciment, il est

conseillé d'utiliser une valeur de résistance à la compression à 7 jours de cure de 300 psi (2,068 MPa). Ce résultat doit également être combiné à une valeur maximale de surface diélectrique moyenne de 10 par l'essai de susceptibilité à l'eau. De plus, une préfissuration est recommandée pour éviter la remontée de la fissuration causée par le retrait.

1.3.4 CRR (2009)

Le Centre de Recherches routières de Belgique propose un code de bonnes pratiques (CRR, 2009a) pour le traitement aux liants hydrauliques des sols, basé essentiellement sur l'indice de portance immédiat (IPI), correspondant au *California Bearing Ratio (CBR)* initial. Le principe de cette conception réside dans l'identification du sol traité, de l'évaluation de son aptitude au traitement et finalement à une étude de formulation. Au tableau 1.8, les essais inclus lors de ces trois étapes de conception est synthétisée.

Un élément intéressant de ce guide est la flexibilité de la conception qui est ajustée selon les conditions en chantier. Les courbes de dosages, établies selon les teneurs en eau étant susceptibles d'être rencontrées en chantier, permettent d'ajuster continuellement l'apport en liant lorsque les conditions semblent varier. L'efficacité du traitement en laboratoire permet d'apprécier la variation du dosage et son influence sur la compacité et la portance immédiate. Toutefois, la réalité en chantier n'est pas évaluée et une auscultation *in situ* renforcerait la véritable réponse aux besoins et la qualité du traitement.

Tableau 2.8 Synthèse des critères relatifs à la stabilisation
Tiré du Centre de Recherche routière de Belgique (CRR, 2009a)

Phase de l'étude de conception	Méthodes employées
Identification des sols	Granulométrie (NBN EN 933-1)
	Limites d'Atterberg (NBN CEN ISO/TS 17892-12)
	Valeur au bleu de méthylène (NBN EN 933-9 ou NF P 94-068)
	Teneur en eau (NBN EN 1097-5)
	Le CBR initial (IPI) (NBN EN 13286-47)
	L'indice de consistance
	Analyses chimiques (Matières organiques, sulfates, sulfures, phosphates, nitrates et chlorures)
Essais de vérification de l'aptitude des sols au traitement	Stabilité aux grumeaux (amélioration à la chaux) (CRR MF 34/73)
	Gonflement volumique (NBN EN 13286-49)
	Résistance à la traction indirecte (pour stabilisation au ciment) (NBN EN 13286-42)
	CBR après 4 jours d'immersion
Étude de formulation	Sur les sols naturels et traités : <ul style="list-style-type: none"> - Proctor normal (5 points) - CBR initial (IPI)
	Résistance à la compression à 60 jours de cure normale et 28 jours de cure normale + 32 jours d'immersion

1.3.5 CimBéton (2009)

La méthodologie de conception suggérée par le fascicule T70 de CimBéton (Joseph Abdo & Serfass, 2009), présente la conception dans une optique d'application et de performance. Adaptés pour les remblais, les couches de formes et les assises de chaussées, les critères de performances sont élaborés en combinaison avec les niveaux d'études de caractérisation. Cette caractérisation fait principalement appel au concept d'indice de portance immédiate (IPI) relevé en laboratoire, soit le *California Bearing Ratio* (CBR) initial.

Le guide prescrit la procédure suivante dans sa conception, nommée « *consistance de l'étude* » :

1. Reconnaissance et caractérisation des sols à (ré) utiliser;
 - a. Caractérisation :
 - i. Granulométrie,
 - ii. Argilosité (valeur au bleu, limites d'Atterberg),
 - iii. Proctor,
 - iv. Teneur en eau naturelle,
 - v. CBR initial (IPI),
 - vi. Éléments grossiers : Los Angeles et Micro Deval en présence d'eau,
 - vii. Éléments sableux : Coefficient de friabilité des sables.
 - b. Aptitude du sol au traitement.
2. Évaluation des probabilités météorologiques et de leurs conséquences possibles sur le chantier (pluies, gel-dégel, sécheresse, etc.);
3. Étude de formulation :
 - a. Choix du liant,
 - b. Détermination du dosage.

Le guide étant fractionné selon les applications du traitement, la première section établit les types de vérifications concernant les remblais et les fonds de déblais :

- Performance à court terme (remblais) :
 - CBR initial (IPI) (NF P 94-067).
- Performance à court terme (partie supérieure du terrassement) :
 - CBR initial (IPI) et CBR à 4 jours d'immersion (NF P 94-067).
- Performance à long terme (partie supérieure du terrassement) :
 - Module de déformation élastique in situ (plaque EV2) (NF P 94-117-1),
 - Ou approximativement en laboratoire (CBR, compression simple),
 - Résistance au gel par gonflement (NF P 98-234.2).

Notons que les méthodes de collectes de données sont basées sur l'étude de la performance à court et long terme. Pour ce qui a trait aux traitements des sols-support, les méthodes sont divisées selon le type de traitement, puis selon le niveau de performance. En voici la synthèse :

- Module de déformation élastique in situ (plaque EV2) (NF P 94-117-1);
- Performance à obtenir après traitement ;
 - Aptitude au traitement (gonflement et pression diamétrale) (NF P 94-100),
 - CBR initial (IPI) (NF P 94-067).
- Performance à viser, sols améliorés (chaux et Liants hydrauliques routiers) :
 - CBR initial (IPI) et CBR à 4 jours d'immersion (NF P 94-067),
 - Tenue au gel : Résistance en compression à l'âge du gel prévu.
- Performance à viser (sols stabilisés (ciment) :
 - Délai de maniabilité après compactage (4 à 6 heures, max 16 heures),
 - Âge d'autorisation à la circulation (Résistance à la compression = 1 MPa),
 - Performance au jeune âge ;
 - Tenue à l'immersion par résistance à la compression (2 éprouvettes : 60 jours en cure normale et 28 jours en cure normale + 32 jours en immersion),
 - Tenue au gel par résistance en traction ou essai brésilien.
 - Performance mécanique à long terme ;

- Corrélation du module de rigidité et de la résistance en traction indirecte (ou brésilien) mesurée à 28 et 90 jours.

Étant donné l'augmentation du niveau de risque du traitement et de son applicabilité en guise d'élément structural d'une chaussée, le niveau des données se complexifie. Les essais recommandés pour le traitement des fondations de la chaussée sont:

- Sélection du matériau granulaire selon;
 - L'homogénéité du gisement,
 - Dimension maximale des granulats (Dmax),
 - Résistance mécanique de la fraction granulaire :
 - Matériau sableux : friabilité des sables,
 - Matériau graveleux : Los Angeles et Micro-Deval en présence d'eau.
- Performances à obtenir après traitement;
 - Aptitude au traitement (NF P 94-100):
 - Gonflement volumique (NF EN 13286-49),
 - Résistance en traction indirecte (NF EN 13286-42).
 - Portance immédiate :
 - CBR initial (IPI) au proctor modifié (sables et graviers), proctor normal (autres sols).
 - Âge autorisant la circulation en chantier :
 - Résistance en compression simple.
 - Tenue à l'eau :
 - Résistance à la compression à 60 jours,
 - Résistance à la compression à 28 jours de cure normale puis 32 jours en immersion totale.
 - Au jeune âge : tenue au gel-dégel :
 - Résistance en traction directe, indirecte ou brésilien.
 - Performance mécanique à long terme :
 - Module de rigidité et traction directe à minimum 90 jours.

L'utilisation de la plaque pour recueillir le module élastique EV2 n'est plus recommandée pour la fondation et l'emphase est mise sur l'auscultation de la nature du granulat et de sa provenance. Le tableau 1.9 de la page suivante présente la synthèse des principaux critères devant être respectés à la suite du traitement, selon leurs applications. Le guide fait également la distinction entre la couche de forme améliorée et stabilisée dans la spécification de ces critères.

Tableau 2.9 Synthèse des critères relatifs au traitement hydraulique
Tiré de CimBéton (Joseph Abdo & Serfass, 2009)

Paramètres	Applications	Critères
Portance à long terme	Remblai, partie supérieure du terrassement et couche de forme (améliorée et stabilisée)	Module d'élasticité (E) \geq 20 MPa
Indice de portance immédiate (IPI)	Remblai	IPI en fonction du type de sol (voir guide, tableau 6, p. 46)
	Partie supérieure du terrassement et couche de forme	10 à 20% de plus que les remblais et CBR à 4 jours d'Immersion \geq IPI
Aptitude du sol au traitement	Couche de forme et assise de chaussée	Selon la procédure de la norme NF P 94-100
Tenue à l'immersion	Couche de forme améliorée	CBR \geq 20
	Couche de forme stabilisée	Rci/Rc60 \geq 0,80 si VBs \leq 0,5 Rci/Rc60 \geq 0,60 si VBs $>$ 0,5 ¹
	Assise de chaussée	Rci/Rc60 \geq 0,80 si VBs \leq 0,5 Rci/Rc60 \geq 0,70 si VBs $>$ 0,5
Tenue au gel	Couche de forme améliorée	Rc \geq 2,5 MPa (compression)
	Couche de forme stabilisée et assise de chaussée	Rt ² \geq 0,20 MPa ou Rtb \geq 0,25 MPa
Délai de maniabilité	Couche de forme stabilisée	4 à 6 heures sauf exception
Âge de circulation en chantier	Couche de forme stabilisée	Âge à Rc = 1 MPa
	Assise de chaussée	Selon l'agressivité de la circulation. Jamais $<$ que 1,0 MPa
Performance mécanique à long terme	Couche de forme stabilisée et assise de chaussée	Selon Rt et E avec la figure 7 et tableau 12, page 73 du guide

¹ Où : Rci = Résistance en compression pour 28 jours de cure normale et 32 jours d'immersion, Rc60 = Résistance en compression pour 60 jours et VBs = Valeur au bleu de méthylène

² Où : Rt = Résistance en tension et Rtb = Résistance en tension par fendage (Essai brésilien)

1.3.6 NCHRP (2014)

Le rapport de la *National Cooperative Highway Research Program (Wen et al., 2014)*, dans le cadre d'une étude du *Transportation Research Board*, vise la proposition de plusieurs procédures de caractérisation des matériaux stabilisés selon un modèle de prédiction de la performance sur la durée de vie. L'analyse est donc spécifiquement établie dans une optique de durabilité en prenant en compte les dégradations de la couche traitée.

Par conséquent, les facteurs d'influences de cette durabilité sont clairement mentionnés et la conception répond exclusivement à ceux-ci. Notons que ces procédures ne font pas l'objet de normes établies, mais seulement une proposition soutenue par une méthodologie de laboratoire et diverses études en provenance de la littérature.

Les propriétés qui affectent la performance sont : le retrait, la fatigue, la durabilité, l'érosion, la résistance et la rigidité. Suivant ces paramètres, le modèle de prédiction fut calibré dans le but d'être intégré au MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Manual of Practice*), le *AASHTOWare Pavement ME Design*. Le tableau 1.10 fait la synthèse des essais et des propriétés des matériaux rejoignant ceux-ci :

Tableau 2.10 Propriétés des matériaux et essais relatifs
Tiré de NCHRP, (Wen et al., 2014), p.8

Table 3-3. Material properties and performance tests.

	Environmental Model		Pavement Response Model	Distress Model		
	Freezing and Thawing	Wetting and Drying	Modulus	Bottom-Up Tensile Fatigue	Top-Down Compressive Fatigue-Erosion	Shrinkage Cracking
Material Properties	Strength		<ul style="list-style-type: none"> • Flexural modulus for heavily stabilized materials • Resilient modulus for lightly stabilized materials 	Modulus of rupture	Unconfined compressive strength	<ul style="list-style-type: none"> • Indirect tensile modulus • Indirect tensile strength • Ultimate drying shrinkage strain • Gradient drying shrinkage strain • Coefficient of thermal expansion • Coefficient of friction
Tests for Model Development or Calibration	Freeze-thaw cycling	Wet-dry cycling	–	Beam fatigue	Cyclic impact erosion	Restrained shrinkage cracking test

Ces essais liés à la performance sont principalement proposés par l'étude et ne sont pas normalisés. Toutefois, les relations du modèle déterminées par l'étude découlent de l'*Unconfined Compressive Strength (UCS)*, normalisé, quant à lui, selon le type de sol :

- Pour le traitement au ciment des argiles, silts et sables;
 - ASTM D1633, Standard Test Method for Compressive Strength of Molded Soil-Ciment Cylinders.
- Pour le traitement au ciment des graviers;
 - AASHTO T22, Standard Method of Test for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.
- Pour le traitement à la chaux des argiles;
 - ASTM D5102, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures.
- Pour le traitement aux cendres volantes des sols;
 - ASTM C593, Standard Specification for Fly Ash and Other Pozzolans for Use with Lime for Soil Stabilization.

Afin de distinguer un matériau fortement traité d'un matériau faiblement traité, un seuil fut établi à 200 psi (1,379 MPa) de résistance à la compression à 7 jours de cure. Ceci correspond à 283 psi (1,951 MPa) pour 28 jours de cure en chambre humide. De cette distinction, il est recommandé de vérifier et d'utiliser le module résilient pour un matériau faiblement traité et le module de flexion pour un matériau fortement traité.

Le but de cette étude étant d'établir un modèle de prédiction de la performance d'un matériau traité (faiblement ou fortement) aux liants hydrauliques, une large série d'essais fut menée et intégrée. Ainsi, le modèle permet d'estimer la fissuration de retrait dans le temps et les changements de modules de la couche traitée en prenant en compte 5 éléments : la cure, la durabilité aux cycles de séchage-mouillage, la durabilité aux cycles de gel-dégel, la fatigue créée par la tension du bas vers le haut et finalement la fatigue et l'érosion créées par la compression du haut vers le bas de la couche. Voici l'équation principale de prédiction de la résistance à la compression à 28 jours ou du module *in situ* :

$$A(t) = A_0 \times \alpha(t) \times \beta(N_{w-D}) \times \lambda(N_{F-T}) \times \gamma(D_{B-T}) \times \eta(D_{T-C}) \quad (0.1)$$

Où : $A(t)$: Résistance ou module *in situ* au temps t
 A_0 : Résistance ou module mesuré à 28 jours de cure en chambre humide
 t : Temps en mois

Tiré de (Wen et al., 2014), page 26

➤ Effet du temps de cure :

$$\alpha(t) = \left[p_1 \left(1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{(t-t_0)}{p_2} \right)} \right) \right] \quad (0.2)$$

Où : t_0 = Temps en mois correspondant à A_0 , soit 28/30
 p_1, p_2 = Paramètres de régression : 1,59 et 1,61

Tiré de (Wen et al., 2014), page 26

➤ Effet du séchage-mouillage :

$$\beta(N_{W-D}) = UCS_{current} \left[\frac{m_2/\ln(UCS_{28})}{1 + e^{[n_1 N]}} + 1 - \frac{m_2/\ln(UCS_{28})}{2} \right] \quad (0.3)$$

Où : UCS_{28} = Résistance à la compression à 28 jours (psi)

N = Nombre de cycles de séchage-mouillage

m_1, n_1 = Paramètres de régression pour le séchage-mouillage : 2,58 et 0,62

Tiré de (Wen et al., 2014), page 26

➤ Effet du gel-dégel :

$$\lambda(N_{F-T}) = UCS_{current} \left[\frac{m_2/\ln(UCS_{28})}{1 + e^{[n_2 N]}} + 1 - \frac{m_2/\ln(UCS_{28})}{2} \right] \quad (0.4)$$

Où : UCS_{28} = Résistance à la compression à 28 jours (psi)

N = Nombre de cycles de gel-dégel

m_1, n_1 = Paramètres de régression pour le séchage-mouillage : 6,68 et 0,93

Tiré de (Wen et al., 2014), page 30

➤ Effets de la fatigue en tension et en compression/érosion :

$$\gamma(D_{B-T}) = \left[\frac{m_3/\ln(UCS_{28})}{1 + e^{[\sinh n_3 D]}} + 1 - \frac{m_3/\ln(UCS_{28})}{2} \right] \quad (0.5)$$

Où : D = Dommages accumulés par fatigue en tension de bas en haut

UCS_{28} = Résistance à la compression non confinée à 28 jours de cure (psi)

m_3 et n_3 = Paramètre de régression en tension (bas en haut) : 3,10 et 3,99 ou en compression/érosion (haut en bas) : 5,08 et 2,01

Tiré de (Wen et al., 2014), page 30

Chaque terme de l'équation étant associé à un des éléments susmentionnés, les données à intégrer au modèle correspondent à trois niveaux : (1) les données recueillies *in*

situ et en laboratoire relatives aux matériaux, (2) les données estimées par les corrélations de l'étude et l'information extérieure au contexte du projet et (3) les données estimées par défaut dans la région. Pour ce qui est des données estimées par corrélations, le rapport du NCHRP présente les valeurs cibles en compression à atteindre.

1.3.7 Comparatif des méthodes de formulation

Les différentes méthodes de formulation étudiées, énumérées au tableau 1.11, présentent toutes une philosophie de conception essentiellement basée sur la durabilité de l'élément traité. La PCA et l'USACE sont les méthodes de formulation les plus anciennes et conventionnelles, avec une vision strictement empirique. Elles utilisent le principe de sélection du dosage initial en accord avec la nature du sol à traité. En comparaison avec les méthodes plus récentes, le seuil de résistance à la compression à 7 jours est nettement plus élevé. Ce seuil minimal pour assurer la durabilité est notamment critiqué par l'étude de la *Texas Department of Transportation* de Guthrie et al. (2002). Cette étude propose une approche de conception hybride, soit mécanistique et empirique, en optimisant le dosage pour que ce dernier s'adapte au matériau. Le but de cette optimisation est motivé par la fissuration de retrait occasionnée par les sols trop fortement traités. Le Centre de recherche routière de Belgique (CRR) et Cimbéton (France), offrent des méthodes dans la même ligne d'idées. La procédure est fractionnée en trois phases : 1) l'identification des matériaux, 2) l'aptitude au traitement et 3) l'étude de formulation. Elles intègrent la notion de CBR initiaux et à 4 jours d'immersion pour caractériser la performance à court terme de l'élément. Le principe global est de créer un abaque adapté pour les matériaux étudiés afin de pouvoir ajuster *in situ* la teneur en eau pour obtenir la résistance désirée. Finalement, la contribution de la *National Cooperative Highway Research Program* est celle de la prédiction de la durée de vie du traitement avec l'étude des paramètres mécaniques mesurés en laboratoire. Cette approche reste hybride, mais la contribution mécanistique est très importante et la performance est axée sur le retrait, l'érosion et les modules de ruptures.

Tableau 2.11 Comparatif des méthodes de formulation

	Paramètres	Principes de la méthode
PCA (1992)	Proctor, Séchage-mouillage (max 7 à 14%), Gel-dégel (max 7 à 14%), Compression (entre 2,064 et 5,516 MPa à 7 jours)	Dosage initial selon le type de sol/texture (min 5% ciment). Approche empirique.
USACE (1994, rév. 2004)	Proctor, Séchage-mouillage (max 6 à 11%), Gel-dégel (max 6 à 11%), Compression (1,724 MPa à 7 jours)	Dosage initial selon le type de sol/texture (min 5% ciment) Caractérisation chimique (aptitude au traitement) Approche empirique.
Guthrie W. Sebesta S. et Scullion T. (2002)	Proctor, Minéralogie, Susceptibilité à l'eau, Compression (2,068 MPa à 7 jours), Retrait, Érosion, Module élastique	Critique de seuils minimaux (pour éviter le retrait). Recommandation de la combinaison de la susceptibilité à l'eau pour interpréter la résistance à la compression. Approche mécanistique.
CRR (2009)	Proctor, CBR (initial et 4 jours immergés), Analyse chimique, Traction indirecte, Compression (28 jrs en chambre + 32 jrs immergés)	Identification des sols, aptitude au traitement et étude de formulation basée la création graphique (teneur en eau/CBR initial) pour ajuster le dosage en chantier. Approche mécanistique-empirique.
CimBéton (2009)	Proctor, CBR (initial et 4 jours immergés), Module EV2, Tenue au gel (gonflement), Tenue à l'eau, Traction indirecte, Compression (28 jrs en chambre + 32 jrs immergés)	Similaire au CRR (2009). Prise en considération de la performance à court et long terme du dosage pour obtenir la durabilité voulue, selon la localisation du traitement. Approche mécanistique-empirique.
NCHRP (2014)	Gel-dégel, Séchage-mouillage, Modules (Résilient/Flexion), Compression (un matériau est considéré fortement traité à 1,951 MPa pour 7 jours de cure)	Méthode d'intégration d'un modèle de prédiction des dégradations sur la durée de vie. Approche mécanistique-empirique.

1.4 Les facteurs d'influence

Bien que chaque élément soit précurseur d'une réaction vis-à-vis du traitement, il est important de comprendre que le système reste complexe dans son ensemble. En d'autres mots, le comportement est influencé par un facteur, mais ceux-ci s'influencent entre eux à

travers tout le processus de réaction et de cure. Dans l'ordre les facteurs d'influence révisés sont : la nature chimique et minéralogique, la granulométrie et la texture, l'eau naturelle et incorporée, les relations de compacité, la résistance et le module, la sensibilité au gel et à l'eau, le retrait et la fatigue.

1.4.1 Nature chimique et minéralogique

De la littérature, les différents facteurs caractérisant les natures chimiques et minéralogiques des matériaux influencent directement le déroulement du traitement aux liants hydrauliques (Cabane, 2004; Choquette, Bérubé, & Locat, 1987; Christensen, 1969; CRR, 2009a; Dong, 2013; Molard, Camps, & Laquerbe, 1987; Tremblay, 1998). Étant donné que l'échange chimique entre la minéralogie du sol et sa chimie affecteront les performances de la matrice, l'analyse de ses composants devient primordiale. Deux origines probables peuvent être en cause pour ce qui a trait au dysfonctionnement d'un traitement hydraulique : (1) les réactions physico-chimiques et (2) la morphologie des particules (Cabane, 2004).

Tout d'abord, la nature chimique du sol récepteur correspond à la base des interactions qui entreront en activités lorsque le liant sera en contact avec les granulats. Les matières organiques, le soufre, les composés azotés, les phosphates et nitrates ainsi que tous les contaminants en métaux lourds peuvent occasionner des changements de comportements. Pour ce qui est des matières organiques, celles-ci ont une chance de provoquer un retardement de la prise du liant ou même un arrêt complet de celle-ci selon la proportion (Cabane, 2004; CRR, 2009a). Les substances humiques auront pour effet de complexifier les ions calcium ayant pour fonction la création des hydrates cimentaires et donc un ralentissement. Généralement, les matières organiques seront présentes en plus grandes proportions dans les milieux argileux. Par échange cationique ou anionique, en ponts de cations polyvalents, par liens d'hydrogènes ou de forces de Van der Waals, les particules seront intimement liées entre les feuilletts argileux, mais également par pénétration dans les espaces intercouches des argiles gonflantes (Tremblay, 1998). Les effets sur le ralentissement, voir l'inhibition de la prise sont relevés dans la littérature à une proportion

sur la masse du sol à partir de 2 à 3% de matières organiques (Cabane, 2004; CRR, 2009a; Tremblay, 1998).

Le soufre, soit la présence en sulfates (gypse naturel ou plâtre) et en sulfures (pyrites), aura pour effet de causer la formation de l'ettringite et de la thaumasite (Ashghariastaneh, 2017; Cabane, 2004; CRR, 2009a; Nagasreenivasu, 2013). Lorsque le liant entre en action, les molécules de sulfures et de sulfates remplaceront la formation des hydrates de silicates monocalciques (CSH) et d'aluminates monocalciques (CAH), prenant drastiquement de l'expansion au cœur de la matrice sol-liant. Afin que cette transformation ait lieu, le calcium et l'aluminate du liant doivent être en contact avec les sulfates solubles, mais également avec une source d'eau dans le sol (Nagasreenivasu, 2013). La formation d'aiguilles d'ettringite aura lieu aussitôt qu'il y a une trace en soufre dans le sol et cette réaction peut subvenir à quelques jours, voire quelques semaines après le malaxage des composants (Cabane, 2004). Par conséquent, l'établissement d'un seuil n'est pas possible puisque la présence en sulfates solubles à moins de 0,1% aura pour effet de perturber les liaisons et créer un gonflement et une diminution des capacités mécaniques. Selon la littérature, de nombreuses recherches ont tenté de préciser ces seuils pour indiquer l'importance de l'influence du soufre. Le tableau 1.11 fait la synthèse de quelques-uns de ceux-ci.

Tableau 2.12 Différents seuils de teneur en soufre exprimés en sulfates (SO₃)
Tiré de Cabane (2004), p.49

	valeurs des seuils
Specification for Highway Works 5 ^{ème} edition ^[70]	1 % pour tous les sols excepté les sols cohésif 0,25 %
Toubeau ^[71]	≈ 0,2 %
Thomas et al. ^[72]	0,3 %
Perrin ^[73]	0,3 %
Mitchell et al. ^[74]	0,3 %
Petry ^[75]	0,2 % => gonflement potentiel > 1 % => risque important
Smith ^[76]	1 %
McCalister ^[77]	0,01 à 0,5 % risque faible à modéré 0,5 à 1,2 % risque modéré à sérieux > 1,2 % risque très sérieux
Orsetti ^[51]	< 0,5 % risque nul 0,5 à 0,7 % risque existe > 0,7 % risque important
Technical memorandum de National lime association ^[80]	< 0,3 % potentiel de perturbation faible 0,3 à 0,5 % potentiel modéré 0,5 à 0,8 % potentiel modéré à fort ≥ 0,8 % potentiel fort (inacceptable)
Baryla ^[47]	≤ 0,1 % adapté 0,1 à 0,75 % douteux > 0,75 % inadapté

Les matières organiques et le soufre étant les principaux perturbateurs, certains composés azotés comme les ions ammoniums et nitrates sont en cause pour le retard de la prise et un gonflement de la matière. Les phosphates (engrais) vont réagir avec l'ion calcium du liant, occasionnant un précipité insoluble. Étant donné que cette réaction prend lieu à la place de l'hydratation normale, il y aura un ralentissement (ou même un arrêt) de la prise et de l'amélioration des propriétés mécaniques tout dépendant de la quantité retrouvée (CRR, 2009a). Pour ce qui est des chlorures, leurs réactions physico-chimiques auront plutôt comme effet d'accélérer la prise hydraulique. Selon Tremblay (1998), il est déduit que la contamination par les métaux lourds est observable par l'acidification du pH. Ceux-ci seront plus enclins à être retrouvés dans le sol en compagnie des ions chlorures et sulfures qui les rendent très stables.

La minéralogie des sols correspond au deuxième facteur d'influence lors de la réaction entraînée par le traitement aux liants hydrauliques. On observe que les argiles sont plus efficacement traitées à la chaux et que les sols silteux réagissent mieux à un traitement

au ciment (Dong, 2013). En effet, cette efficacité est intimement liée à la surface spécifique des granulats étant donné que plus celle-ci est élevée et plus l'échange cationique augmente (Christensen, 1969; Tremblay, 1998). Un matériau composé d'une plus grande proportion en particules fines aura une plus grande surface spécifique.

La capacité d'échange cationique (CEC) est une caractéristique de la nature minéralogique des argiles. Le tableau 1.12 présente les valeurs retrouvées dans la littérature concernant les CEC typiques.

Tableau 2.13 Capacité d'échange cationique (CEC) de diverses natures argileuses
Tiré de sources diverses mentionnées

Nature minéralogique	CEC (m.éq/g)	Source
Kaolinite	0,05 à 0,10	(Cabane, 2004)
	0,03 à 0,13	(Molard et al., 1987)
	0,03 à 0,15	(Dong, 2013)
Illite	0,20 à 0,50	(Cabane, 2004)
	0,10 à 0,40	(Dong, 2013)
Smectite	1,00	(Cabane, 2004)
Montmorillonite	1,00 à 1,30	(Molard et al., 1987)
	0,80 à 1,50	(Dong, 2013)

L'échange cationique s'effectue lors du processus d'hydratation du liant. Ainsi, plus la valeur de CEC est grande et plus la formation des hydrates est accélérée (Tremblay, 1998). Cette accélération devient problématique lorsque les feuillets d'argiles consomment les cations de calcium jusqu'à dissoudre le ciment à un point tel que la cristallisation des hydrates est freinée, ralentissant la prise normale. Les smectites et montmorillonites sont les cibles de cette problématique. En faible présence, elles peuvent être suffisantes pour déstabiliser le traitement (Guthrie et al., 2002) Notons que les critères de perturbation sont également en relation avec la microstructure du sol et la disponibilité de l'eau (Cabane, 2004). Par conséquent, un CEC plus faible, comme pour les kaolinites, favorise l'effet des

pouzzolanes (Dong, 2013), mais comporte toujours un risque de formation d'ettringites avec leurs tendances à contenir des oxydes d'aluminates réactifs et de la silice (Nagasreenivasu, 2013).

1.4.2 Granulométrie et texture

La caractérisation des granulats est la base du processus décisionnel du dimensionnement. Les propriétés physiques du sol influenceront les comportements du procédé de traitement, entre autres par la surface spécifique, la réaction à l'humidité et les changements de volumes (Guthrie, 2002). En effet, le squelette granulaire (arrangement des grains) et les proportions sont tous les deux des facteurs influençant l'efficacité du traitement. Selon une étude menée par Dong (2013), concernant l'influence des grosseurs des particules sur le traitement d'un sol au ciment, plus leurs grosseurs sont élevées et plus le comportement rigide du matériau traité sera bas. Ceci est confirmé par une étude sur la résistance en flexion et le module élastique montrant une diminution de résistance mécanique avec l'augmentation de la grosseur des granulats (Mbaraga, Jenkins, & van de Ven, 2014). De plus, la grosseur des particules semble dicter l'hétérogénéité du sol retrouvé *in situ*. Plus la grosseur maximale des grains (D_{max}) est grande et plus vaste sera l'hétérogénéité retrouvée dans le sol en place. Dans ces études, la grosseur des granulats fut déduite comme étant un facteur d'importance quant à l'efficacité de la cure du liant et la résistance aux cycles de séchage-mouillage.

Les méthodes de conception et les études de comportements retrouvées dans la littérature sont unanimes : la nature du sol et sa granulométrie permettent de choisir le liant approprié ainsi que le dosage préliminaire. Il est relevé que le ciment portland est plus efficace avec un sol silteux qu'un sol argileux, tandis que la chaux performe mieux avec les argiles (CRR, 2009a; Dong, 2013; Szymkiewicz, 2013). La forte présence argileuse à l'intérieur du mélange permettra d'élever le module d'élasticité, mais le gain de résistance sera moindre en diminuant la proportion d'argile. Cela est dû à la faculté de cette dernière à gagner en rigidité dans les 56 premiers jours (Helson, Beaucour, Eslami, Noumowe, &

Gotteland, 2016). Selon cette même étude sur les propriétés physiques et mécaniques des sols-ciment, un dosage modéré en argile provoque une deuxième vague de formation d'ettringites, réduisant les pores autour des granulats ce qui renforce la résistance des liens macrot texturaux. Notons ici que la macrot texture réfère à la texture de plusieurs particules granulaires ensemble, tandis que la micro texture est associée à la texture à même le granulat (Perraton, 2013). Suivant la proportion d'argile, l'étude précédemment citée constate qu'au-dessus de 15%, la résistance et le module vont être plus faibles.

On observe que la floculation occasionnée par le traitement hydraulique agit sur le plan macrot textural en créant des « ponts » d'hydrates de calcium et que c'est précisément cette formation, en combinaison avec les réactions pouzzolaniques, qui donne à la matrice ses propriétés physiques, mécaniques et de rehaussement de la perméabilité (Bergado, 1996; Sasanian, 2011). Au cœur d'une argile, ces ponts cimentés ne se brisent pas brusquement par compression ou par cisaillement, mais graduellement comme un matériau élastoplastique. Une brisure fragile est observable lorsque l'argile traitée est séchée, tandis qu'en conditions humides et naturelles, la déformation est de comportement ductile. Par conséquent, les propriétés de textures sont directement influencées par un traitement, et ce, particulièrement avec les argiles. Par la faculté d'échange cationique (CEC) de l'argile, la plasticité de celle-ci change (Holt, 2010). Tel que visuellement présenté dans la figure sous-jacente, il est possible que la limite de liquidité augmente pour les sols à haute plasticité ou qu'elle diminue pour les sols moins plastiques (Dong, 2013; Sariosseiri, 2008; Szymkiewicz, 2013).

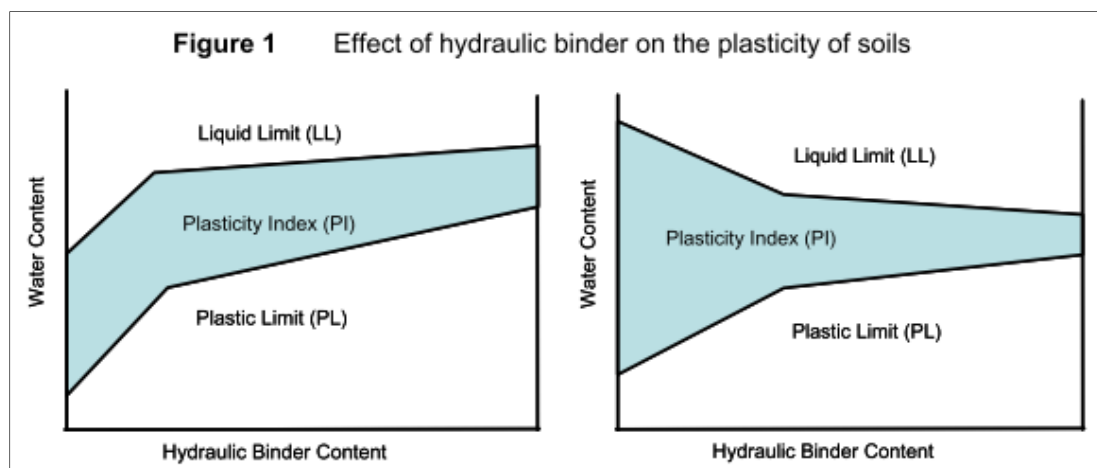


Figure 2.2 Effets d'un liant hydraulique sur la plasticité des sols
Tiré de Holt (2010) , p.4

Le rôle des vides à l'intérieur du sol est également un facteur d'influence. Plus l'indice des vides est élevé et plus les cristaux d'ettringites ont de l'espace pour prendre de l'expansion (Tremblay, 1998). Il fut déduit par Helson et al. (2016) que des vides importants, de l'ordre de 28 à 60%, doivent être ajustés avec une plus haute teneur en eau afin d'en améliorer la consistance. Par l'étude des vides de Szymkiewicz (2013), il y aura en fait une augmentation des pores lors de la floculation des hydrates, mais ceux-ci se rempliront majoritairement lors du mûrissement entre 7 et 28 jours. De plus, le changement de volume est strictement intergranulaire. Les vides en surface des particules ne sont que peu influencés par l'ajout de liant hydraulique (Sasanian, 2011). Il est suggéré d'utiliser le ratio porosité-ciment afin d'interpréter la rigidité initiale et la résistance à la compression (Consoli, Foppa, Festugato, & Heineck, 2007).

1.4.3 Eau naturelle et incorporée

L'eau est un paramètre déterminant qui influencera non seulement la matrice traitée durant sa mise en œuvre, mais aussi pendant sa cure et toute la durée de vie de l'ouvrage. L'eau naturelle déjà présente dans le sol joue un rôle actif puisque les molécules d'eau sont les catalyseurs de la réaction d'hydratation. Il est reconnu dans la littérature qu'il est

préférable, voire nécessaire, de densifier la matrice de sol-ciment à sa teneur en eau optimale pour atteindre la valeur la plus élevée de masse volumique sèche (Flon & Besner, 1987; PCA, 1992). La susceptibilité d'un matériau à faire voyager les particules d'eau influence la détérioration interne par perte de liant. On parle alors de susceptibilité à l'humidité (Guthrie, 2002). En termes de cure, une immersion ou une humidification permanente sont préférables puisqu'un mûrissement à l'air réduit les capacités mécaniques par l'assèchement de la surface (Helson et al., 2016).

1.4.4 Relations de compacité

La compacité est directement liée à la teneur en eau naturelle et incorporée, comme mentionné précédemment. De cette propriété, la masse volumique sèche maximale sera associée à l'arrangement des particules du sol occupant le plus d'espace possible pour un volume minimal. Afin d'atteindre cette masse volumique idéale, on relève la teneur en eau optimale permettant la réorganisation des grains lors du compactage du matériau. Il s'agit ici de la théorie du compactage couramment connue sous l'appellation « Proctor » dans le domaine du génie civil (Holtz & Kovacs, 1981).

Pour les sols traités aux liants hydrauliques, les relations de compacités sont toutes aussi importantes. Tous les guides de conception révisés plus haut dans ce chapitre conseillent l'auscultation de cette relation lors de l'étude de formulation. Il est déduit que plus on ajoute de liant au sol récepteur et plus la teneur en eau optimale et la densité maximale vont augmenter (Holt, 2010). De plus, selon Flon et Besner (1987) il est préférable de densifier le matériau à sa valeur optimale de teneur en eau afin d'obtenir un élément durable. En dépassant cette teneur en eau optimale, ce que l'on appelle le « côté humide », le matériau est plus saturé et une plus grande imperméabilité est obtenue. En contrepartie, le sol traité perdra au niveau de sa raideur et de ses résistances mécaniques (Dong, 2013). De la même étude, il est déduit un lien de causalité avec les grosseurs des particules : plus les particules sont grosses et plus la succion de l'eau environnante est propice. Une plus grande

raideur étant obtenue sur le « côté sec » de l'optimum, ce matériau sera plus perméable afin de combler les pores et nourrir l'hydratation du liant.

1.4.5 Résistance et module

Particulièrement pour le traitement cimentaire, l'étude des gains en résistances est intéressante pour déterminer la durabilité du matériau en relation avec le trafic lourd devant être desservi par la route. Toutefois, il s'agit d'un piège pour le concepteur que de penser qu'il s'agit de l'unique indicateur de durabilité d'un traitement cimentaire. Dans leur étude, Guthrie et al. (2002) affirment que cette méthodologie s'est implantée à tort aux États-Unis au début de l'utilisation de la stabilisation. On procédait alors au respect du seuil minimal prescrit par la résistance en compression à 28 jours de cure. La relation de la résistance est proportionnelle au dosage en ciment et à son temps de cure (PCA, 1992). L'erreur est toutefois d'associer une haute résistance à une bonne durabilité. Un pourcentage de ciment trop élevé a pour effet d'augmenter significativement la rigidité du corps de chaussée, occasionnant une fissuration de retrait prématurée (Chen, Hong, & Zhou, 2011). Cette recommandation à la prudence est également soulignée par Muhunthan et Sariosseiri (2008) dans leurs recherches sur les propriétés géotechniques des sols traités.

Dans le domaine de la conception des chaussées, les sols-support sont les éléments dictant les besoins structuraux de la structure sus-jacente. Par l'analyse mécanistique de cette structure, on remarque que pour les chaussées flexibles, le sol-support reprend les contraintes en compression, tandis que l'interface sous l'enrobé bitumineux reprend les contraintes en tension (Carter, 2015). Par conséquent, l'augmentation du module (ou de la résistance) de l'infrastructure permet de soulager la contribution structurale de la couche de roulement, soit une baisse des coûts des matériaux en plus de celle obtenue par la revalorisation du sol en place.

En termes d'application de la résistance et du module dans la conception, il est de mise d'évaluer au moins l'une de ces deux valeurs en conjonction avec les autres paramètres

pertinents. La résistance à la compression non confinée étant la plus populaire, le tableau 1.13 présente des valeurs typiques recueillies dans la littérature par l'étude de Wen et al. (2014) :

Tableau 2.14 Valeurs typiques de UCS
(*Unconfined compressive strength*) en psi
Tiré de Wen et al. (2014), p.28

Binder	Values	Soil				
		Clay	Silt	Sand	Gravel	Recycled Materials
Cement	Range	40 ~ 1015	88 ~ 900	80 ~ 843	392 ~ 1296	30 ~ 1088
	Typical	263	363	350	763	653
Lime	Range	19 ~ 522	78 ~ 510	Not applicable	64 ~ 91	Not applicable
	Typical	150	158		78	
C fly ash	Range	19 ~ 668	39 ~ 268	31 ~ 693	59 ~ 305	Not applicable
	Typical	181	115	174	214	
Lime and F fly ash	Range	Not applicable	150 ~ 190	Not applicable	Not applicable	120 ~ 200
	Typical		170			190

Par conversion, la valeur typique de résistance à la compression pour une argile traitée au ciment est de 1,813 MPa et de 5,261 MPa pour un gravier traité au ciment. Étant donné le changement de comportement, élastoplastique à rigide, selon l'état hydrique et le dosage tel que vu aux sous-sections précédentes, il est posé comme seuil pour un sol fortement traité, une résistance à la compression à 28 jours de 1,951 MPa (283 psi). Une valeur moindre est associée à un sol faiblement traité (Wen et al., 2014). Cette distinction est importante puisque sous cette marque, la notion de module utilisée est celle du module de résilience. Le module de résilience est un paramètre de description élastique en contrainte-déformation des sols. Pour un matériau fortement traité, il est préférable de considérer le module de flexion étant donnée sa plus grande rigidité.

1.4.6 Sensibilité au gel

Le gel-dégel en régions subissant de forts écarts de températures à intervalles rapides, comme le climat québécois, provoquent un effet direct sur la constitution des matériaux. De

manière courante dans les domaines du génie civil et de la géotechnique, un matériau granulaire avec une haute teneur en particules fines inférieures à 80 μm sera considéré comme gélif. En présence d'eau et de gel, cette propriété gélive s'explique par la faculté de ces particules très fines à attirer l'eau interne par forces de Van der Waals. Ceci contribue à nourrir les lentilles de gel et provoquer une faiblesse structurale (Rouquès & Caniard, 1975). Bien que cette notion de fines particules soit vraie pour les sols, un traitement au ciment changera la réponse aux mécanismes qui dépendra beaucoup plus de la présence d'eau et des résistances en tension interne de la matrice (Jamshidi, 2014). Selon une étude effectuée par Jamshidi (2014) sur le traitement au ciment de sables silteux, trois modes de ruptures sont généralement observés au point de faiblesse le plus conséquent : (1) la phase cristallisée par les réactions hydrauliques entre les granulats, (2) à l'intérieur des granulats et (3) à l'interface surfacique des granulats.

À l'intérieur de la phase cimentaire, une faiblesse se crée par excès de pression hydraulique dans les pores capillaires. Cette dernière peut être estimée en prenant en considération la saturation et la résistance en tension du matériau. À saturation totale, avec une résistance à la tension très faible (matériaux non traités), les dommages occasionnés par le gel-dégel seront les plus conséquents (Chatterji, 2003). À l'intérieur de granulats poreux en état de saturation, le même phénomène sera présent. Selon cette même étude, il en ressort que le paramètre clé est la conductibilité hydraulique interne du matériau et l'effet de la succion engendrée par le gel. Cette migration de la phase aqueuse est plus faible pour un mélange compacté sur le côté humide de son optimum de teneur en eau (Jamshidi, 2014).

1.4.7 Sensibilité à l'eau

Les cycles d'humidifications et de séchages du matériau traité peuvent occasionner une dégradation graduelle de l'élément dépendamment de ses caractéristiques, notamment par sa conductibilité hydraulique (Dong, 2013; Jamshidi, 2014; Zhang, Johnson, & White, 2016). Par effet de succion, le mécanisme est similaire à celui du gel-dégel, car plus le mélange est poreux et plus il absorbera de l'eau, occasionnant une dégradation si la

perméabilité le permet. Le dosage en ciment améliorera la perméabilité, puisque la floculation et les réactions pouzzolaniques rempliront graduellement les pores intergranulaires, réduisant l'accès à l'eau. La plupart des méthodes de conception utilisent l'étude de durabilité au séchage-mouillage comme critère conjoint au gel-dégel (PCA, 1992; USACE, 2004; Wen et al., 2014). D'autres écoles de pensées vont plutôt étudier directement la sensibilité à l'eau (Guthrie et al., 2002) ou relever les résistances à l'immersion (Joseph Abdo & Serfass, 2009; CRR, 2009a).

1.4.8 Retrait

Afin de comprendre le retrait et ainsi le caractériser adéquatement, le principe se base sur la réaction qui subvient par l'hydratation normale du liant. Le ciment réagit par hydratation et par action des pouzzolanes tandis que la chaux agit uniquement par nature pouzzolanique (Bhattacharja, 2003). Ceci a pour effet de donner un gain de résistance initial beaucoup plus conséquent dans le cas de la poudre cimentaire. La chaux, quant à elle, aura un processus de solidification plus lent.

De ce fait, on distingue deux types de retrait, soit de provenance chimique et thermique (Joseph Abdo & Serfass, 2009). Le retrait chimique est immédiat et se prolonge durant les premiers jours de cure. On dénotera alors la présence d'hydratation interne (endogène) et un échange d'humidité (dessiccation) à mesure que la matrice se solidifie. Le retrait thermique subvient par variation de la température. Ainsi, le matériau agissant de manière semi-rigide, dans ce milieu confiné qu'est la structure de chaussée, engendrera une fissuration transversale au plan de dégradation régulier. C'est pourquoi un apport trop important en ciment entraînera inévitablement ce genre de patron de fissuration.

Ces conclusions sont confirmées par les paramètres utilisés dans le modèle de prédiction établi par Wen et al. (2014), prenant en considération le module en traction, le retrait de séchage, le gradient thermique de séchage, le coefficient d'expansion thermique et le coefficient de friction interne. Les différentes causes du retrait sont également attribuées

par un excès en liant, une compaction effectuée sur un mélange excédant sa teneur en eau optimale, une cure à l'air libre et un sol aux propriétés gonflantes (Chen et al., 2011; X. Li, 2014; Luo, 2007).

1.4.9 Fatigue

La fatigue associée à l'action répétée d'un effort est décrite par la loi de Miner de l'accumulation des dommages (Sobhan & Das, 2007). Il est possible de définir deux types de fatigue à l'intérieur d'une structure de chaussée : par tension à l'interface des différentes couches de matériaux et en compression à l'intérieur même des couches. De manière générale, la fatigue localisée à l'interface sous la couche de roulement en tension et dans la couche du sol support sont déterminants de la qualité de la structure (Di Benedetto & Corté, 2005; Miller, Guthrie, Crane, & Smith, 2012; Wen et al., 2014). La figure 1.3 illustre la localisation de ces efforts sous un chargement.

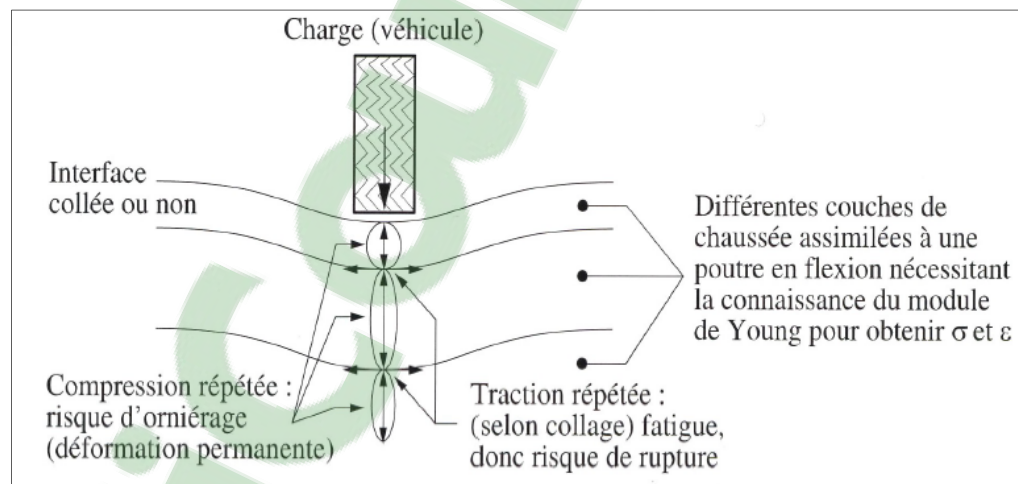


Figure 2.3– Sollicitation dans la chaussée par l'effet d'un effort de chargement

Tiré de Di Benedetto et Corté (2005)

La notion de vie utile de la chaussée est donc directement liée à la fatigue qui sera évaluée lors d'une conception mécanistique-empirique d'une chaussée. On considère qu'une

chaussée a atteint sa vie utile lorsque son module est réduit de 50% de sa valeur initiale de construction (Wen et al., 2014). Cette fatigue structurale est caractérisée par deux ratios différents : (1) la relation de l'effort appliqué et de la résistance structurale et (2) la déformation appliquée et la déformation critique (ARA, 2004; Austroads, 2015; Sobhan & Das, 2007). Pour ce qui est du comportement de la fatigue en tension, celle-ci agit à la manière d'une poutre, comme pour un béton de ciment. Ceci dépend évidemment si le matériau est faiblement ou fortement traité. Le comportement en compression, quant à lui, est lié à l'action de l'eau en présence dans la structure (De Beer, 1985). En présence d'eau et sous l'action du chargement, un effet de pompage est créé, provoquant l'érosion du matériau, dégradant la couche traitée.

Afin d'estimer l'endommagement occasionné par la fatigue, un modèle de prédiction fut établi par la NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) en prenant en considération les paramètres susmentionnés et la combinaison de larges études expérimentales à travers la littérature et à même l'étude. Voici les équations du modèle de prédiction du dommage par fatigue et par compression-érosion :

$$\ln(N_{ft}) = \left(\frac{k_2 - \frac{\sigma_t}{MOR}}{k_3} \right) \quad (0.6)$$

Où : N_{ft} = La vie utile causée par fatigue en tension (50% module initial)

σ_t = contrainte en tension au bas de la poutre (psi)

MOR = Module de rupture (psi)

k_1 = Paramètre de calibration in situ (1,0 en laboratoire)

k_2, k_3 = Paramètres de régression selon le sol et le liant

Tiré de (Wen et al., 2014) p. 11

$$\log(N_{fc}) = k_4 \log\left(\frac{\rho}{\omega}\right) \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_5 UCS}\right) \quad (0.7)$$

Où : N_{fc} = La vie utile causée par fatigue en compression-érosion (50% module initial)
 ρ = Masse volumique sèche maximale (lb/ft³)
 ω = Teneur en eau optimale (%)
 σ_c = contrainte en compression appliquée au-dessus de l'échantillon (psi)
 UCS = Résistance à la compression actuelle (psi)
 k_4, k_5 = Paramètres de régression en fonction du matériau et du liant

Tiré de (Wen et al., 2014) p. 13

Par la suite, avec les valeurs de dommages, on procède à la sommation de ceux-ci à l'aide de l'équation suivante :

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{n_i}{N_i} \quad (0.8)$$

Où :

D = Dommage accumulé
 j = Nombre total de groupe de chargements
 n_i = Nombre de répétitions du groupe de chargement i
 N_i = Nombre de répétitions en fatigue du groupe de chargement i

Tiré de (Wen et al., 2014) p. 12

Les estimations de valeurs de modules après dégradations en fatigue peuvent être déduites par l'équation suivante :

$$E(D) = E_{current} \left[\frac{m_3/\ln(UCS_{28})}{1 + e^{[\sinh n_3 D]}} + 1 - \frac{m_3/\ln(UCS_{28})}{2} \right] \quad (0.9)$$

Où :

$E(D)$ = Module après l'accumulation de dommages D
 UCS_{28} = Résistance à la compression non confinée à 28 jours de cure (psi)
 $E_{current}$ = Module avant le dommage en fatigue à l'âge t en mois (psi)
 m_3 et n_3 = Paramètre de régression en tension (bas en haut) : 3,10 et 3,99 ou en compression/érosion (haut en bas) : 5,08 et 2,01

Tiré de (Wen et al., 2014) p. 12

1.4.10 Synthèse des facteurs d'influence

Finalement, le tableau 1.14, ci-dessous, résume les facteurs d'influence couverts à travers les sous-sections précédentes.

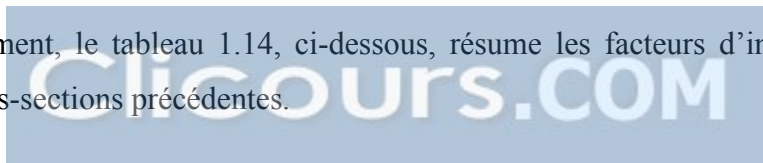


Tableau 2.15 Synthèse des facteurs d'influence, sous-facteurs et leurs facteurs connexes

FACTEURS	SOUS-FACTEURS	FACTEURS CONNEXES
Nature chimique	Constituants chimiques	Matières organiques Sulfates et sulfures Phosphates et nitrates Chlorures Contaminants
Nature minéralogique	Minéraux disruptifs argileux	Kaolinite Illite Smectite Montmorillonite
Nature physique	Granulométrie Texture Eau naturelle et incorporée	Grosseur des particules Squelette granulaire Surface spécifique Microtexture Macrotexture Pores Plasticité Liquidité
Propriétés mécaniques	Relations de compacité Résistances Modules	Courbes Proctor Compression Tension Cisaillement Rigidité Module élastique Module de rupture Module de tension
Propriétés de durabilité	Sensibilité au gel Sensibilité à l'eau Retrait Fatigue	Cycles gel-dégel Cycles séchage-mouillage Gonflement Fissuration Érosion

1.5 Les moyens expérimentaux

Les moyens de conception correspondent aux procédures permettant d'observer et de décrire les facteurs d'influence des sols-ciment à l'intérieur du processus scientifique. Il existe une large panoplie d'essais utilisés dans la littérature. De ce mémoire, nous en ferons

une sélection. Cette sous-section présentera d'abord les essais *in situ* à la plaque, puis les essais en laboratoire.

1.5.1 Essais *in situ* à la plaque

Le contrôle en chantier vient guider et valider le comportement pendant la mise en œuvre de l'élément traité. L'essai de plaque récupère la déflexion produite par l'application d'une charge statique. Cette déflexion peut être ensuite transposée en module élastique. Le principe, simple à mettre en œuvre, utilise un véhicule lourd comme massif de réaction. À l'aide de sondes, on mesure la déflexion en contrôlant l'enfoncement avec un vérin hydraulique monté sur la plaque circulaire. Il existe deux types d'essais à la plaque : l'un provient des normes européennes et l'autre des normes américaines.

Les normes européennes et américaines utilisent sensiblement le même appareillage. Toutefois, les différences majeures relèvent du but de l'essai et de l'exécution de la méthode. Du côté européen, on retrouve la norme NF P 94-117-1. Elle s'attarde à la détermination du module de chargement par la théorie élastique de Boussinesq. L'exécution se fait sous deux chargements à une pression bien définie. L'enfoncement rémanent et total est alors relevé et appliqué au cadre théorique d'une équation mécanique. Pour ce qui a trait à la méthode américaine, régie par les normes ASTM D1195 et D1196, la complexité d'exécution en fait des essais beaucoup plus longs à conduire. Ceci est principalement dû au but de ces essais qui est de relever l'évolution de la déflexion dans le temps et donc un ensemble conséquent de mesures. La distinction entre les deux est le caractère répétitif (ASTM D1195) et non répétitif (ASTM D1196). La procédure répétitive définit un cheminement séquentiel où trois chargements, dont la déflexion est spécifiée, sont répétés six fois. À chaque répétition, il est nécessaire d'attendre six minutes afin de conserver un taux de chargement stable de 0,03 mm par minute. Évidemment, l'utilité d'une prise de donnée aussi élaborée n'a pas pour fonction de valider rapidement la portance, mais bien de relever un graphique de déflexions. La seule différence avec la prescription non répétitive est la spécification des déflexions cibles n'étant

pas définies. Le tableau suivant fait état de la différence entre la méthodologie européenne et américaine.

Tableau 2.16 Comparatif des essais à la plaque française et américaine
Tiré de (AFNOR, 2000), (ASTM, 2012b) et (ASTM, 2015)

Normes	Extrant de l'essai	Exécution
NF P 94-117-1 (AFNOR, 2000)	Module élastique EV2	Premier chargement : 70,65 kN \pm 1,4 kN à 0,25 MPa en 30 secondes. Relâcher en 5 secondes ou initialiser. Deuxième chargement : 56,54 kN \pm 1,1 kN à 0,20 MPa en 30 secondes. Relâcher en 5 secondes ou initialiser.
ASTM D1195 (répétitif) (ASTM, 2015)	Graphe de déflexion	Premier chargement : Appliquer la charge nécessaire pour obtenir une déflexion de 1,0 mm. Maintenir pendant 3 minutes à un taux de 0,03 mm/minute. Relâcher et attendre 3 minutes. Répéter 6 fois. Deuxième chargement : tel que le premier, mais à une déflexion de 5,1 mm. Deuxième chargement : tel que le premier, mais à une déflexion de 5,1 mm.
ASTM D1196 (non répétitif) (ASTM, 2012b)	Graphe de déflexion	**aucune spécification sur les déflexions cibles Un minimum de 6 mesures pour chaque incrément de charge stabilisé à un taux de 0,03 mm/minute pendant 3 minutes. À la limite de chargement désirée.

Par conséquent, l'avantage notable de la méthode européenne réside dans sa faculté d'être exécutée dans un court délai. Étant donné que l'essai de plaque *in situ* observe le comportement d'un point bien précis, l'importance de couvrir une plus grande surface en

multipliant la prise de données est primordiale. Les essais américains quant à eux ne présentent pas cet avantage étant donné la longueur de la procédure. Ainsi, un essai simple et rapide permettrait de devancer la réalisation de l'auscultation en laboratoire et ainsi faciliter le déroulement des travaux. De plus, étant donné qu'il s'agit des conditions réelles observées en chantier, contrairement au laboratoire, ceci positionne une excellente validité.

1.5.2 Essais en laboratoire

Différentes procédures de laboratoire coexistent dans la caractérisation des paramètres susmentionnés. Les tableaux suivants en font une révision partielle, définie par groupes d'identification des matériaux, d'aptitude au traitement et d'étude de performances à courts et longs termes. Les essais utilisés lors du processus exploratoire de ce projet seront détaillés au chapitre suivant, portant sur la méthodologie.

Tableau 2.17 Moyens d'identification des matériaux

Essais	Normes
Granulométrie	BNQ 2501-025, NF P 94-056
Limites d'Atterberg	ASTM D4318, NF P 94-051
Valeur au bleu de méthylène	NBN EN 933-9 ou NF P 94-068
Proctor	NF P 94-093 ASTM D698 (normal) ASTM D1557 (modifié) ASTM D558 (sols-ciment)
California Bearing Ratio	ASTM D1883, NF P 94-067

Tableau 2.18 Moyens d'auscultation de l'aptitude au traitement

Essais	Normes
Stabilité des grumeaux (chaux)	CRR MF 34/73
Aptitude au traitement	NF P 94-100
• Gonflement volumique	NF EN 13286-49
• Traction indirecte (Brésilien)	NF EN 13286-42
California Bearing Ratio	ASTM D1883, NF P 94-067

Tableau 2.19 Moyens d'auscultation des performances à courts et longs termes

Essais	Normes
Résistance à la compression <ul style="list-style-type: none"> • Argiles, silts et sables • Gravier • Chaux • Pouzzolanes 	D2166 (sols cohésifs) ASTM D1633 AASHTO T22 ASTM D5102 ASTM C593
Résistance à la flexion	NF EN 13286-42 ASTM D1635 ASTM C496
Sensibilité à l'eau <ul style="list-style-type: none"> • Conductibilité hydraulique • Cycles de séchage-mouillage 	ASTM D5084 ASTM D559 ASTM C1262
Sensibilité au gel <ul style="list-style-type: none"> • Cycles de gel-dégel 	ASTM D560 ASTM D4843 ASTM C672 ASTM C666 ASTM D5918

CHAPITRE 3

MÉTHODOLOGIE

Suivant la synthèse théorique nécessaire à la compréhension du contexte des sols-ciment, ses facteurs et méthodes de conception, ce chapitre traitera des moyens employés lors de la phase expérimentale. Cette phase est motivée par l'exploration des moyens de conceptions menant à une optimisation adaptée de la formulation d'un mélange de sols traités au ciment. À prime à bord, le portrait du projet sera présenté, suivi de la sélection et la planification des essais du plan expérimental. Ensuite, les matériaux traités et les essais d'auscultation seront détaillés.

1.6 Présentation du projet

Le projet de recherche évolue dans le cadre d'un mandat réel de réhabilitation de stationnement utilisant le traitement au ciment sur les sols en place comme fondation supérieure de chaussée. À des fins de préconception, la réalisation d'une planche de référence fut préconisée. Cette planche permettra par la suite de statuer du comportement global de la technologie du traitement cimentaire. De plus, cette étape cruciale guidera la conception et validera l'application d'une telle méthode dans ce contexte spécifique.

Les essais du projet de recherche furent menés conjointement avec un partenaire industriel qui effectua lui-même une série d'investigations et dont la portée de l'étude a permis le partage des données.

1.6.1 Planche d'essais

La planche d'essais, située dans la région de Montréal, couvre une portion approximative de 6 400 m² en superficie. Elle offre une géométrie rectangulaire, de 96 m par 58 m, se délimitant par une zone d'accès de camions lourds à l'ouest, un bâtiment et une voie de circulation à l'est, une zone piétonnière au sud et une voie de circulation au nord. Le

dosage en ciment est de 7% de la masse sèche granulaire dans la portion dédiée au passage des véhicules lourds et au nord de l'aire de stationnement. Les sections restantes sont toutes dosées à 5% de ciment. Cette formulation provient d'une auscultation préliminaire faite en laboratoire par le partenaire industriel. Le schéma 2.1 présente la planche d'essais, incluant la localisation des différents dosages.

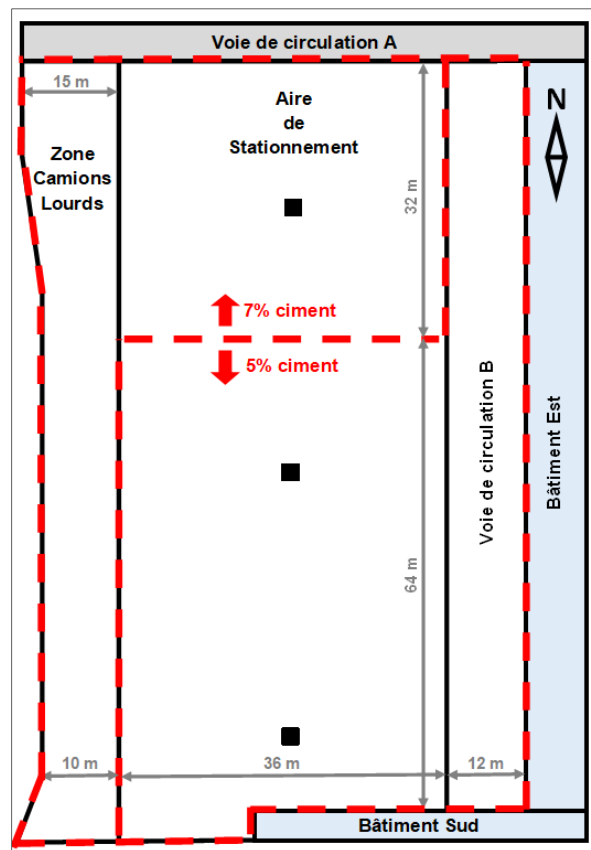


Figure 3.1 Schématisation de la planche d'essais – Vue en plan

La construction de la couche de sol traité fut réalisée en place à l'aide d'une épandeur à ciment, suivie du malaxage de la matrice sur une profondeur visée de 300 mm par pulvérisateur-malaxeur. Le matériau homogénéisé fut compacté avec un rouleau à pieds de mouton et la teneur en eau a été ajustée de manière visuelle à consistance idéale telle qu'observée lors de la formulation préliminaire (détaillé à la sous-section suivante :

chronologie). Par plusieurs passages à la niveleuse et par la suite au rouleau compacteur à cylindres lisses, la finition fut conduite afin d'atteindre le niveau final de la couche de base.

Cette couche de base est l'assise directe d'un revêtement d'enrobés bitumineux aux spécifications prescrites par le client. Deux types de structures ont été sélectionnées pour subvenir aux besoins de l'aire de stationnement et de la zone de camions lourds.

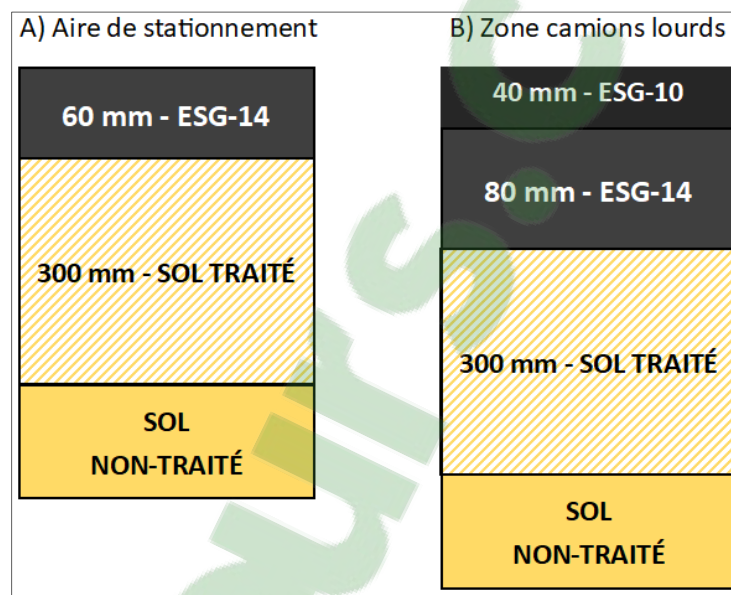


Figure 3.2 Conception structurale proposée
– Zones de la planche d'essais

La formulation choisie par le concepteur est celle de deux enrobés semi-grenus, soit le ESG-14 et le ESG-10 par la norme 4202 du MTMDET. Sous-jacents, 300 mm de sols traités au ciment (à 5 et 7%) font office de fondation pour ensuite se répartir sur un sol support non traité.

1.6.2 Chronologie

Conformément à la réalisation de la planche d'essais faisant partie intégrante d'un projet mandaté, la présentation de la chronologie permet de situer la provenance des

différents lots de données qui seront abordés plus loin dans ce mémoire. Bien que le contexte du projet soit le même, cette distinction est primordiale afin de prendre en compte les nuances de dosages, de matériaux et de méthodes de malaxage à travers l'étude et le temps. Les travaux s'étalant sur deux jours entiers, la première phase est celle du dosage à 7% de ciment, entièrement accomplie le 25 octobre 2017. La deuxième phase, concernant le dosage à 5% de ciment, a été débutée le 25 octobre en bordure ouest de l'aire de stationnement adjacente à la zone de camions lourds. Le reste de la planche d'essais fut terminée le 26 octobre 2017.

De longue haleine, l'étude exploratoire de la planche d'essais s'échelonne de septembre 2017 à mars 2018. Le début des activités résulte de l'exploration faite par le partenaire, suivi de la réalisation de la planche et l'analyse de la performance subséquente. Le tableau 2.1 fait le récapitulatif de cette chronologie, segmenté en lots de données.

Tableau 3.1 Synthèse chronologique de l'étude exploratoire de la planche d'essais

Date(s)	Activité(s)	Données récoltées	Provenance des données
18 septembre 2017	Puits d'exploration	1 ^{er} lot	Partenaire
4 et 5 octobre 2017	Étude préliminaire en laboratoire	2 ^e lot	Partenaire
26 et 27 octobre 2017	Réalisation de la planche d'essais	3 ^e lot	Partenaire
8 novembre 2017	Collecte de données <i>in situ</i>	4^e lot	Projet de recherche
Novembre 2017 à mars 2018	Étude post-chantier	5 ^e lot	Partenaire
Janvier 2018 à mars 2018	Collecte de données en laboratoire	6^e lot	Projet de recherche

Ainsi, la collecte de données du présent projet de recherche s'étale en deux phases : la collecte de données *in situ* et en laboratoire. Cette auscultation se base sur la caractérisation initiale des matériaux par le partenaire ainsi que la complémentarité de ces différents résultats vis-à-vis du projet de recherche. Par conséquent et par souci d'analyse entre les différents lots, il est important de prendre en compte la variabilité des méthodes et leurs influences les unes avec les autres. La prochaine section traitera de la planification de ces essais.

1.6.3 Matériaux

Les matériaux composant la matrice de sols-ciment sont : les sols récepteurs à plus ou moins 300 mm de la surface, le ciment hydraulique et l'eau en présence dans les sols. En tout temps, un ciment portland conventionnel de type GU (*General Use*) a été utilisé, tant pour la construction de la planche d'essais que pour toutes les manipulations en laboratoire du présent projet de recherche et de celles menées par le partenaire industriel. D'autre part, la teneur en eau naturelle moyenne est directement liée à la nature des matériaux granulaires. Cette nature est subdivisée en deux matériaux granulaires distincts correspondant à la proportion du sol retrouvé à 300 mm de profondeur dans la planche d'essais :

- Matériau #1 : Pierre concassée bien étalée avec des particules fines de sable et de silt non plastique.
- Matériau #2 : Sable et silt avec présence de gravier.

Le premier matériau est localisé en surface jusqu'à une profondeur variant de 180 à 300 mm. Les puits d'exploration ont révélé une proportion de l'ordre de 10 à 15% d'enrobé bitumineux fragmenté provenant de l'ancien pavage à certains endroits. De plus, la teneur en eau moyenne échantillonnée est de l'ordre de 3 à 6%. Voici les courbes granulométriques relevées de ce matériau :

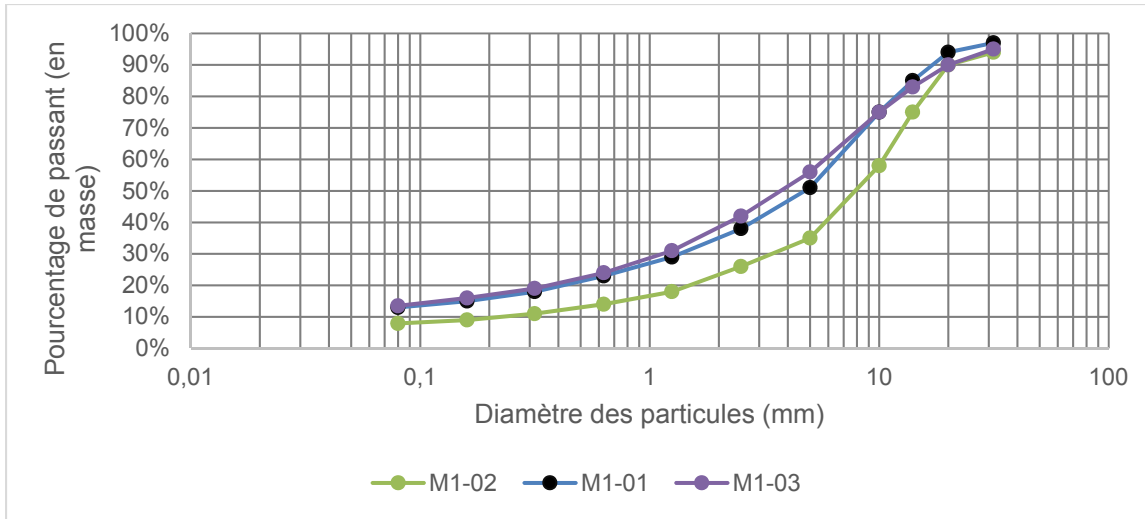


Figure 3.3 Matériau #1 - Granulométries - Pierre concassée de surface, bien étalée avec particules fines de sable et de silt non plastique

Le deuxième matériau granulaire retrouvé dans la portion propice au traitement provient d'un remblai de construction de nature sableuse et silteuse avec des traces de gravier. Cette couche de sol débute à certains endroits à une profondeur de 180 mm et peut s'étendre à plus de 2 mètres. La teneur en eau naturelle varie de 11 à 22%. Voici les courbes granulométriques décrivant la répartition des particules :

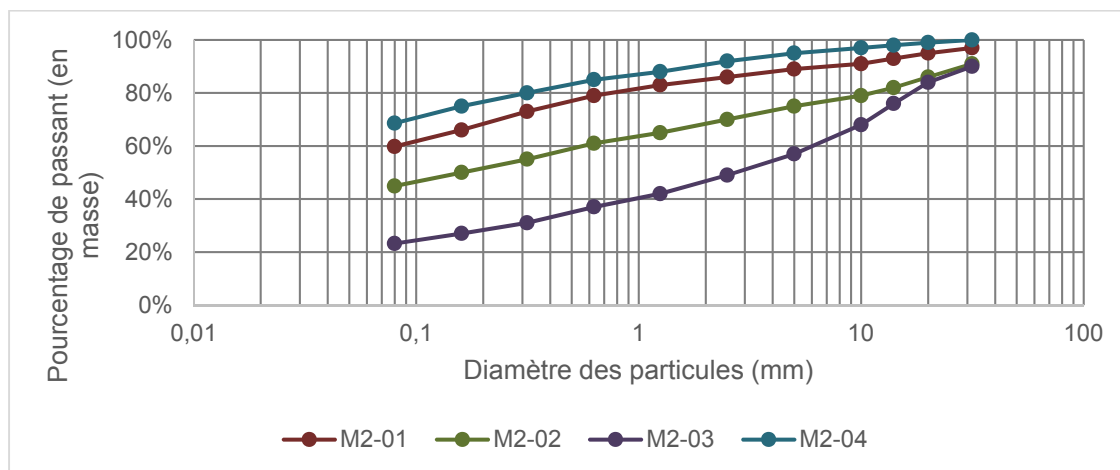


Figure 3.4 Matériau #2 - Granulométries – Remblai de sable silteux (USCS)

1.7 Sélection et planification des essais

Afin de faciliter la synthèse des différents lots de données, ceux-ci sont divisés en deux groupes : les données mesurées dans le cadre du projet de recherche et les données supplémentaires du partenaire industriel. De cette façon, l'emphase est mise sur l'étude exploratoire menée et contrôlée par le projet. Les lots de données supplémentaires agissent comme informations complémentaires et permettent d'étoffer l'analyse globale du traitement cimentaire et sa formulation. Voici le descriptif de ces deux groupes.

1.7.1 Données mesurées – Projet de recherche

L'élaboration du plan expérimental prend place en quatre phases distinctes. Celles-ci sont résumées dans le tableau 2.2 avec les essais et normes de procédures associées aux données mesurées.

Tableau 3.2 Phases du plan expérimental, essais et procédures – Données du projet de recherche

Phases	Essais	Procédures
Phase 1 – Identification du matériau à traiter	Granulométrie	NQ 2501-025
	Relation teneur en eau et densité du matériau (Proctor modifié)	ASTM D558 et ASTM D1557
Phase 2 – Aptitude au traitement	<i>Essais provenant des données supplémentaires du partenaire industriel</i>	
Phase 3 – Performance à court terme	California Bearing Ratio initial (CBR ini.)	ASTM D1883
	California Bearing Ratio à 4 jours d’immersion (CBR 4 jrs.)	ASTM D1883
	Essai à la plaque <i>in situ</i>	NF P 94-117-1
Phase 4 – Performance à long terme	Comportement aux cycles de gel- dégel	ASTM D560 et ASTM C672 modifiée
	Comportement aux cycles de séchage-mouillage	ASTM D559 et ASTM D4843
	Résistance à la compression	CSA-A23.2-9C

La première phase est celle de l’identification du matériau. Celle-ci fut largement explorée dans le cadre des données supplémentaires réalisées par le partenaire industriel et que la validation faite durant le projet de recherche permet de s’assurer de la concordance des résultats. Ainsi, l’analyse granulométrique et la relation entre la teneur en eau et la densité granulaire par la courbe Proctor furent réalisées. La deuxième phase mesurant l’aptitude au traitement n’est pas répétée dans ce lot, mais complétée par les essais ultérieurs du partenaire.

La troisième phase, portant sur la performance à court terme, est directement liée à l’étude de formulation. Dans l’optique de statuer d’un comportement en bas âges, tant en laboratoire qu’*in situ*, l’indice CBR initial et l’indice CBR après 4 jours d’immersion furent

conduits en parallèle avec l'essai français de portance à la plaque. La quatrième phase abordant les comportements à long terme de la matrice sol-ciment, l'altération au gel-dégel ainsi qu'au séchage-mouillage furent explorées sous plusieurs méthodes à des fins de validations. De plus, l'observation de la résistance à la compression a été effectuée en laboratoire.

1.7.1.1 Plan expérimental

L'étude exploratoire du projet de recherche se base sur le comportement du traitement par la variation de deux paramètres distincts :

- La teneur en ciment ajoutée sur la masse sèche de matériaux granulaires;
- La teneur en eau probable, observée en place lors de la phase d'identification des matériaux.

Tout d'abord, l'étude granulométrique des matériaux combinés correspond à la première phase, soit la phase d'identification du matériau à traiter. Par la suite, en faisant varier les teneurs en ciment et en eau, l'influence de ces variables pourra être constatée lors des phases subséquentes (comportements à courts et longs termes). Ainsi, trois teneurs en ciment ont été utilisées, soit à 3, 5 et 7% de la masse sèche de matériaux granulaires. Quant à elles, les teneurs en eau appliquées ont été fixées à quatre degrés d'humidité pouvant être rencontrés au chantier : 8,67, 10,67, 12,67 et 14,67%. Notons que ces valeurs de dosages ont été déterminées pour encadrer la formulation de la planche de référence. Le schéma du plan expérimental est présenté à la figure 2.5:

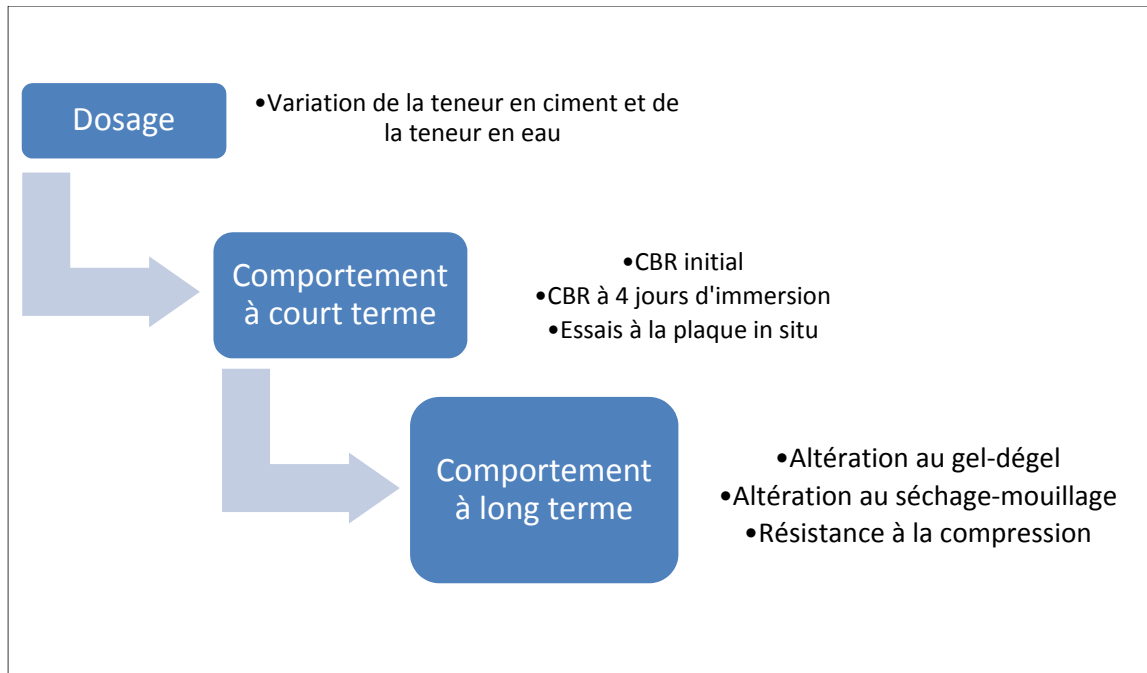


Figure 3.5 Schéma du plan expérimental

Ainsi, 12 couples ont été confectionnés. Pour chaque couple eau-ciment, le comportement à court et long terme est exploré en laboratoire. Quant à lui, le comportement à court terme *in situ* à la plaque est mené en parallèle, uniquement pour le dosage retrouvé en chantier et sera par la suite comparé aux extrants de laboratoire.

1.7.2 Données supplémentaires – Partenaire industriel

Les données supplémentaires correspondent aux lots réalisés par l'étude exploratoire du partenaire industriel. Celles-ci s'installent dans un contexte confidentiel relatif à un mandat contractuel. Pour cette raison, les données seront dénaturées de ce contexte et uniquement les valeurs techniques seront employées. Suivant la même classification logique par phases de la section précédente, voici la synthèse des essais relatifs aux données supplémentaires venant étoffer le bassin d'analyse :

Tableau 3.3 Phases du plan expérimental, essais et procédures – Données supplémentaires

Phases	Essais	Procédures
Phase 1 – Identification du matériau à traiter	Puits d'exploration	(Rioux, Savard, & St-Laurent, 2010)
	Granulométrie	NQ 2501-025
	Proctor modifié	NQ 2501-255
	Teneur en eau	NQ 2501-170
Phase 2 – Aptitude au traitement	Analyse chimique (matières organiques, pH, soufre total, etc.)	Variable
Phase 3 – Performance à court terme	Densité au nucléodensimètre	(MTMDET, 1989)
Phase 4 – Performance à long terme	Comportement aux cycles de gel-dégel	ASTM C672 modifiée
	Résistance à la compression (moulage)	CSA-A23.2-9C
	Résistance à la compression (carottage)	CSA-A23.2-9C

Tel que précédemment présenté, l'étude exploratoire du partenaire suit un ordre chronologique orchestré autour de la réalisation de la planche d'essais. La phase d'identification du matériau à traiter fut débutée par une série de puits d'explorations et un échantillonnage des différents matériaux rencontrés. De cet échantillonnage, s'en est suivi un dosage préliminaire en laboratoire afin de déterminer le comportement textural au malaxage et en résistance à la compression. Cette étude de dosage s'est concentrée sur la variation des deux paramètres suivants :

- Le teneur en ciment ajoutée sur la masse sèche de matériau granulaire;

- La proportion de matériaux granulaires probable, observée lors de la réalisation des puits d'exploration.

De plus, l'identification du matériau s'est poursuivie lors de la réalisation de la planche d'essais afin de valider la granulométrie et la teneur en eau sur 300 mm de profondeur, et ce, immédiatement avant l'application du traitement au ciment.

La deuxième phase d'évaluation, soit l'aptitude au traitement, correspond à une analyse chimique des différents paramètres d'états. Entre autres, ces paramètres sont : le niveau de matières organiques en présence dans le sol, le pH, la présence de soufre ainsi que différents composants (orthophosphates, bromures, nitrates, nitrites et sulfates). Une analyse chimique a été conduite à deux reprises : lors du dosage préliminaire ainsi que pour la validation du matériau en place de la planche d'essais.

La troisième phase d'étude de la performance à court terme est celle d'une auscultation au nucléodensimètre de la densité sèche et humide en place. Cette prise de mesures est motivée par le relevé du niveau de compacité obtenu lors de la réalisation, mais également par la comparaison des essais de portance à la plaque *in situ* du projet de recherche.

Finalement, l'étude de la performance à long terme menée par le partenaire est principalement basée sur la résistance à la compression d'éprouvette cylindrique compactée lors des différents événements chronologiques. Par conséquent, la résistance à la compression a été mesurée à 7 et 28 jours pour le dosage préliminaire en laboratoire ainsi que par moulage du mélange plastique en chantier. De plus, un carottage a été effectué à 7 et 8 jours de cure réelle afin de mesurer la résistance à la compression, mais également le comportement au gel-dégel.

Ce dit comportement a été conduit sur des échantillons par carottage, ainsi que sur des cylindres confectionnés lors de l'étape de réalisation et mûris en chambre humide. À la

différence de la méthode employée dans le cadre de ce projet de recherche (voir sous-section 4.2.4 Altération au gel-dégel), certains échantillons furent conservés sans apport d'eau à la base entrant en contact avec l'échantillon. Également, aucune rotation de la surface de contact avec le fond du contenant n'a été réalisée.

1.8 Méthodes d'expérimentation

Cette section détaille les méthodes d'expérimentation menées lors de l'étude du projet de recherche. Chaque essai se réfère à la normalisation courante ainsi qu'aux instruments prescrits par ladite norme. Tout d'abord, l'auscultation *in situ* sera abordée suivant l'expérimentation en laboratoire du projet de recherche.

1.8.1 Essais *in situ*

En termes d'essai *in situ*, l'essai français à la plaque fut préconisé afin d'attester de sa pertinence d'utilisation dans un processus de conception et de validation du traitement cimentaire. Cette programmation permet de statuer du comportement direct du matériau en bas âge à l'intérieur du contexte réel de construction et ainsi établir un lien avec l'expérimentation en laboratoire, le décalage entre les différents environnements et la comparaison avec d'autres méthodes de relevés en chantier, soit les mesures de compacité, de teneur en eau et d'état de la surface.

1.8.1.1 Essais à la plaque

Sous la norme française NF P 94-117-1 (AFNOR, 2000) relevant de l'étude de la portance des plates-formes, l'auscultation planifiée suit la procédure de rechargement permettant de déterminer le module de déformation statique à la plaque « EV2 ». L'instrumentation a été acquise chez le fournisseur français ControLab et comporte les pièces suivantes :

- Vérin hydraulique de 100 kN, adaptateurs et rotule d'appui;
- Pompe hydraulique manuelle;

- Manomètre de 100 kN;
- Poutre Benkelman (2120 x 300 x 420 mm, 42 kg);
- Plaque nervurée en aluminium de 600 mm de diamètre.

Voici une représentation visuelle du matériel déployé :

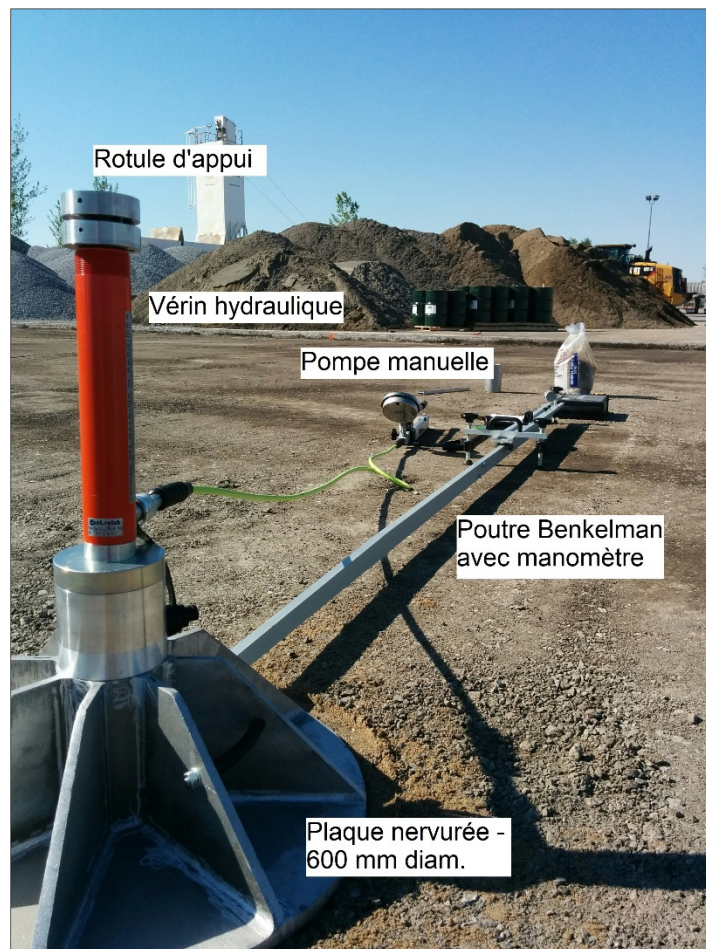


Figure 3.6 Photo de l'essai de portance à la plaque

L'essai consiste à mesurer le déplacement vertical au centre d'une plaque nervurée installée sous un massif de réaction (véhicule lourd) d'au moins 80 kN ou 8,16 tonnes métriques. Le poids de ce dernier est transmis vers la surface étudiée, puis vers la surface de matériaux granulaires. Sous deux chargements consécutifs, on relève l'enfoncement de la

plaque à pression constante contrôlée par un vérin hydraulique. La déflexion est mesurée à l'aide d'une poutre Benkelman. Les données de déplacement et de force de chargement obtenues permettent de déterminer le « module sous chargement statique à la plaque » ou, autrement nommé, le « module EV2 » qui s'exprime en MPa. Voici les limites de l'essai, telles que stipulées par la norme NF P 94 117-1 :

- 1) S'applique aux plates-formes de terrassement et d'assainissement aux domaines routiers, ferroviaires et aéroportuaires;
- 2) La mesure maximale du module EV2 pouvant être mesurée par cet essai est de 250 MPa;
- 3) La dimension maximale des granulats ne doit pas excéder 200 mm;
- 4) Ne caractérise pas l'état de compacité des sols sous-jacents.

L'essai à la plaque nécessite une installation préliminaire de l'équipement, étant donné qu'un véhicule est utilisé comme massif de réaction. On procède au montage, puis on s'assure du fonctionnement avec un préchargement. Voici les étapes préparatoires :

- 1) Relever l'emplacement du point d'essai et des conditions en place;
- 2) Aplanir la surface d'essai sur environ 1 m^2 ;
- 3) Étaler une couche fine de sable pour éviter les aspérités plus grandes que 15 mm;
- 4) Déposer la plaque sur la surface en appliquant quelques rotations;
- 5) Installer la poutre Benkelman de sorte que ses points d'appui soient à au moins 1,5 m de la plaque et effectuer une mise à niveau;
- 6) Visser l'adaptateur au vérin avec les rallonges si nécessaire et installer sur la plaque (le vérin ayant une course de 25 cm);
- 7) Raccorder le vérin à la pompe;
- 8) Installer le cadran du manomètre sur la pompe afin de relever la force d'application;
- 9) Procéder à un préchargement en appliquant $5 \text{ kN} \pm 0,5 \text{ kN}$ et maintenir pendant 10 à 15 secondes;
- 10) Initialiser les appareils de mesure de charges et d'enfoncements;

Par la suite, l'essai se déroule en deux chargements : à une pression de 0,25 MPa et 0,20 MPa. Chaque chargement consiste à atteindre la force requise, et ce, à la même vitesse. Les recommandations concernant la vitesse d'application sont présentées ci-dessous. Notons que le fournisseur prescrit une application en deçà de la limite permise par mesure de sécurité. Ce taux de chargement a été préconisé durant les essais.

Tableau 3.4 Recommandations de la vitesse de chargement de l'essai à la plaque

Référence	Recommandations	Taux de chargement 0,25 MPa
NF P-94-117-1	Atteindre la force requise en 30 secondes minimum	Maximum 2,356 kN/s
Manuel d'utilisation du fournisseur	8 kN toutes les 10 secondes	0,8 kN/s

Voici la procédure détaillée conformément aux prescriptions de la norme NF P 94-117-1 :

A) Premier chargement à 0,25 MPa / 70,68 kN \pm 1,4 kN :

- 1) Noter la déformation à tous les 10 kN jusqu'à atteindre la force de 70,68 kN \pm 1,4 kN et la stabilisation de l'enfoncement (15 secondes environ pour 0,2 mm);
- 2) Noter la valeur de la déflexion et multiplier celle-ci par 2 (bras de levier de la poutre Benkelman), représentant l'enfoncement total z_1 ;
- 3) Annuler la charge en moins de 5 secondes;
- 4) Noter la valeur de la déflexion et multiplier par 2, représentant l'enfoncement rémanent z_0 ;
- 5) Initialiser le dispositif de mesure de l'enfoncement.

B) Premier chargement à 0,20 MPa / 56,54 kN \pm 1,1 kN :

- 1) Noter la déformation à tous les 10 kN jusqu'à atteindre la force de $56,54 \text{ kN} \pm 1,1 \text{ kN}$ et la stabilisation de l'enfoncement (15 secondes environ pour 0,2 mm);
- 2) Noter la valeur de la déflexion et multiplier celle-ci par 2 (bras de levier de la poutre Benkelman), représentant l'enfoncement du deuxième chargement z_2 ;
- 3) Annuler la charge en ouvrant la vis de décharge de la pompe.

1.8.2 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire réalisés dans le cadre du projet de recherche sont présentés ci-dessous dans l'ordre chronologique des manipulations. Tout d'abord l'identification du matériau par une étude granulométrique, suivi par la détermination du dosage, les essais initiaux de performances à court terme (California Bearing Ratio) puis les essais de performance à long terme (Résistance à la compression, Altération au gel-dégel, Altération au séchage-mouillage).

1.8.2.1 Granulométrie

L'étude des grosseurs de particules est conduite en référence à la norme BNQ 2501-025, portant sur l'analyse granulométrique des sols inorganiques. Afin de prendre en considération le caractère restrictif de la quantité de matériaux disponibles pour l'ensemble des essais, un échantillon représentatif de la pierre (matériau #1) et du sable silteux (matériau #2) furent isolés. Pour la pierre, une masse sèche de 5 116,2 g est fractionnée par quartage en 7 parties pour obtenir des masses approximatives de 700 g. L'utilisation de tamis circulaires calibrés de 31,5 à 5 mm permet de retenir la partie grossière des particules. Les particules passant le tamis 5 mm ont été par la suite ajoutés au matériau fin de sable silteux.

Ce deuxième matériau granulaire comporte une masse initiale de 1211,1 g et est fractionné en deux parties égales par processus de quartage. Les matériaux sont par la suite lavés au tamis 80 μm pour en retirer les particules fines silteuses et argileuse. Par la suite, le tamisage par tamis circulaires de 2,5 à 0,08 mm est mené, toujours par la normalisation BNQ 2501-025. Notons que les caractéristiques de consistance des particules fines sont estimées à

l'aide des études préliminaires du partenaire industriel. De plus, plusieurs granulométries ont été réalisées sur les deux matériaux durant le projet.

1.8.2.2 Préparation, dosage et malaxage

Les trois étapes de confection de la matrice sol-ciment permettent d'uniformiser les échantillons pour les études de performances à courts et longs termes. En premier lieu, la préparation des matériaux granulaire s'inspire de la méthode employée par la norme ASTM D558, *Standard Practice for Moisture-Density (Unit Weight) Relations of Soil-Cement Mixtures*, et du guide de laboratoire de la *Portland Cement Association* (PCA, 1992). Ainsi, l'échantillon total de matériaux granulaires est de l'ordre de 338,15 kg, pour une fraction de pierre de 110,29 kg et une fraction de remblai de 227,86 kg. Cet échantillonnage a été effectué lors de l'étude caractérisation par puits d'explorations et couvre l'ensemble de l'aire de la planche d'essais. Voici la localisation de chacun des échantillons récoltés par le partenaire :

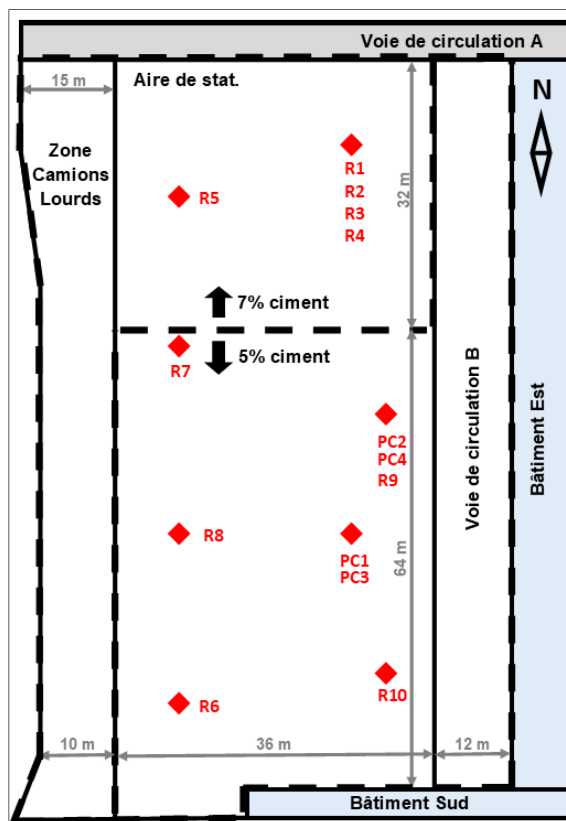


Figure 3.7 Plan de localisation des échantillons granulaires sur la planche d'essais

Tous les échantillons furent séchés à l'étuve sous une température n'excédant pas 60 °C afin d'éviter toutes altérations des particules. Le temps de séchage visé est de plus ou moins 100 heures pour obtenir un matériau complètement sec. Voici les tableaux récapitulatifs des échantillons de pierres et de remblais, leurs masses avant et après séchage ainsi que la teneur en eau d'évaporation déduite :

Tableau 3.5 Matériau #1 : Pierre –
Masses avant et après séchage à 60 °C

Échantillon	P1	P2	P3	P4
Masse humide (kg)	28,943	28,825	26,919	25,603
Masse sèche (kg)	28,073	27,998	26,091	25,055
Teneur en eau moy. (%)	3,11	2,97	3,17	2,20

Tableau 3.6- Matériau #2 : Remblai –
Masses avant et après séchage à 60 °C

Échantillon	R1	R2	R3	R4	R5
Masse humide (kg)	21,122	20,624	20,444	19,201	21,352
Masse sèche (kg)	18,753	18,012	17,470	17,077	17,890
Teneur en eau moy. (%)	12,63	14,94	16,92	12,51	19,31
Échantillon	R6	R7	R8	R9	R10
Masse humide (kg)	25,580	23,200	24,420	26,080	25,724
Masse sèche (kg)	20,688	19,188	20,376	23,332	21,782
Teneur en eau moy. (%)	23,73	21,14	20,04	11,78	18,58

Pour améliorer le rendement du séchage, tous les échantillons furent divisés en deux quantités égales de 10 à 15 kg.

À la suite de la préparation de l'échantillon global, le dosage a été effectué suivant une proportion fixe en matériaux granulaires pour l'ensemble des 12 mélanges. Étant donné la quantité limitée en matériaux pour réaliser la plage d'essais, les proportions ont été fixées à 35,53% pour la pierre et 64,47% pour le remblai, respectant la proportion de conception. Ainsi, chaque mélange nécessite une masse totale de granulats secs de 24 kg, soit 8,567 kg de pierre et 15,473 de remblai. Les apports en eau et en ciment ont été calculés sur cette masse sèche des granulats combinés. Le tableau suivant fait la synthèse des différents dosages.

Tableau 3.7 Proportions en masses et en pourcentages des différents dosages

Mélanges	Masse ciment (kg) + (proportion%)	Masse eau (kg) + (proportion%)
3-M1	0,720 kg (3%)	2,561 kg (10,67%)
3-M2	0,720 kg (3%)	3,041 kg (12,67%)
3-M3	0,720 kg (3%)	2,081 kg (8,67%)
3-M4	0,720 kg (3%)	3,521 kg (14,67%)
5-M1	1,200 kg (5%)	2,561 kg (10,67%)
5-M2	1,200 kg (5%)	3,041 kg (12,67%)
5-M3	1,200 kg (5%)	2,081 kg (8,67%)
5-M4	1,200 kg (5%)	3,521 kg (14,67%)
7-M1	1,680 kg (7%)	2,561 kg (10,67%)
7-M2	1,680 kg (7%)	3,041 kg (12,67%)
7-M3	1,680 kg (7%)	2,081 kg (8,67%)
7-M4	1,680 kg (7%)	3,521 kg (14,67%)

Suivant la détermination des dosages, le malaxage correspond à l'élément clé de l'homogénéisation des différents ingrédients. Un malaxeur de type tambour basculant à béton conventionnel a été utilisé afin de contenir toute la quantité de matériaux. Les manipulations au malaxeur sont en accord avec la procédure de la norme ASTM C192/C192M-16a – *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*. Par conséquent, l'ajout de la pierre avec une portion de l'eau a été suivi par l'incorporation des du silt sableux et du ciment en s'assurant de couvrir l'ouverture de tambour pour éviter au maximum la dispersion des particules volatiles et l'évaporation. On compte un malaxage de trois minutes, puis un bref repos de 10 secondes pour laisser retomber les poussières, pour ensuite finaliser avec deux minutes supplémentaires. Suivant le malaxage, la confection des éprouvettes du CBR et de la résistance à la compression sont la prochaine étape.

1.8.2.3 California Bearing Ratio (CBR)

La détermination du comportement à court terme en laboratoire relève de la mesure du CBR (*California Bearing Ratio*), par la norme ASTM D1883-16, *Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils*. Cette mesure a comme fonction d'évaluer la résistance d'un sol de fondation routière sous l'application d'une charge ponctuelle. Deux types d'essais CBR ont été menés, soit l'indice de portance immédiate (CBR_{ini}) et l'indice de portance à quatre jours d'immersion (CBR_{4jrs}). Les deux procédures emploient un moule calibré de 152,4 mm (6 pouces).

L'intégration de la matrice sol-ciment aux moules est réalisée en compactant trois couches consécutives de matériaux au marteau Proctor mécanique. Cette compaction est de l'ordre de 2,700 kN-m/m³, soit l'effort de compaction de la procédure du Proctor modifié suivant la norme ASTM D1557, *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soils Using Modified Effort [...]*. La masse volumique est alors déductible de chaque éprouvette, ainsi que la teneur en eau réelle par séchage de la matrice après le relevé du CBR. Pour se faire, une presse hydraulique pouvant atteindre une charge sécuritaire de 45 kN a été utilisée. L'enfoncement du point d'application fut mesuré, quant à lui, à l'aide d'un manomètre électronique précis au millième de millimètre. Ces deux valeurs ont été importées simultanément et enregistrées par la fonction d'un logiciel de mesure. Chaque essai a été conduit au taux d'application de la charge prescrit par la norme, soit 1,27 mm/minute.

Les CBR_{ini} ont été effectués en moyenne une heure après le début du malaxage, tandis que les CBR_{4jrs} à 4 jours de cure immergée dans l'eau potable à température ambiante de 20°C. Cette immersion du moule CBR a été exécutée avec l'application d'un chargement de 10 lbf (44 N) au moyen de disques de surcharges, limitant le lavage des particules en surface et se voulant simuler le poids du pavage selon la norme susmentionnée.

1.8.2.4 Résistance à la compression

En parallèle avec la confection des éprouvettes dédiées aux essais du CBR, un cylindre de 4 pouces (101,6 mm) par 8 pouces (203,2 mm) a été moulé pour l'étude de comportement à long terme par résistance à la compression non confinée à 28 jours de cure. La procédure appliquée est celle de la norme CAN/CSA-A23.2-9C-14, *Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. L'unique dérogation est celle du taux de chargement qui a été fixé à 0,1 kN/sec afin d'éviter de surévaluer la résistance initiale de l'échantillon. Un chapeau d'appui en élastomère a été utilisé pour remédier à la fragilité du matériau.

Étant donné la texture beaucoup plus sèche d'un mélange sol-ciment que d'un béton conventionnel, la méthode de compaction fut accomplie à l'aide d'un marteau à percussion électrique muni d'une plaque circulaire soudée à la tige de l'outil. Ainsi, à la manière d'un pilon compacteur de chantier (*jumping jack*), chaque cylindre a pu être compacté à un effort similaire à la valeur du Proctor modifié ciblée. Notons également que ce choix d'outil de compaction est motivé par l'utilisation de ce dernier par le partenaire industriel et donc la répétabilité de la méthode.

Bien que l'effort de compaction diffère d'une masse tombante, telle qu'utilisée lors de l'essai Proctor, l'estimation de cette valeur est possible à l'aide de l'énergie transférée par le marteau électrique, le taux de transfert au sol et le volume de sol compacté (Filz, Duncan, & Brandon, 2000). Voici les caractéristiques du marteau électrique :

Tableau 3.8 Caractéristiques du marteau électrique pour la compaction des cylindres

Énergie transférée par coup (J ou Nm)	Taux de transfert de l'énergie (kNm/sec.)	Effort de compaction (kNm/m ³)
20	0,33 – 0,65	36,7 – 72,2

En calculant le temps de compaction au mètre cube tel qu'appliqué par (Filz et al., 2000), il est possible de déduire ensuite le temps nécessaire pour chaque couche de matériau,

soit 38 secondes d'application. Il s'agit ici d'une estimation sommaire afin d'atteindre l'effort de compaction désiré de 2 700 kN/m³ (ASTM, 2012a). L'influence du type de sol et de ses propriétés physiques est notable, mais l'approximation dirige la compacité applicable, c'est pourquoi ladite compaction a été ajustée à 25 secondes selon les observations visuelles de la texture lors des manipulations. Quant à la cure des cylindres, elle fut réalisée en chambre humide à 23 °C, calibrée à humidité saturée, tel que prescrit par la norme ASTM C192/C192M, *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*.

1.8.2.5 Altération au gel-dégel

En plus de l'éprouvette confectionnée pour l'essai de résistance à la compression, deux autres cylindres de mêmes dimensions ont été compactés de la même manière que les cylindres de compression, pour chaque mélange, dans le cadre de la réalisation des essais d'altération au gel-dégel ainsi qu'au séchage-mouillage. Les cylindres ont été sciés en trois morceaux similaires afin d'obtenir des échantillons d'environ 2 pouces de hauteur (50,8 mm) et 4 pouces de diamètre (101,6 mm). L'environnement de cure fut le même que celui de la résistance en compression, mais pour cause de faisabilité, les mélanges ont mûri pendant 33 jours. De plus, tous les essais d'altérations furent synchronisés pour que le temps de cure soit exactement le même au premier cycle d'altération.

Afin de statuer du comportement au gel et pour mieux évaluer les paramètres des méthodes employées, deux procédures distinctes ont été choisies :

- La procédure de la norme ASTM D560/D560M, *Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures*;
- Une procédure par chambre thermique à cycles automatiques inspirée des normes suivantes :
 - ASTM C672/C672M, *Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals*;

- ASTM C1262/C1262M, *Standard Test Method for Evaluating the Freeze-Thaw Durability of Dry-Cast Segmental Retaining Wall Units and Related Concrete Units.*

Chaque essai a été mené au moyen d'un doublon, soit deux échantillons par mélange subissant les mêmes altérations physiques. Pour ce qui a trait au montage des contenants récepteurs, les éprouvettes subissant des cycles de gel-dégel furent déposées à l'intérieur de récipients en aluminium à couvercles en plastique pouvant subir une température allant jusqu'à -30 °C. Les échantillons nécessitaient un contact humide, mais sans immersion, au fond du récipient d'accueil. Pour ce faire, une grille de 10 mm d'épaisseur surmontée d'un tapis de fibre absorbante synthétique de 3,6 mm ont été déposés au fond des récipients, humidifiés et surmontés du disque de sol-ciment. Voici une photo d'un échantillon en début de cycle dans son montage :



Figure 3.8 Photo de l'échantillon 7-M1 D560 A/B – Cycle 0

Concernant la méthode d'application du gel aux divers échantillons, elle varie selon le temps du cycle et de la manipulation du matériau pour la collecte des résidus de dégradation. L'essai ASTM D560 utilise un brossage régulier afin de récolter les particules se détachant de l'échantillon, combiné avec un lavage superficiel à l'aide d'une pipette d'eau. Les échantillons relatifs à la chambre thermique, quant à eux, ont subi uniquement le lavage

en surface. Avant de réinsérer les échantillons vers leur prochain cycle, les disques de sol-ciment ont été retournés afin d'inverser le contact avec la surface humidifiée de la fibre synthétique. Tous les résidus ont été par la suite séchés à l'étuve (65 °C) et pesés en simultané. Pour ce qui est de la méthode utilisant le congélateur à cycles automatiques, les périodes de gel-dégel ont été déterminées par les valeurs climatiques moyennes de gel lors des périodes de gels au Québec. Notons que contrairement à la procédure ASTM D560, le congélateur applique une zone de transition de la température, soit un refroidissement (2 heures) et un réchauffement (1 heure). Voici la synthèse des essais d'altération :

Tableau 3.9 Essais d'altération au gel-dégel : ASTM D560 et Congélateur automatique

Essai	ASTM D560	Chambre thermique à cycles automatiques
Période de gel	24 heures au congélateur à -20 ± 3 °C	2 heures de refroidissement, puis 13 heures à -18 °C
Période de dégel	23 heures en chambre humide à 23 ± 3 °C, puis 1 heure de brossage à température ambiante	1 heure de réchauffement, puis 8 heures à 18 °C
Manipulation	<ul style="list-style-type: none"> - Brossage en surface (2 coups en circonférence et 4 coups aux extrémités) - Lavage des résidus de dégradation - Mesures et pesée de l'échantillon - Changement de la surface en contact avec la fibre humidifiée 	<ul style="list-style-type: none"> - Lavage des résidus de dégradation - Mesures et pesée de l'échantillon - Changement de la surface en contact avec la fibre humidifiée
Nombre de cycles visés	12 fois 48 heures	12 fois 24 heures

Chacune des deux procédures fut planifiée pour un total de 12 cycles consécutifs sans interruption. Pour la norme ASTM D560, un cycle correspond à 48 heures pour un total de 24 jours. La chambre thermique à cycles automatiques, produisant ses cycles dans un temps de 24 heures, conclut la succession d'altérations en 12 jours.

1.8.2.6 Altération au séchage-mouillage

Les essais de séchage-mouillage utilisent exactement la même procédure de confection préliminaire des échantillons que le gel-dégel. Toutefois, les disques de sol-ciment sont disposés directement dans leur contenant d'aluminium afin de procéder au séchage. Les périodes de mouillage par immersion sont réalisées, quant à elles, à l'intérieur d'un bac d'eau potable et cela pour les deux procédures utilisées. Ces deux procédures sont les suivantes :

- La procédure de la norme ASTM D559/D559M, *Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures*;
- La procédure de la norme ASTM D4843, *Standard Test Method for Wetting and Drying Test of Solid Wastes*.

L'essai ASTM D559 utilise un brossage à l'état sec de l'échantillon pour la récolte des résidus de dégradation, tandis que l'essai ASTM D4843 utilise un lavage à l'aide d'une pipette d'eau à l'état humide. Les résidus secs furent pesés immédiatement. Pour ce qui est des résidus humides, un séchage à 65 degrés a été réalisé afin d'en déterminer l'évolution à travers les cycles. Notons que l'essai D559 ne comporte aucune transition entre les changements d'environnements et que l'essai D4843 propose un repos d'une heure après le séchage pour réduire la température globale de l'échantillon. À la fin de chaque cycle, les disques ont été pesés et mesurés afin d'assurer le suivi de leur intégralité. Les deux procédures d'essais comportent des cycles totalisant 48 heures, soit un total de 24 jours consécutifs pour 12 cycles visés. Voici la synthèse de ces deux procédures :

Tableau 3.10 Essais d'altération au séchage-mouillage : ASTM D559 et ASTM D4843

Essai	ASTM D559	ASTM D4843
Période de mouillage	5 heures d'immersion totale dans l'eau	24 heures d'immersion totale dans l'eau
Période de séchage	42 heures dans l'étuve à 65 °C ± 3 °C, puis 1 heure de brossage à température ambiante	23 heures dans l'étuve à 65 °C ± 3 °C, puis 1 heure de repos à température ambiante
Manipulation	<ul style="list-style-type: none"> - Brossage à l'état sec en surface (2 coups en circonférence et 4 coups aux extrémités) - Mesures et pesée de l'échantillon 	<ul style="list-style-type: none"> - Lavage des résidus de dégradation - Mesures et pesée de l'échantillon
Nombre de cycles visés	12 fois 48 heures	12 fois 48 heures

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Le chapitre qui suit fait état de la présentation des résultats obtenus à la suite de la réalisation des essais *in situ* et en laboratoire de ce projet de recherche. Suivant la chronologie des précédents chapitres, les essais *in situ* seront présentés en premier lieu. Par la suite, les données de laboratoire seront exposées en débutant avec la phase d'identification des matériaux et poursuivant avec les comportements à courts et longs termes.

1.9 Essais *in situ*

Les essais *in situ* se divisent en deux parties : les essais à la plaque inclus dans le projet de recherche et les essais au nucléodensimètre réalisés par le partenaire industriel. Tout d'abord, l'environnement propice à la réalisation de la planche d'essais sera traité, poursuivant avec les deux parties énumérées. À la fin de cette section, l'hétérogénéité de surface de la planche d'essais sera discutée.

1.9.1 Environnement de réalisation de la planche d'essais

Réalisée en deux jours consécutifs (25 et 26 octobre 2017), la construction de la planche d'essais se divise en deux sections selon le début de la cure du ciment. La section dosée à 7% de ciment, incluant la zone de camions lourds et une portion de l'aire de stationnement au nord, fut réalisée le 25 octobre 2017. Les conditions climatiques étaient stables pour toute la journée, soit généralement nuageuses, avec une température variant de 13 à 17 °C.

Toutefois, en fin de journée, une forte averse s'est déclenchée, provoquant une hausse drastique de la teneur en eau dans la partie supérieure de la zone à 7% de ciment. De plus, la partie la plus au nord de la zone de camions lourds, construite en mi-journée, afficha à prime

abords une texture trop sèche qui fut par la suite corrigée par arrosage d'eau. Cependant, cette correction a occasionné un excès de saturation et la teneur en eau idéale a été excédée. La deuxième journée se déroula jusqu'à l'accomplissement de la planche sous un ciel nuageux, quelques passages de faible pluie et une température située entre 9 et 12 °C.

1.9.2 Essais à la plaque

Au total, 19 essais de portance à la plaque ont été effectués à 13 jours de cure en conditions réelles pour la section dosée à 7% de ciment et 14 jours de cure pour une portion de la section à 5% de ciment en date du 8 novembre 2017. Il n'a pas été possible d'ausculter le sol en place avant le traitement par restriction du temps disponible et l'accès au chantier. L'ensemble de l'auscultation recouvre la superficie de la planche d'essais à raison d'une moyenne approximative de 400 m² par essai. Pour mieux apprécier la variation du résultat de portance et comparer celle-ci avec la densité au nucléodensimètre du partenaire, une zone concentrée a été délimitée (47 m par 10 m), incluant un essai répété au même endroit (PL12-A et B) ainsi que deux désaxements de part et d'autre du point initial (PL12-C et D). Un autre doublon a également été conduit au point PL1. Le schéma 3.1 de localise l'ensemble de l'auscultation :

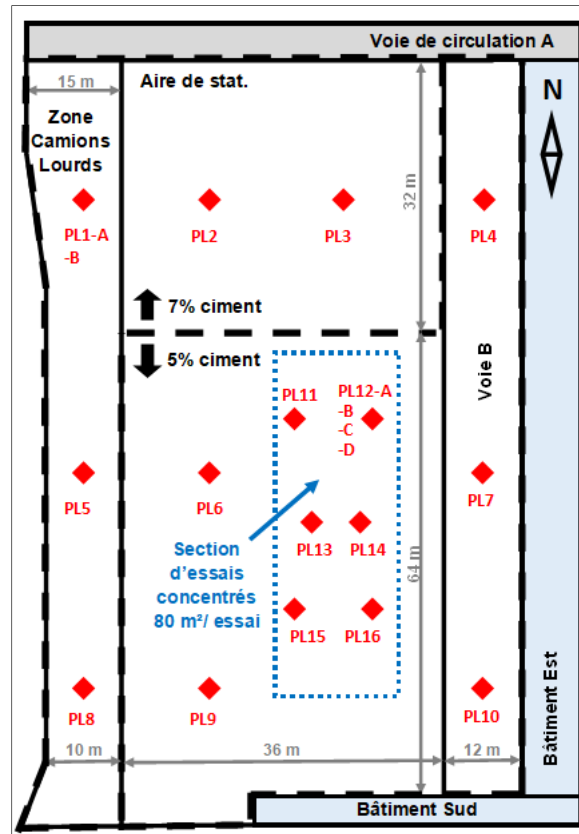


Figure 4.1 Schéma de localisation des essais à la plaque

La cadence des manipulations permet de conclure à un temps nécessaire de 15 minutes à l'accomplissement d'un essai, soit 4 heures et 45 minutes sans interruption pour 19 essais. Concrètement, les manipulations totales ont nécessité 6 heures en incluant la coordination, l'installation et le transport de l'équipement. Trois opérateurs ont été présents durant l'accomplissement des procédures : un individu à la prise de mesures, un individu au pompage du vérin hydraulique et un individu comme conducteur du massif de réaction. Le massif de réaction disponible fut un camion lourd de 10 roues (3 essieux) chargé avec 15 tonnes de pierre pour un total de 25 tonnes avec la masse du véhicule.

Les résultats, présentés aux tableaux 3.1 et 3.2, sont divisés par la portion recouvrant l'ensemble de la plaque d'essais et la section concentrée où six (6) points ont été effectués pour statuer de la variabilité.

Tableau 4.1 Résultats des essais à la plaque – Plaque entière (400 m²/essai)

Essai	PL1-A	PL1-B	PL2	PL3	PL4	PL5	PL6	PL7	PL8	PL9	PL10
Z1 (mm)	1,98	2,08	0,96	1,88	1,02	1,16	1,18	0,76	-	2,06	1,04
Z2 (mm)	1,12	0,40	0,58	1,04	0,74	0,24	0,80	0,54	0,4	0,78	0,56
EV1 (MPa)	55,78	53,10	115,05	58,75	108,28	95,21	93,60	145,33	-	53,62	106,20
EV2 (MPa)	98,61	276,12	428,53	106,20	149,25	460,20	138,06	204,53	621,36	141,60	197,23

Tableau 4.2 Résultats des essais à la plaque – Essais rapprochés (80 m²/essai)

Essai	PL11	PL12-A	PL12-B	PL12-C	PL12-D	PL13	PL14	PL15	PL16
Z1 (mm)	1,52	0,96	0,68	1,10	0,82	0,84	0,8	1,26	1,76
Z2 (mm)	0,92	0,62	0,28	0,70	0,62	0,22	0,34	0,96	0,98
EV1 (MPa)	72,66	115,05	162,42	100,41	134,69	131,48	138,06	87,66	62,75
EV2 (MPa)	120,05	178,14	394,45	157,78	178,14	502,03	324,84	115,05	112,70

Ainsi, la déformation verticale Z1 correspond au premier chargement de 0,25 MPa (70,65 kN), tandis que la déformation verticale Z2 est associée au rechargement à 0,20 MPa (56,64 kN). Respectivement, ces déformations permettent de déduire les facteurs EV1 et EV2. Le facteur EV1 représente le module au premier chargement et EV2 est désigné comme étant le module sous chargement statique à la plaque.

Les résultats de PL1 (98,61 MPa) et PL3 (106,20 MPa) viennent confirmer l'impact des problématiques de teneurs en eau rencontrées au chantier en affichant des valeurs nettement inférieures au reste du dosage à 7% de ciment, mais également celui à 5% de ciment. Le point PL8, quant à lui, a été rejeté de l'ensemble étant donné un arrêt de sécurité lors du premier chargement. Le positionnement sensible du vérin hydraulique fut jugé instable et donc immédiatement relâché. Les points PL13 (502,03 MPa) et PL14 (324,84 MPa), tous les deux au milieu de l'aire centrale du dosage à 5%, ont un écart anormal vis-à-vis de la moyenne et seront exclus du bassin de données. Cet écart peut s'expliquer par une accumulation indésirée de ciment, haussant drastiquement sa teneur. Les essais doublons, soit PL1-B (276,12 MPa) et PL12-B (324,45 MPa), réalisés aux mêmes emplacements que leurs prédécesseurs, présentent tous les deux l'effet du tassement du sol préliminaire. Ainsi les valeurs des modules sont nettement supérieures. Voici la schématisation graphique des données sur la surface à 7 et 5% de ciment :

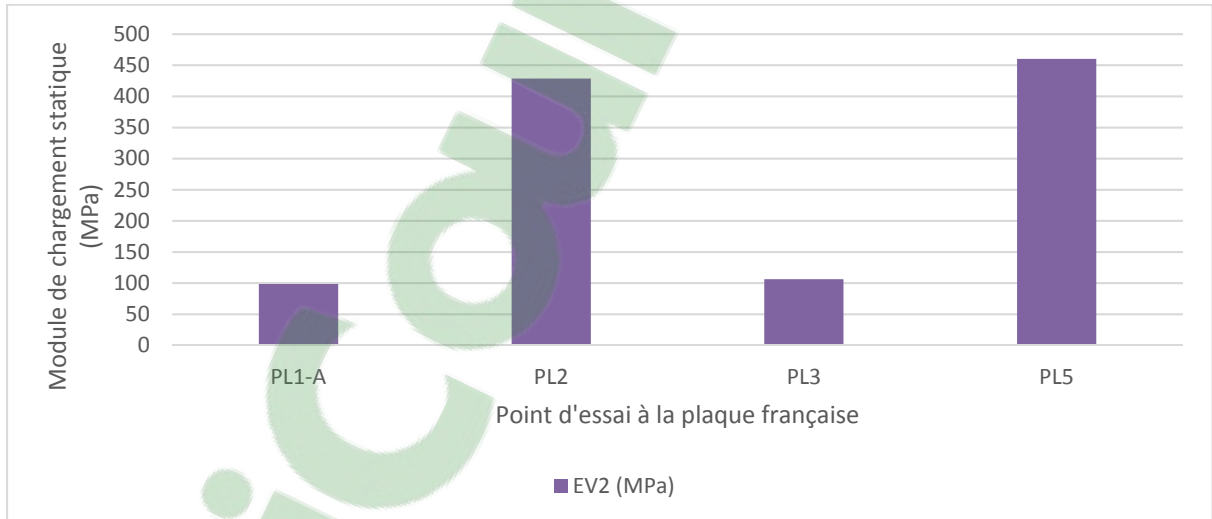


Figure 4.2 Essais à la plaque française – Modules de chargement statique pour la section dosée à 7% de ciment

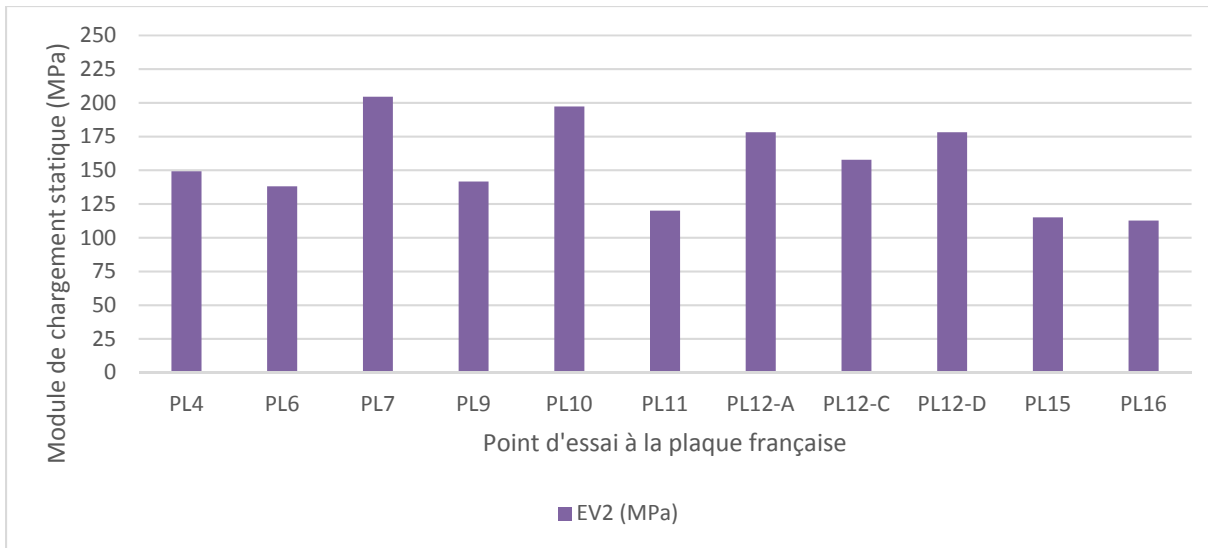


Figure 4.3 Essais à la plaque française – Modules de chargement statique pour la section dosée à 5% de ciment

Le bassin de données, excluant les valeurs problématiques et doublons, offrent une moyenne de module de chargement statique EV2 s'élevant à 444,37 MPa pour la zone dosée à 7% de ciment et 153,87 MPa pour la zone dosée à 5% de ciment. Toutefois, la présence importante de données aberrantes incite à une hétérogénéité ponctuelle des dosages.

1.9.3 Essais au nucléodensimètre

Par la contribution du partenaire industriel, une série d'essais de densités au nucléodensimètre a été effectuée au pourtour de la planche et à l'intérieur de la section d'essais rapprochés. Ladite section, la même que pour les essais à la plaque, est constituée d'un dosage de conception de l'ordre de 5% de ciment et couvre une surface approximative de 470 m². Afin de pouvoir comparer directement les valeurs recueillies à celles de la portance à la plaque, les points d'essais à l'intérieur de cette section sont situés aux mêmes endroits. Un doublon a été effectué sur chacun de ces points. Quant à lui, le pourtour de la planche d'essai a été ausculté par des essais uniques. Notons que les essais ont été réalisés à un temps d'environ 24 heures de cure. Les masses volumiques sèches et humides ainsi que les teneurs en eau ont été recueillies à une profondeur de 8 pouces (203,2 mm) et un temps de

capture radioactive d'une minute. La figure 3.4 présente la localisation des essais sur la planche.

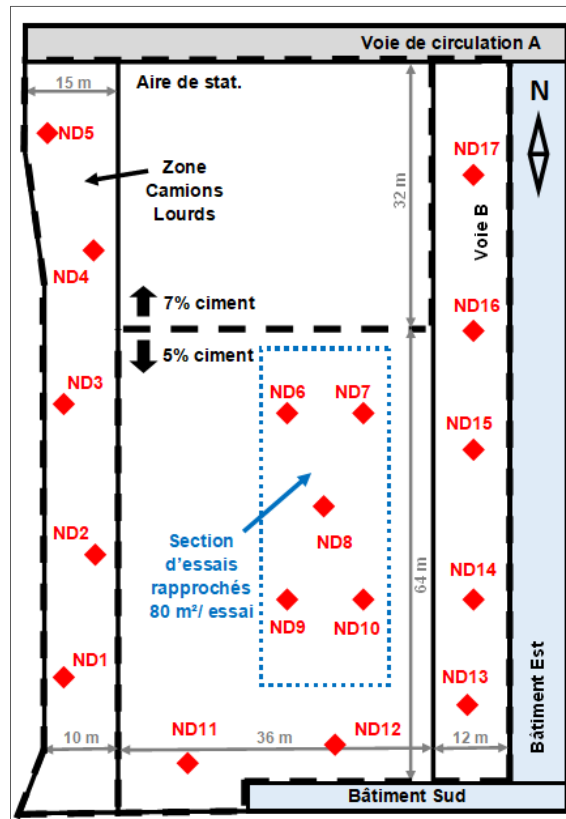


Figure 4.4 Schéma de localisation des essais au nucléodensimètre

Les points ND1 à ND5, correspondant à un dosage à 7% de ciment, offrent une masse volumique sèche moyenne de $2137,4 \text{ kg/m}^3$ et une teneur en eau moyenne de 9,38%.

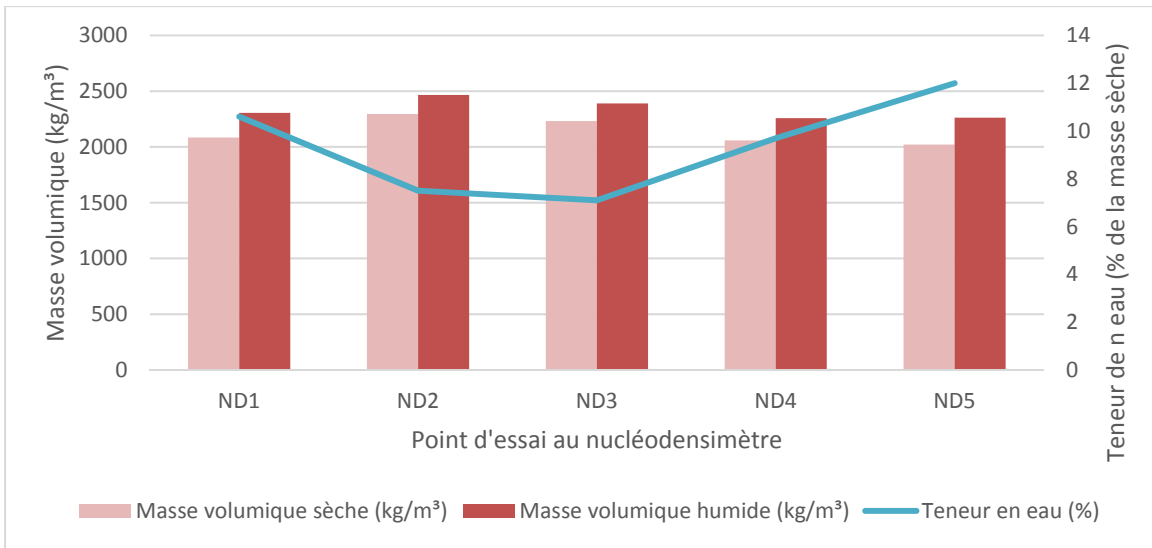


Figure 4.4 Essais au nucléodensimètre – Masses volumiques sèches, humides et leurs teneurs en eau - Zone à 7% de ciment

Concernant le dosage à 5% de ciment, ND6 à ND17, ceux-ci démontrent une masse volumique sèche moyenne de 2105,9 kg/m³ et une teneur en eau moyenne de 8,02%.

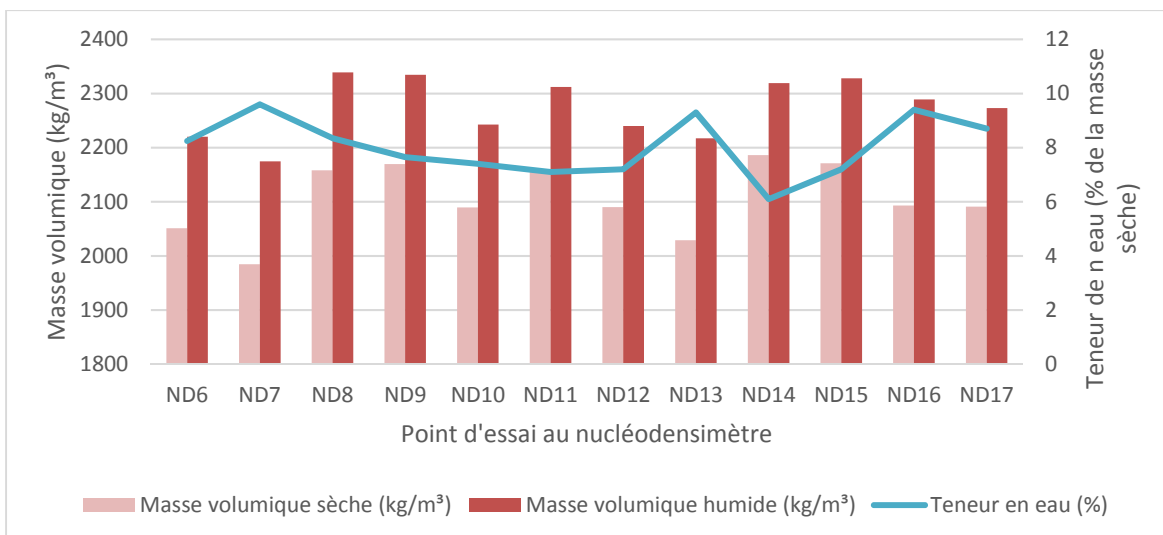


Figure 4.5 Essais au nucléodensimètre – Masses volumiques sèches, humides et leurs teneurs en eau - Zone à 5% de ciment

1.9.4 Hétérogénéité de surface

L'hétérogénéité de surface représente l'état final observé de la base traitée au ciment recouvrant la planche d'essais. Étant donné la forte corrélation entre l'état de cette surface et les essais à la plaque et au nucléodensimètre, il devient primordial d'en aborder la synthèse. De manière générale, il est possible de déduire que l'état de la surface est affecté par deux éléments : l'accessibilité de la niveleuse et du rouleau compacteur lisse pour la finition et la consistance de la pâte de ciment (élévation de la teneur en eau sur le ratio en ciment). Ainsi, une surface lisse, visuellement caractérisée à la figure 3.8, est partiellement expliquée par une accumulation de pâte de ciment en surface avec une teneur en eau et particules fines plus élevée.



Figure 4.6 Photo type d'une surface « lisse »

Les états de surface de transition où la présence de matériaux granulaires non liés était observable en combinaison avec un ensemble monolithique furent constatés de cette manière :



Figure 4.7 Photo type d'une surface « mixte »

Finalement, une surface entièrement constituée de granulats détachés fut déterminée par l'état suivant :



Figure 4.8 Photo type d'une surface « granulaire »

Par observation visuelle telle que représentée dans la figure ci-dessous, il fut possible de déduire à une moyenne de trois états différents. Environ 40% de la planche est recouvert

d'une surface lisse, 20% d'une surface granulaire et 40% d'une surface mixte, lisse et granulaire.

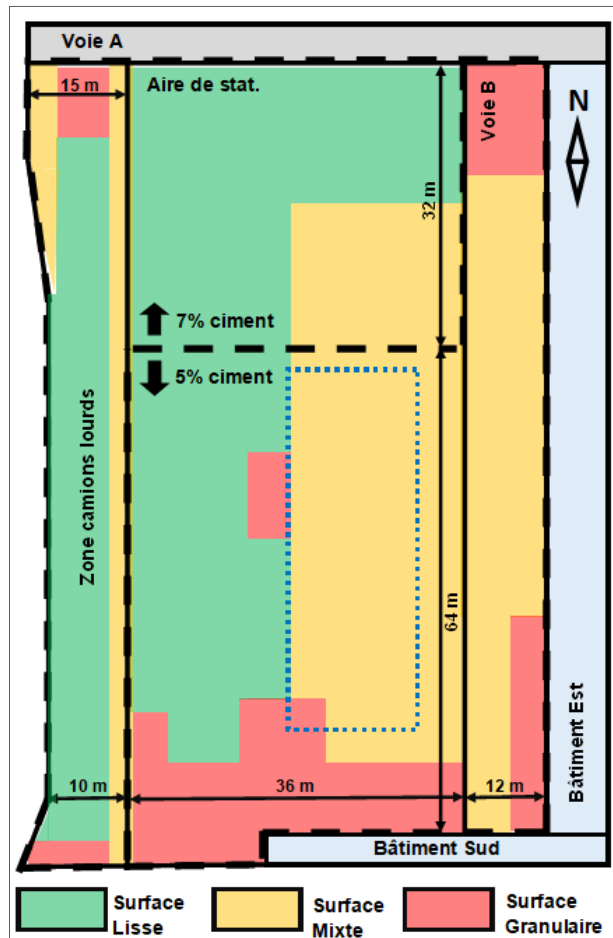


Figure 4.9 Schématisation de l'hétérogénéité de surface

1.10 Essais en laboratoire

Les essais en laboratoire se divisent en deux parties : les essais du projet de recherche et ceux réalisés par le partenaire industriel. Chaque sous-section présentant les résultats du projet de recherche sera bonifiée des données pertinentes du partenaire. En premier lieu,

l'identification des matériaux sera couverte, puis les performances à courts et longs termes seront exposées.

1.10.1 Granulométrie

L'étude granulométrique menée dans le cadre du projet de recherche représente une validation de la combinaison du matériau de remblai de sable silteux et de la pierre concassée de surface. Les distributions granulaires de chacun de ces matériaux furent toutefois déjà abordées à la section 3.2.1 du chapitre sur la méthodologie. Par conséquent, cette portion traitera du mélange de ces deux granulats qui correspond à la totalité du sol traité.

En laboratoire, la combinaison des matériaux (35,53% pierre et 64,47% remblai) fut analysée et la granulométrie résultante, ci-dessous, permet de conclure à une nature granulaire de sable silteux, présence de gravier et d'enrobé bitumineux dont l'apport en particules fines est considérable.

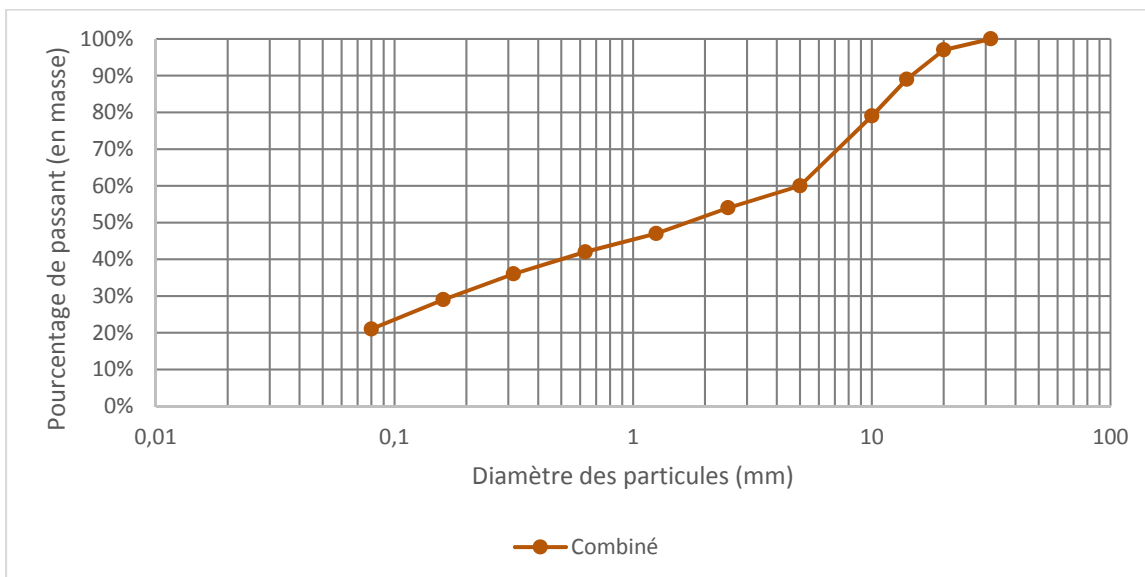


Figure 4.10 Courbe granulométrique - Matériaux #1 et #2 combinés

La classification USCS décrit le combiné comme étant un SM (mélange de sables et de silts) ou un ML (silts inorganiques et sables très fins). En effet, le tamisat au 80 μm est de l'ordre de 21% et celui au 5 mm est de 60%. La classification ASTM, quant à elle, décrit le matériau comme étant de type A-2-5, soit un sol étalé avec une proportion de particules fines considérable par la présence de sables et graviers silteux ou argileux. Les essais en laboratoire furent conduits avec cette granulométrie. Voici le visuel tamisé des matériaux :

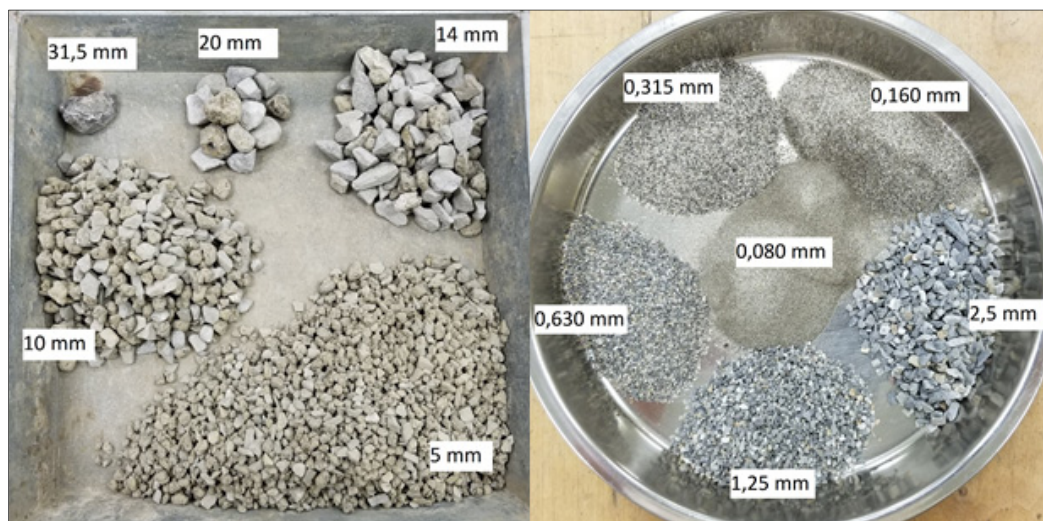


Figure 4.11 Photos des proportions granulaires par tamisage

Tout juste avant la construction de la planche de référence trois échantillons granulométriques ont été recueillis à des fins d'analyses par le partenaire et ce, à 300 mm de profondeur. Il s'agit ici de la granulométrie réelle des granulats traités :

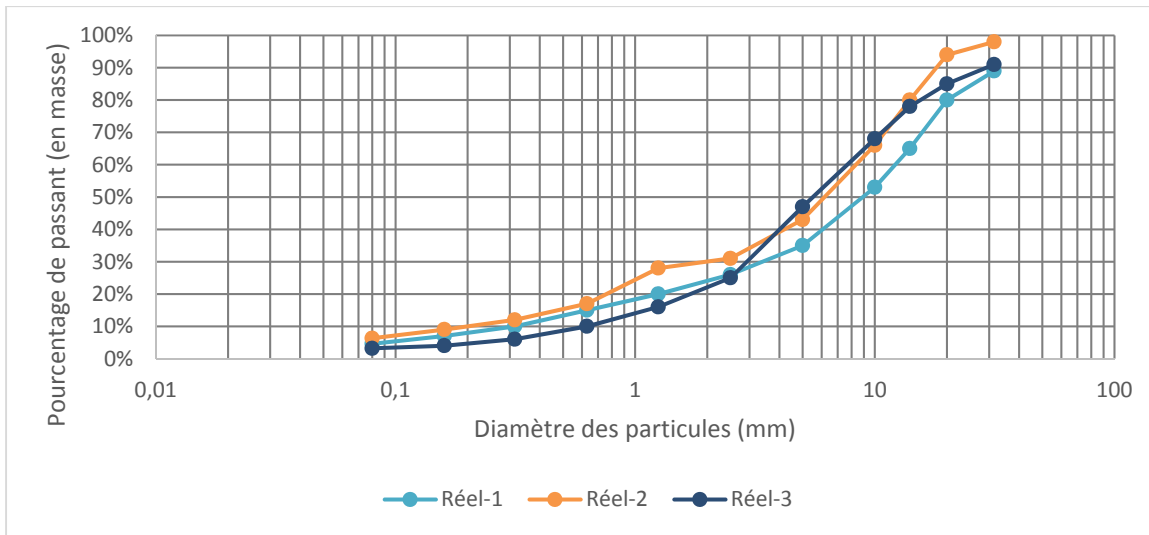


Figure 4.12 Courbe granulométrique – Matériau granulaire de surface échantillonné avant traitement

Cette distribution granulaire se classe dans un étalement plus grossier, en accord avec une pierre plutôt qu'un sable silteux graveleux. En effet, peu de temps avant la réalisation des travaux, le maître d'œuvre a procédé à l'ajout de pierre concassée (0-20 mm) sur l'ensemble de la planche afin de mieux satisfaire au niveau final de la fondation supérieure du stationnement. Cet ajout a eu pour effet d'ajuster considérablement la granulométrie du sol traité. Avec en moyenne 42% de passant au tamis 5 mm et 5% au tamis 80 μm , ce matériau granulaire s'apparente beaucoup plus à un mélange de gravier et de sable bien étalé et peu de particules fines (classification USCS de GW-GM et ASTM de A-1-a). Il s'agit ici d'une différence importante empêchant la comparaison directe entre les essais du projet de recherche et ceux provenant de la planche de référence après traitement.

1.10.2 Analyse chimique

Afin de cerner les composantes chimiques des matériaux granulaires, le partenaire industriel a conduit deux séries d'analyses : lors de la réalisation des puits d'exploration et lors de l'échantillonnage immédiatement avant le traitement. Voici la synthèse de la première série :

Tableau 4.3 Résultats des essais chimiques – Échantillons des puits d'exploration

Paramètre	Méthode	Pierre	Remblai
Carbone organique total	Titration	0,95%	1,26%
Matières organiques	Oxydation chimique	1,64%	2,17%
Orthophosphates	Colorimétrie	< 0,5 mg/kg	< 0,5 mg/kg
pH	pH	9,76	8,02
Soufre (% total)	ELTRA CS-800	0,29%	0,10%
Bromures	Extrait à l'eau	< 1 mg/kg	< 1 mg/kg
Chlorures	Extrait à l'eau	178 mg/kg	2470 mg/kg
Nitrates	Extrait à l'eau	< 0,2 mg/kg	1,7 mg/kg
Nitrites	Extrait à l'eau	< 0,2 mg/kg	0,5 mg/kg
Sulfates	Extrait à l'eau	296 mg/kg	955 mg/kg

La deuxième série, ci-dessous, affiche une proportion en matières organiques, en pH et en soufre légèrement plus élevée. Toutefois, les valeurs en chlorures passeront de 178 mg/kg et 2470 mg/kg à seulement 31 mg/kg. La présence en sulfates diminuera également, pour une valeur passant de 955 à 423 mg/kg.

Tableau 4.4 Résultats des essais chimiques – Échantillons du sol avant-traitement

Paramètre	Méthode	Valeur moyenne (pierre de surface)
Carbone organique	Titration	1,5%
Matières organiques	Oxydation chimique	2,59%
Orthophosphates	Colorimétrie	< 0,5 mg/kg
pH	pH	11,1
Soufre	ELTRA CS-800	0,77%
Bromures	Extrait à l'eau	< 1 mg/kg
Chlorures	Extrait à l'eau	31 mg/kg
Nitrates	Extrait à l'eau	< 0,2 mg/kg
Nitrites	Extrait à l'eau	< 0,2 mg/kg
Sulfates	Extrait à l'eau	423 mg/kg

1.10.3 California Bearing Ratio (CBR)

Chacun des 12 mélanges de conception ont été analysé au moyen de deux essais *California Bearing Ratio* (CBR) : initial et à 4 jours de cure immergée. Pour ce faire, les couples d'enfoncements verticaux (ou poinçonnement) en millimètres et de force en newtons ont été recueillis dans le but de vérifier la variation de la contrainte sous forme graphique. Par la suite, il est prescrit par la norme ASTM D1883 de procéder à la correction des valeurs de contraintes à 2,54 et 5,08 mm d'enfoncement afin de tenir compte des irrégularités de surface. Pour ce faire, la portion concave vers le haut de la courbe contrainte-enfoncement est identifiée et une droite est projetée à partir de la section précédant la concavité jusqu'à l'axe des abscisses (voir figure ci-dessous).

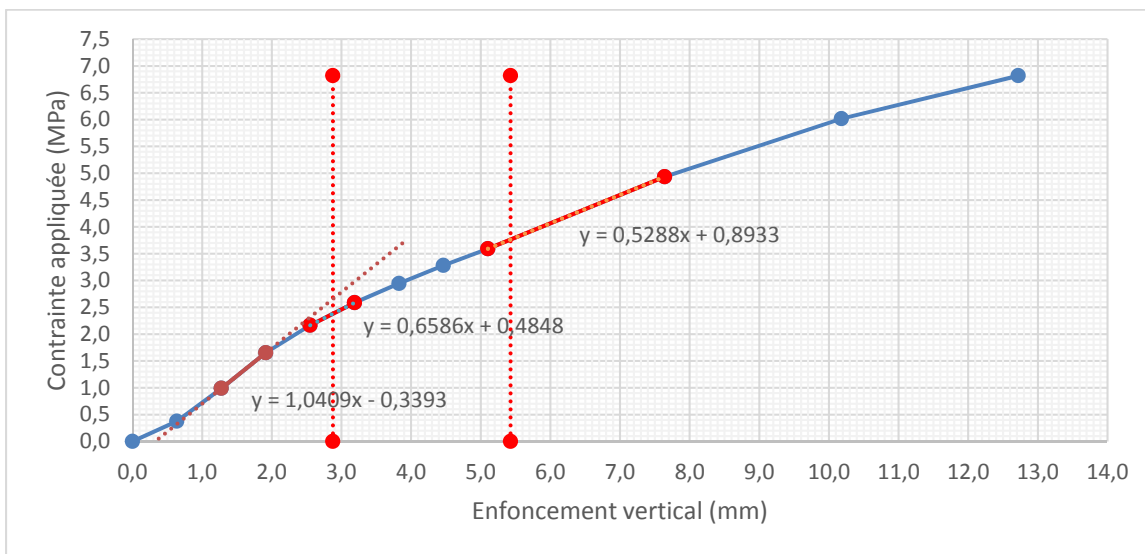


Figure 4.13 Courbe contrainte-enfoncement au CBR initial
– Exemple du mélange 3-M1 (3% ciment/ 10,67% eau)

La distance séparant cette intersection de l'origine est alors relevée et ajoutée aux enfoncements à corriger (2,54 et 5,08 mm). Il est possible, par la suite, de déterminer les valeurs associées en contraintes appliquées respectives. Finalement, le résultat du CBR est calculé en comparant les ratios aux contraintes de référence, tel qu'exprimé dans l'exemple ci-dessous (mélange 3-M1 initial) :

$$CBR(2,54 \text{ mm}) = \frac{\text{Contrainte corrigée (MPa)}}{6,895 \text{ MPa (1000 PSI)}} \times 100 = \frac{2,380}{6,895} \times 100 = 34,52\%$$

$$CBR(5,08 \text{ mm}) = \frac{\text{Contrainte corrigée (MPa)}}{10,342 \text{ MPa (1500 PSI)}} \times 100 = \frac{3,764}{10,342} \times 100 = 36,40\%$$

$$CBR(5,08\text{mm}) > CBR(2,54\text{mm})$$

$$CBR = 36,40\%$$

Les autres graphiques sont présentés à l'annexe I. Les résultats déduits pour les mélanges de conception à 3% de ciment, présentés dans le graphique ci-dessous, offrent une tendance moyenne au CBR à 33,40% initialement, puis à 114,73% après 4 jours de cure. L'optimum de résistance au poinçonnement est localisé autour de 10,67% d'eau et décroît par la suite avec un ajout plus conséquent lorsque la matrice est observée après 4 jours de cure. Toutefois, la résistance diminue avec l'ajout d'eau pour les CBR initiaux.

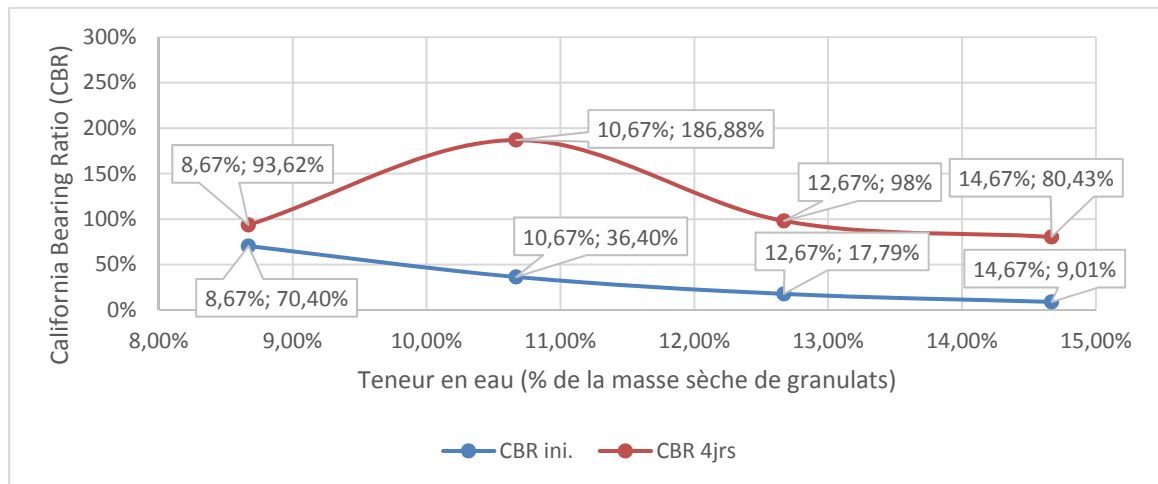


Figure 4.14 Évolution du California Bearing Ratio initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 3% de ciment

À un dosage à 5% de ciment, les moyennes des CBR initiaux et à 4 jours de cure s'élèvent à 48,04% et 158,14% respectivement. L'optimum après 4 jours de cure s'établit un peu après 10,67% d'eau (CBR_{ini} de 217,72%). Le mélange sec (8,67% d'eau) est la plus

faible résistance pour un CBR de 75,31%. Les CBR initiaux diminuent drastiquement dans le même ordre que les mélanges à 3 et 7% de ciment avec l'ajout d'eau, passant de 75,31 à 8,74%.

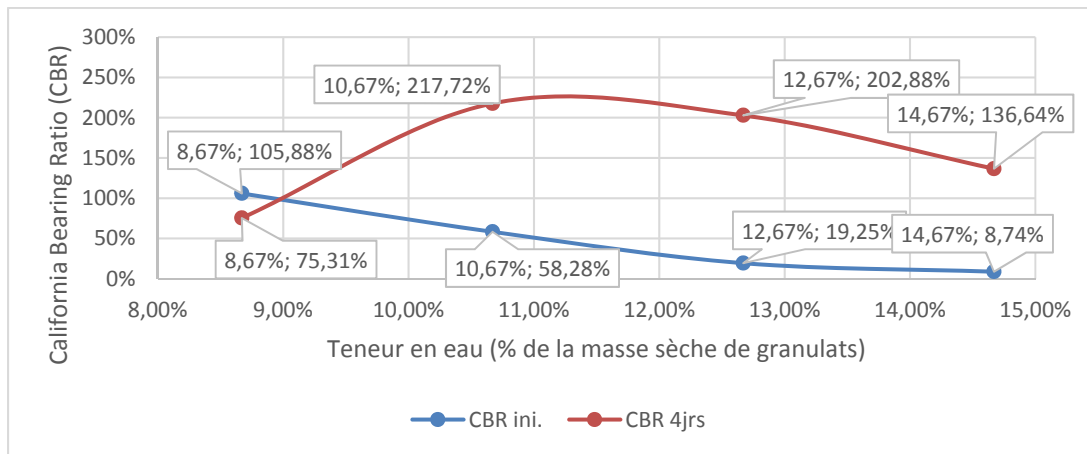


Figure 4.15 Évolution du California Bearing Ratio initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 5% de ciment

Les dosages à 7% de ciment suivent les mêmes tendances que ses prédécesseurs, mais avec des moyennes au CBR de 32,75% pour le relevé initial et 178,95% pour le relevé à 4 jours de cure. L'optimum est localisé autour de 12,67% d'eau pour une résistance au poinçonnement de 255,62%, soit une augmentation de 1,36 fois l'optimum à 3% de ciment et 1,17 fois l'optimum à 5% de ciment.

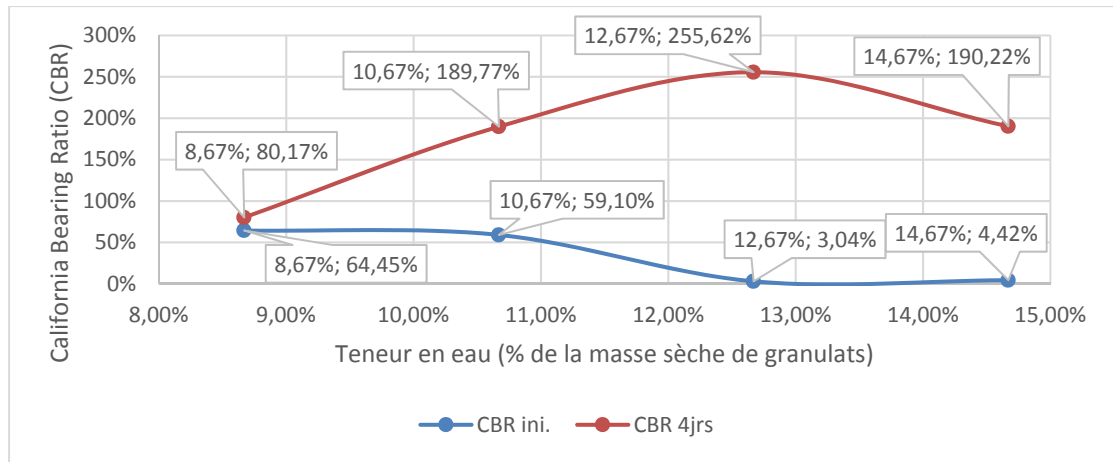


Figure 4.16 Évolution du California Bearing Ratio initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 7% de ciment

1.10.4 Résistance à la compression

En termes de résistance à la compression non confinée des éprouvettes de huit pouces par quatre pouces, plusieurs lots d'essais furent soumis à un chargement axial au niveau des mélanges du projet de recherche, mais également par ceux du partenaire industriel. Pour ce qui a trait aux mélanges du projet de recherche, la résistance fut auscultée à 28 jours de cure en chambre humide.

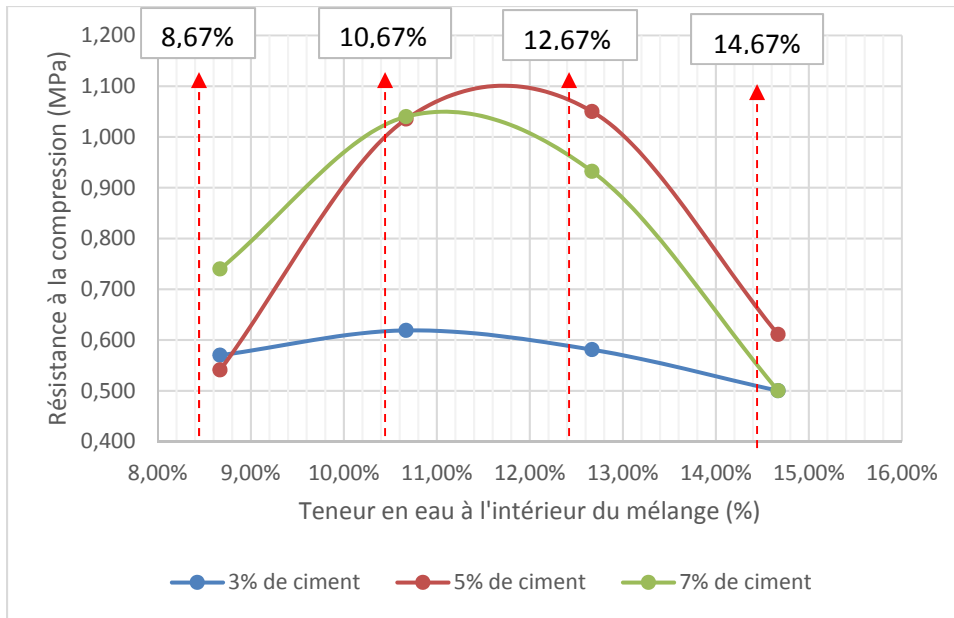


Figure 4.17 Résistance à la compression à 28 jours de cure des mélanges à 3%, 5% et 7% de ciment - Échantillons du projet de recherche

Les résultats affichent une meilleure performance globale pour une teneur en eau approximative située entre 10,67 et 12,67% de la masse sèche. En effet, la valeur la plus élevée est de 1,040 MPa pour une teneur en ciment de 7%. En contrepartie, tous les dosages en ciment atteignent leur résistance à la compression la plus faible à 14,67% d'eau. Les essais à 3 et 7% de ciment furent abrégés puisque la lecture du moniteur ne pouvait pas relever une résistance axiale inférieure à 0,500 MPa.

Lors de l'étude préliminaire en laboratoire du partenaire, où la variation de la proportion en matériaux fut analysée, un taux d'application de la charge fut calibré pour satisfaire à la norme CSA-A23.2-9C, couramment utilisée pour les cylindres en béton conventionnel. Ce taux est de l'ordre de 0,25 MPa/s, contrairement au 0,10 MPa/s utilisés lors des essais précédemment présentés. Ces taux sont différents puisque la résistance de résistance et de consistance ne permettait pas l'acquisition de données. Deux cylindres furent compressés par essai et la teneur en eau est celle d'une texture visuelle idéale de compaction se rapprochant de 10% d'eau. Voici les résultats de l'étude de proportions préliminaire :

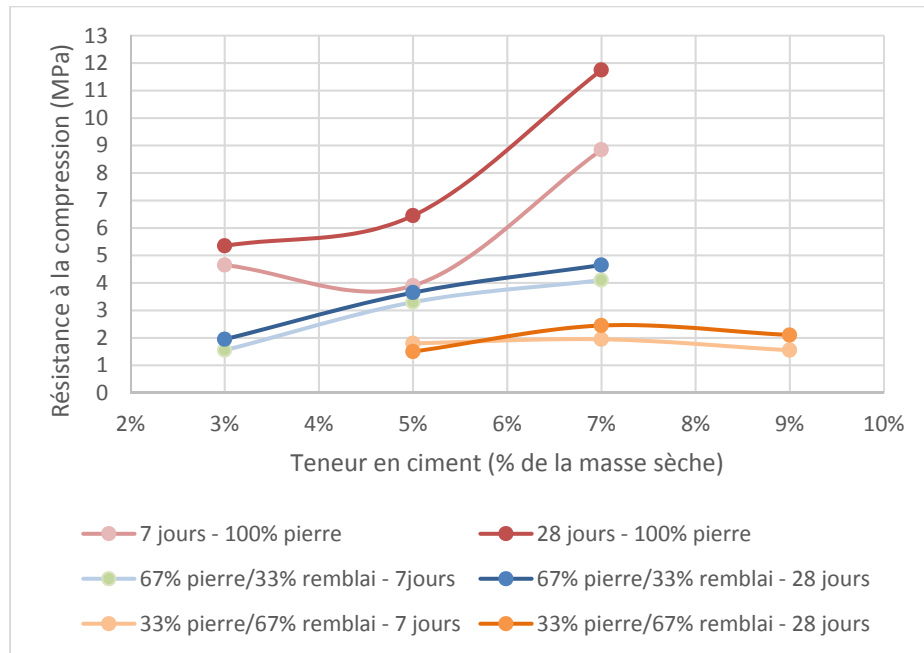


Figure 4.18 Résistance à la compression à 7 et 28 jours pour les dosages de l'étude préliminaire des proportions granulaires – Partenaire industriel

Il est possible de déduire qu'une plus grande proportion en pierre améliore la résistance à la compression. En effet, la valeur maximale est relevée à 7% de ciment pour un mélange complètement composé de matériau pierreux, soit une résistance à la compression de 8,85 MPa à 7 jours et 11,75 MPa à 28 jours (gain d'environ 25%). Les mélanges avec 67% de matériau de remblai semblent recevoir peu d'influence d'un dosage plus élevé en ciment. Pour 5% de celui-ci, la résistance à la compression est de l'ordre de 1,8 MPa à 7 jours et 1,5 MPa à 28 jours (gain inexistant). Lors de la réalisation de la planche d'essai, un échantillonnage par zone fonctionnelle a été conduit. Les cylindres, moulés en chantier, ont été par la suite mûris en chambre humide pour des périodes de 7 et 28 jours. Le tableau suivant présente les valeurs moyennes des résistances à la compression.

Tableau 4.5 Résistances à la compression à 7 et 28 jours pour les échantillons prélevés lors de la réalisation – Partenaire industriel

Jours de cure	Aire de stationnement sud (5% ciment)	Voie de circulation B (5% ciment)	Zone de camions lourds (7% ciment)	Aire de stationnement Nord (7% ciment)
7 jours	2,9 MPa	7,3 MPa	14,2 MPa	13,8 MPa
28 jours	4,3 MPa	10,3 MPa	17,4 MPa	18,1 MPa

On observe la tendance des mélanges à 7% de ciment à atteindre de très fortes résistances à 28 jours, soit 17,4 et 10,1 MPa. Le dosage à 5% de ciment de la voie de circulation B sort du lot avec une résistance anormalement élevée pour cette teneur en ciment, contrairement à la valeur obtenue à l'aire de stationnement sud. Ces résultats ont été par la suite associés à une série de compression témoins par carottage. Étant donné leur fragilité, les échantillons récoltés de cette manière pour les dosages à 5% de ciment n'ont pas pu être étudiés à 28 jours de cure. Toutefois, il est possible de remarquer une baisse significative de 50% de la résistance pour l'échantillon carotté. Tel que présenté dans le tableau suivant, l'aire de stationnement nord présente des résistances à la compression nettement inférieures que celles obtenues par moulage en chantier. En effet, celles-ci passent de 18,1 à 4,6 MPa. Notons que cette zone fut problématique par l'apport d'eau important au mélange.

Tableau 4.6 Résistances à la compression à 7 et 28 jours pour les échantillons par carottage – Partenaire industriel

Jours de cure	Aire de stationnement sud (5% ciment)	Voie de circulation B (5% ciment)	Zone de camions lourds (7% ciment)	Aire de stationnement Nord (7% ciment)
7 jours	5,1 MPa	3,7 MPa	9,2 MPa	3,5 MPa
28 jours	-	-	12,6 MPa	4,6 MPa

1.10.5 Altération au gel-dégel

En soumettant les échantillons contenant 3, 5 et 7% de ciment à l'intérieur d'un cycle environnemental de gel-dégel, les résultats furent récoltés en auscultant la perte de masse du matériau sur sa masse initiale. Ainsi, la dégradation a pu être observée en même temps que le changement de volume et la masse cumulative des résidus des pertes des échantillons. Pour ce qui a trait à la méthode ASTM D560 (voir annexe II) par brossage, les mélanges à 3% de ciment présentent une dégradation totale de tous les échantillons sous 4 cycles.

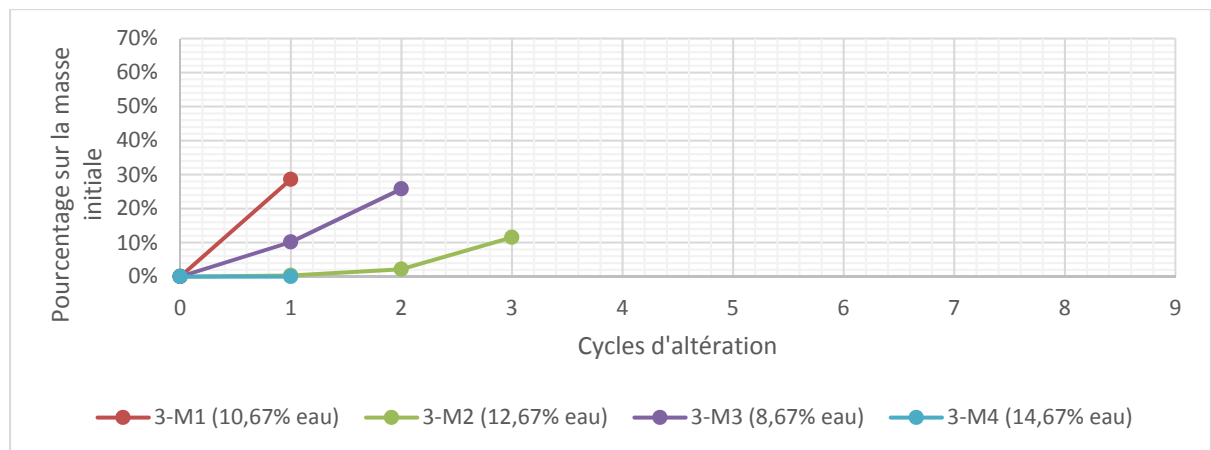


Figure 4.19 Altération aux cycles de gel-dégel selon la norme ASTM D560 – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 3% de ciment

Les dosages à 5% de ciment ont résisté, quant à eux, jusqu'à 8 cycles avant la dégradation totale de tous les échantillons. Les mélanges affichant la meilleure résistance au gel-dégel sont ceux constitués d'une teneur en eau de conception de 10,67 et 12,67%. Les échantillons à 14,67% d'eau furent les plus faibles avec un total de 4 cycles entiers supportés, obtenant une désagrégation entière au cinquième cycle.

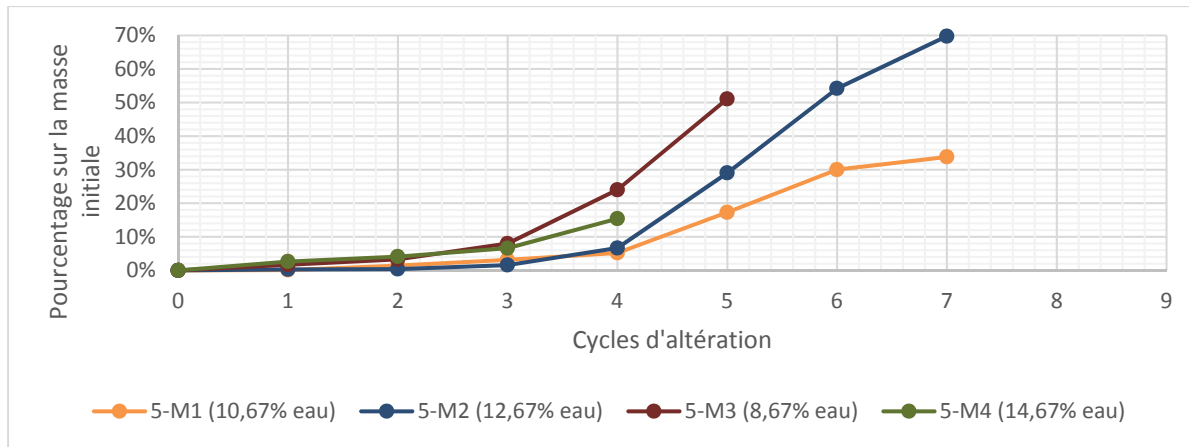


Figure 4.20 Altération aux cycles de gel-dégel selon la norme ASTM D560 – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment

C'est à 7% de ciment qu'un mélange a pu résister au plus grand nombre de cycles. Il s'agit ici du mélange à 12,67% d'eau, supportant jusqu'à 9 cycles. Notons que les autres dosages offrent des tendances similaires autour de 5 et 6 cycles supportés.

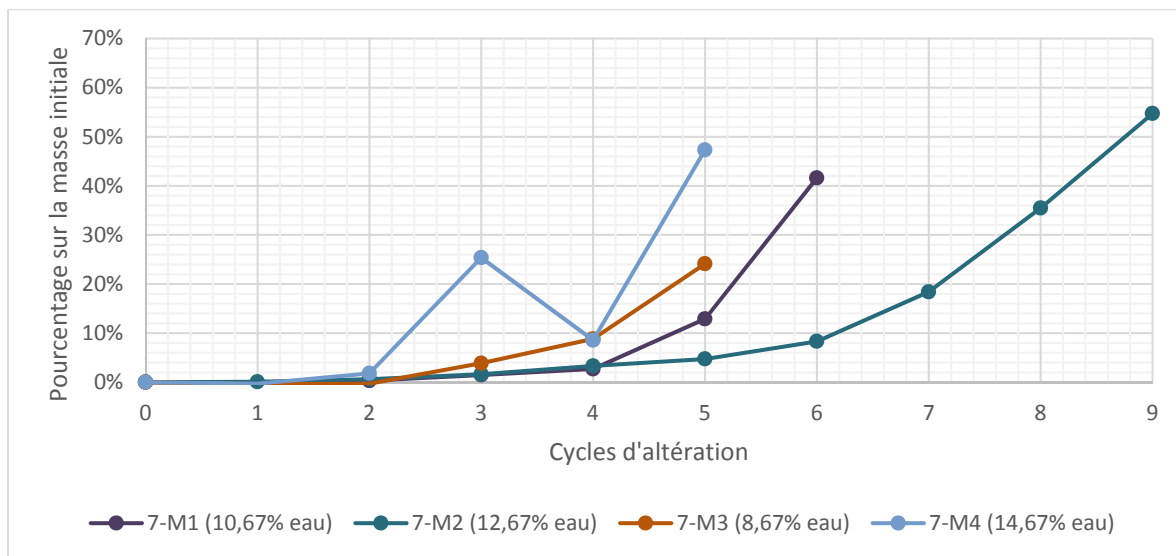


Figure 4.21 Altération aux cycles de gel-dégel selon la norme ASTM D560 – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment

La méthode employant le congélateur à cycles automatiques a permis de déduire à des résistances au gel-dégel à l'intérieur d'une plage de temps beaucoup plus courte (résultats à l'annexe III). Ainsi, étant donné que la méthode ASTM D560 affichait des dégradations importantes aussi tôt que le deuxième cycle, les moments d'auscultations des échantillons soumis au congélateur automatique furent changés en cours d'essais pour mieux observer la variation. Par conséquent, aucune valeur n'a été récoltée en premier lieu pour les mélanges à 3% de ciment qui affichaient tous une destruction totale en deçà de 3 cycles seulement. Il en va de même pour les mélanges 5-M4 (5% ciment et 14,67% eau) et 7-M4 (7% ciment et 14,67% eau) dont la dégradation totale fut constatée au deuxième cycle. Les autres dosages à 5% de ciment affichèrent une résistance aux cycles de gel-dégel jusqu'à 5 cycles pour des teneurs en eau de 8,67 et 10,67%.

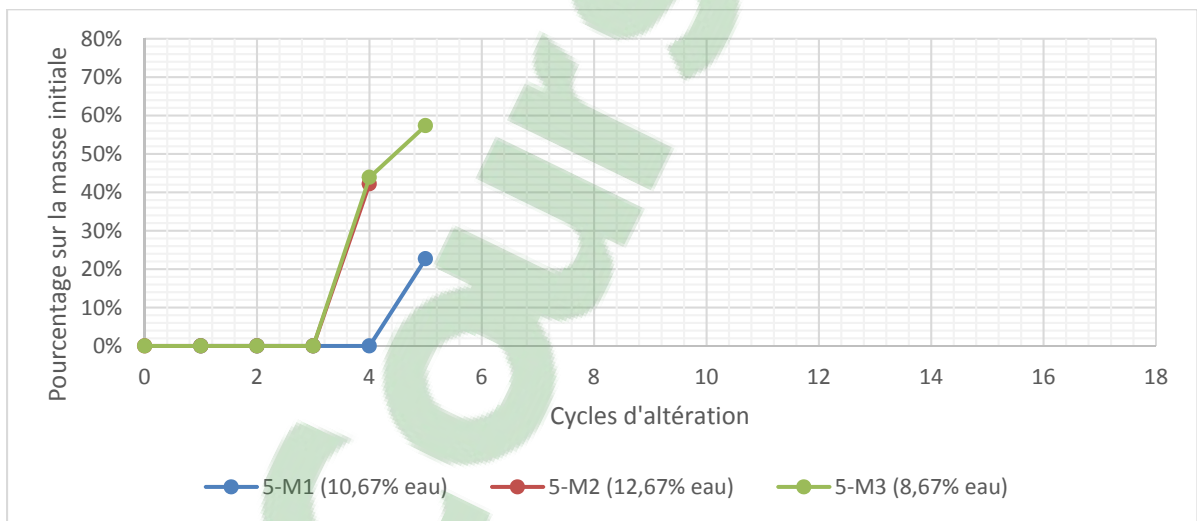


Figure 4.22 Altération au gel-dégel au congélateur à cycles automatiques – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment

Les observations réalisées sur les échantillons à 7% de ciment affichent les meilleures résistances globales avec le dosage à 12,67% d'eau, résistant à un total de 17 cycles. Les mélanges à 8,67 et 10,67% d'eau ont résisté à 5 et 8 cycles respectivement.

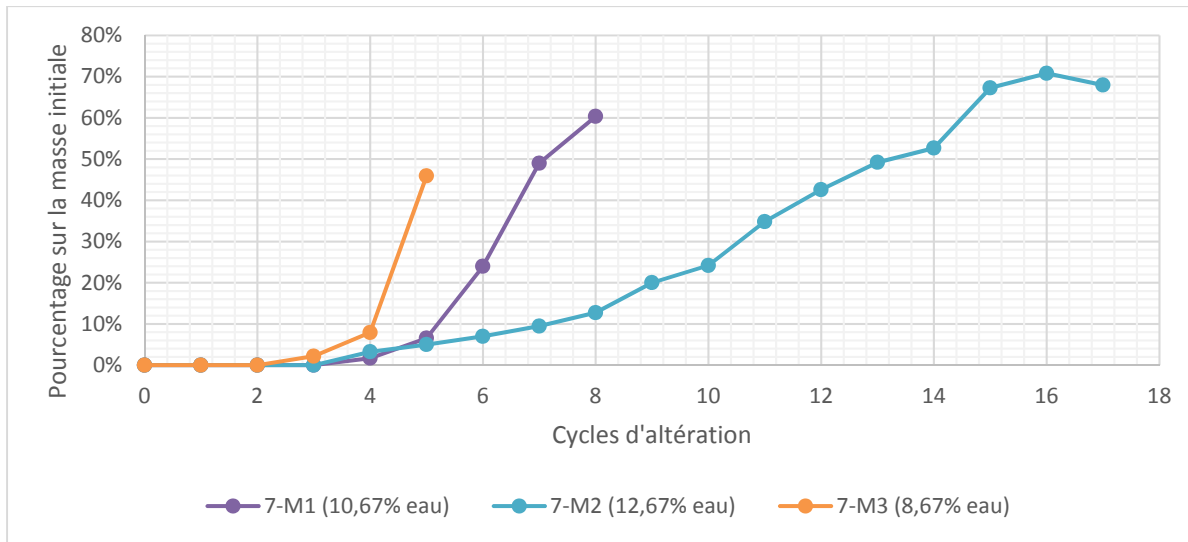


Figure 4.23 Altération au gel-dégel au congélateur à cycles automatiques – Variation de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment

Finalement, la figure suivante fait la synthèse du nombre de cycles complété par chacune des matrices de sol-ciment étudiées. Le dosage à 7% de ciment et 12,67% d'eau est le seul à avoir excédé la valeur cible de 12 cycles au congélateur automatique. Toutefois, cette valeur atteint 9 cycles par les manipulations de la norme ASTM D560.

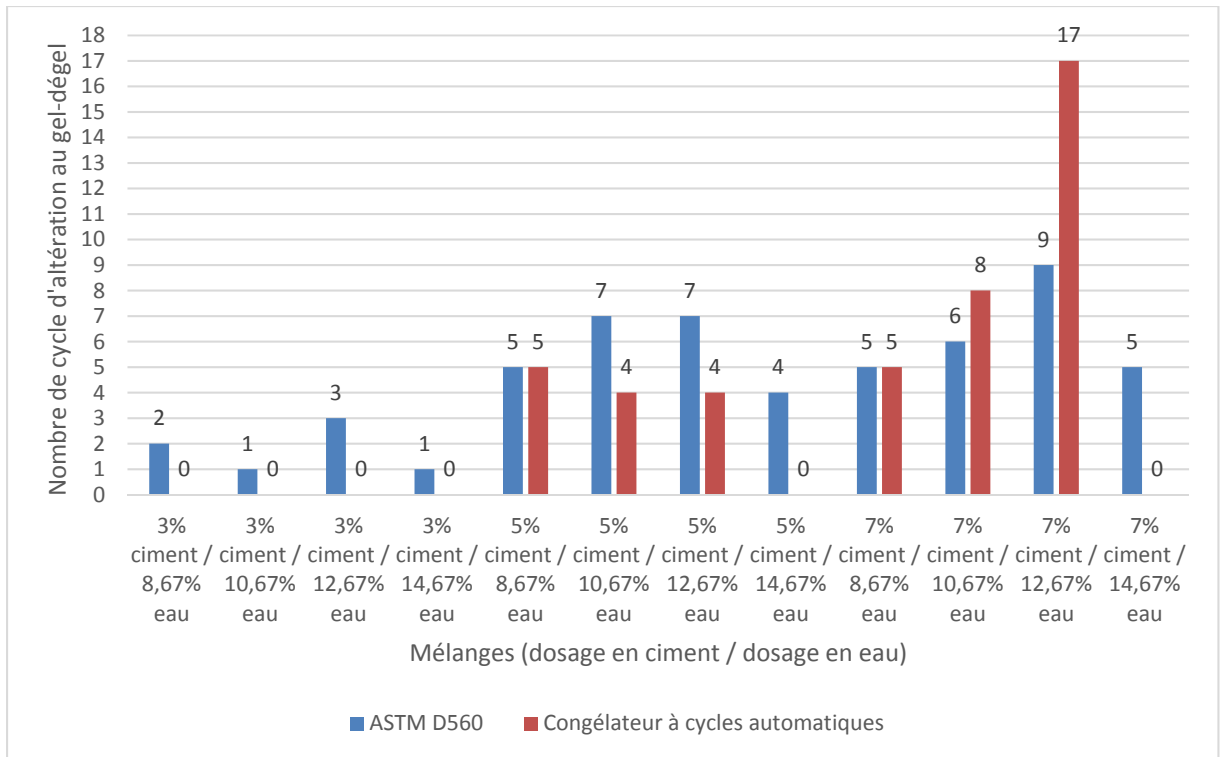


Figure 4.24 Altération au gel-dégel – Synthèse des cycles supporté par les méthodes ASTM D560 et au congélateur à cycles automatiques

1.10.6 Altération au séchage-mouillage

Les méthodes ASTM D559 (résultats à l'annexe IV) et ASTM D4843 (résultats à l'annexe V) furent explorées afin de relever le comportement au séchage-mouillage des différents dosages. Tout d'abord, les mélanges à 3% de ciment soumis à la méthode ASTM D559 présentent une diminution de la masse n'excédant pas 20% de pertes. Le dosage critique est celui ayant la composition la plus sèche, soit à 8,67% d'eau. Notons qu'il s'agit ici de la dégradation la plus élevée parmi tous les dosages en ciment et en eau.

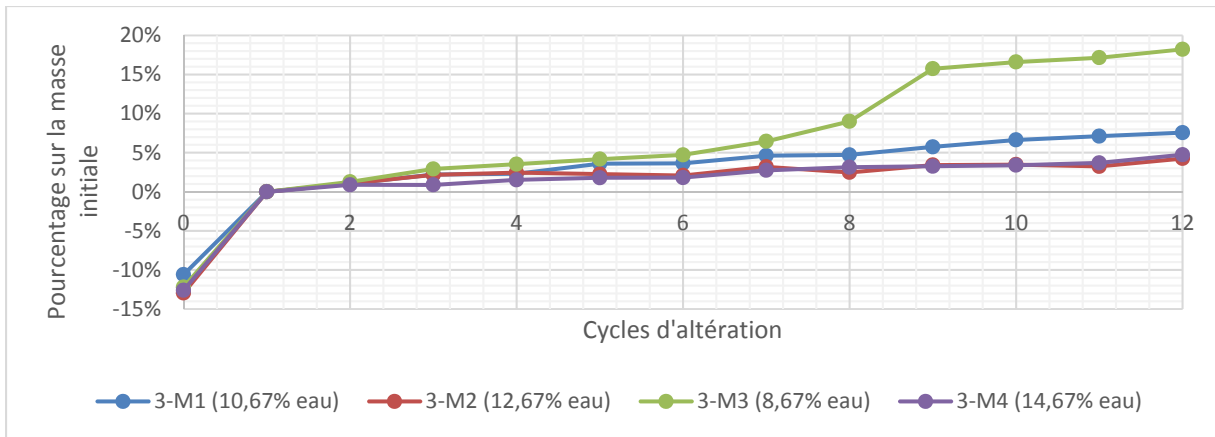


Figure 4.25 Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D559 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 3% de ciment

Les dosages à 5% de ciment présentent tous une diminution de la masse similaire et relativement faible. Celle-ci est de l'ordre de 5 à 10%, dont la valeur la plus élevée est de 10,28% de pertes de masse pour une teneur en eau de 14,67%. Les autres résultats ne permettent pas de les départager étant donné leur forte similarité.

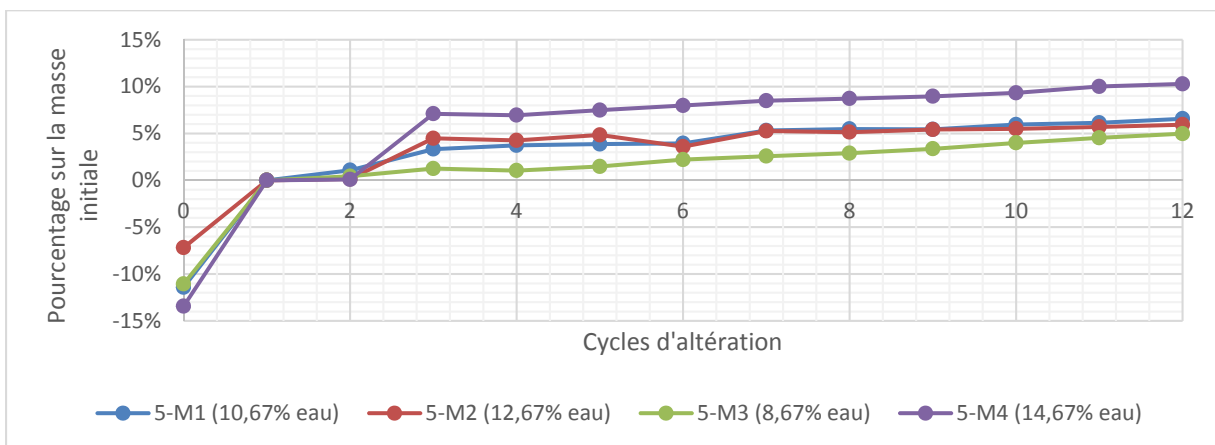


Figure 4.26 Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D559 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment

Les dosages à 7% de ciment, quant à eux, suivent une diminution de la masse initiale très faible, située entre 1,5 et 5%. En effet, les teneurs en eau plus basse (8,67 et 10,67%) ont

la plus grande diminution (4,96 et 5,07%) tandis que les mélanges humides (12,67 et 14,67%) sont légèrement plus stables (1,54 et 2,97%). Voici la figure relative aux mélanges à 7% de ciment :

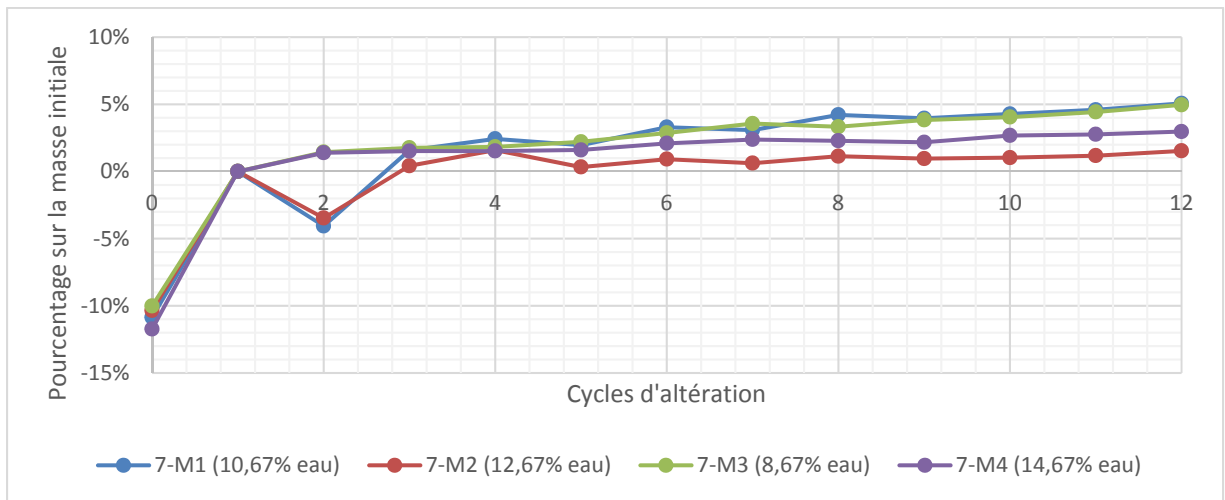


Figure 4.27 Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D559 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment

Les essais menés par la méthode ASTM D4843 ont la même tendance de diminution de la masse de l'échantillon plutôt faible. Les mélanges à 3% de ciment ont une diminution de leurs masses initiales de l'ordre de 6,5 à 23%. Le dosage obtenant la plus grande diminution de sa masse correspond à la teneur en eau la plus élevée, soit 23,37%. Le dosage le plus résistant est celui à 12,67% d'eau pour une perte de 6,48%.

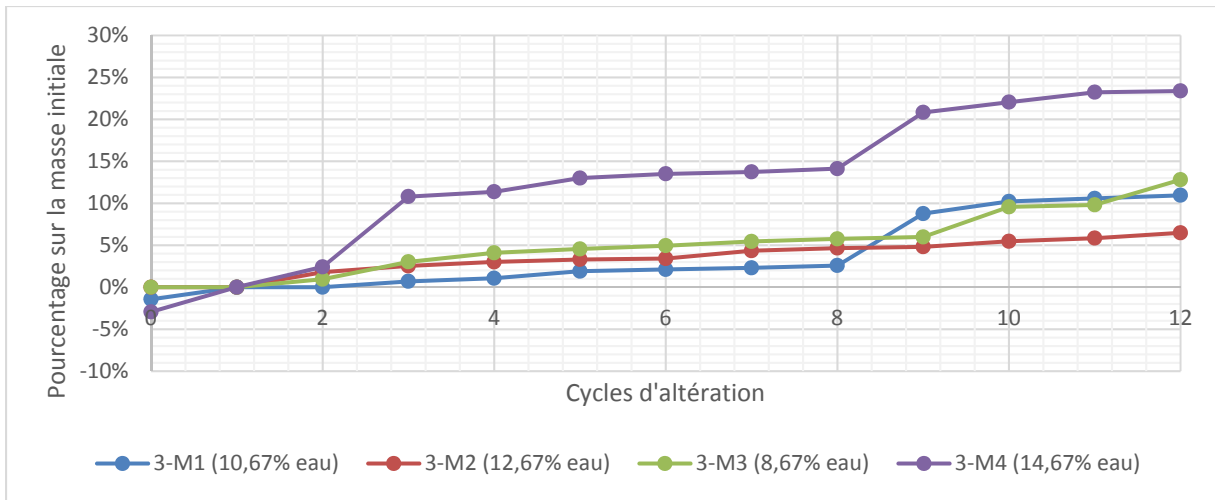


Figure 4.28 Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D4843 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 3% de ciment

En augmentant la teneur en ciment à 5%, il est possible de remarquer une diminution significative de la dégradation. Notons que le doublon au dosage à 8,67% d'eau présente une grande différence puisque les réductions de masses sont de 4,57 et 37,81%. Autrement, les autres teneurs en eau varient de manières négligeables, soit de 1,2 à 3,3%.

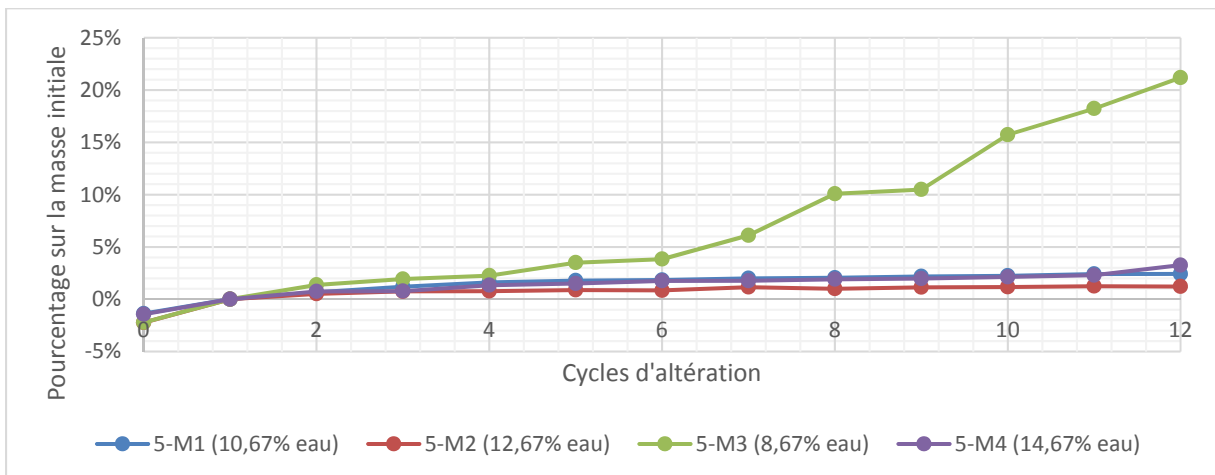


Figure 4.29 Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D4843 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 5% de ciment

Les échantillons à 7% de ciment offrent de très faibles dégradations avec une perte de la masse initiale entre 0,7 et 6,8%. En effet, le mélange eau-ciment ayant la plus grande performance globale est celui à 7% de ciment et 12,67% d'eau pour une dégradation de 0,72%.

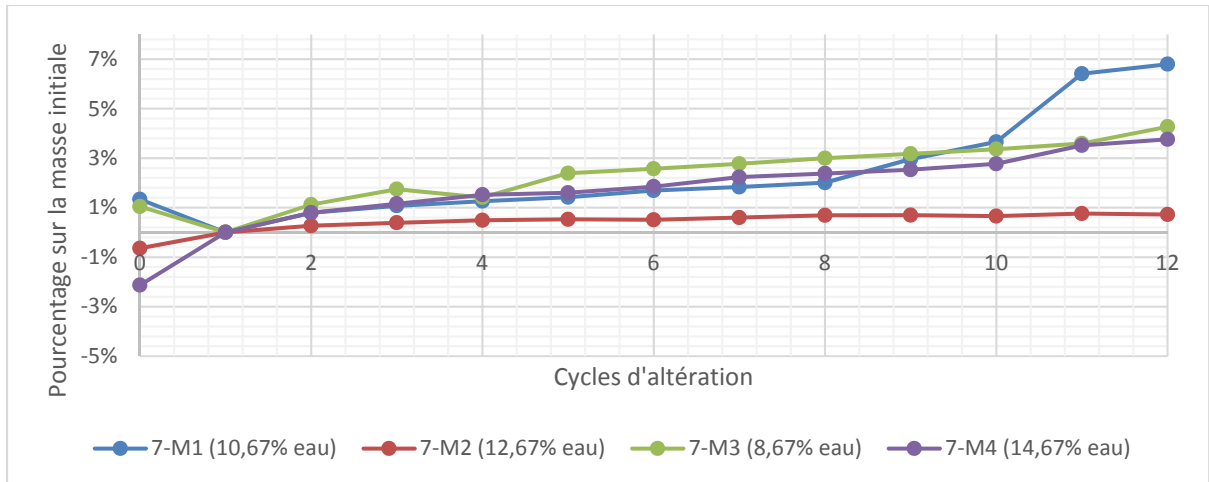


Figure 4.30 Altération au séchage-mouillage par la méthode ASTM D4843 – Variation de la diminution du pourcentage de la masse moyenne par cycle - Mélanges à 7% de ciment

En guise de synthèse, le graphique suivant présente la comparaison entre les deux méthodes explorées pour ce qui a trait à la perte en pourcentage de la masse initiale de l'échantillon étudié. Bien que les résultats posent difficilement une concordance entre les méthodes, la tendance incite à prédire une amélioration de la performance pour un mélange dosé en teneur en eau autour de l'optimum de compaction, c'est-à-dire à 10,67 et 12,67%. En isolant ces résultats, l'augmentation du dosage en ciment de 3 à 7% présente une meilleure résistance globale aux cycles de séchage-mouillage. Notons toutefois que les dégradations sont faibles à haute teneur cimentaire et que les différences de dosages sont difficilement départagées. L'application de ces essais sera plus amplement discutée au chapitre suivant.

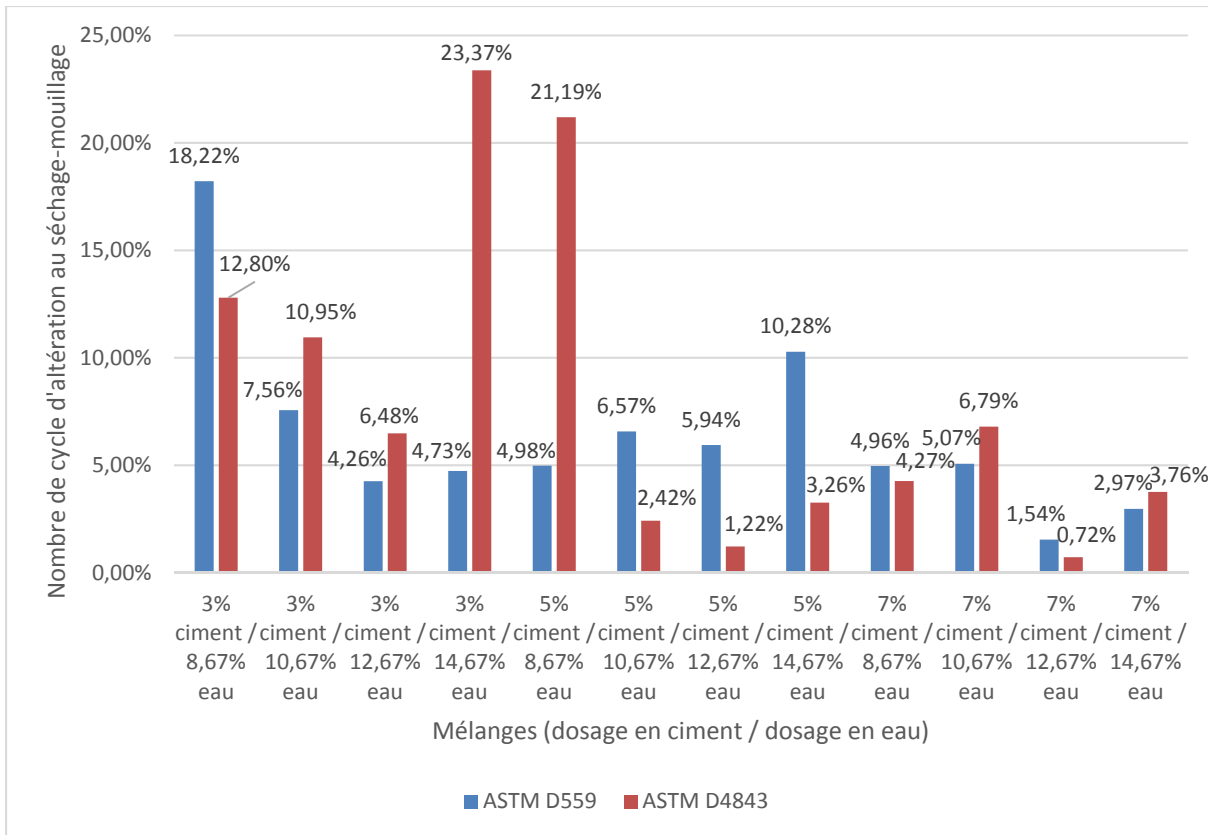


Figure 4.31 Altération au séchage-mouillage – Synthèse du pourcentage de la diminution de la masse au cycle 12 – Méthodes ASTM D559 et ASTM D4843

1.10.7 Relation masse volumique et teneur en eau

Suivant les différentes études menées lors du projet de recherche, plusieurs lots de données ont permis d'observer le comportement en termes de masses volumiques et de teneur en eau des échantillons. Cette relation primordiale à la réalisation d'une matrice sol-ciment de qualité sera abordée à l'intérieur de cette sous-section.

Intimement liée aux paramètres de dosage des matériaux, la relation de la teneur en eau et de la masse volumique permet de discerner le mélange susceptible de mieux se comporter lors de la réalisation et ainsi perdurer dans le temps. Tout d'abord, la teneur en eau réelle des douze mélanges fut récoltée après le démoulage du moule CBR à l'étuve. Bien que similaire à la teneur en eau de conception, celle-ci a tendance à varier légèrement à cause de

l'évaporation naturelle lors des manipulations. Voici le graphique de la synthèse de ces teneurs en eau réelles :

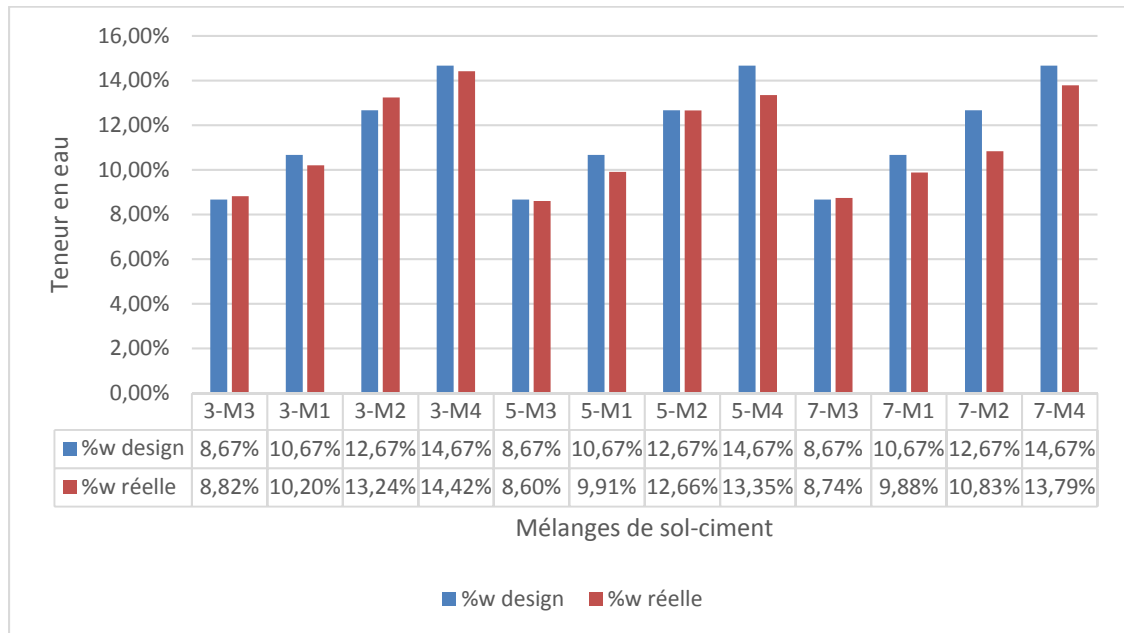


Figure 4.32 Comparatif de la teneur en eau réelle et de conception

Pour ce qui a trait à la masse volumique, celle-ci a été déterminée à deux reprises sur le matériau mûri : lors de l'étude de résistance à la compression sur chaque cylindre et lors de l'étude des essais d'altération sur chaque échantillon. Ainsi, 36 valeurs ont pu être récoltées par dosage en ciment (4 masses volumiques de compression et 32 d'altération) pour un total de 108 valeurs. Le graphique suivant correspond aux valeurs moyennes de la masse volumique humide et sèche des différents dosages.

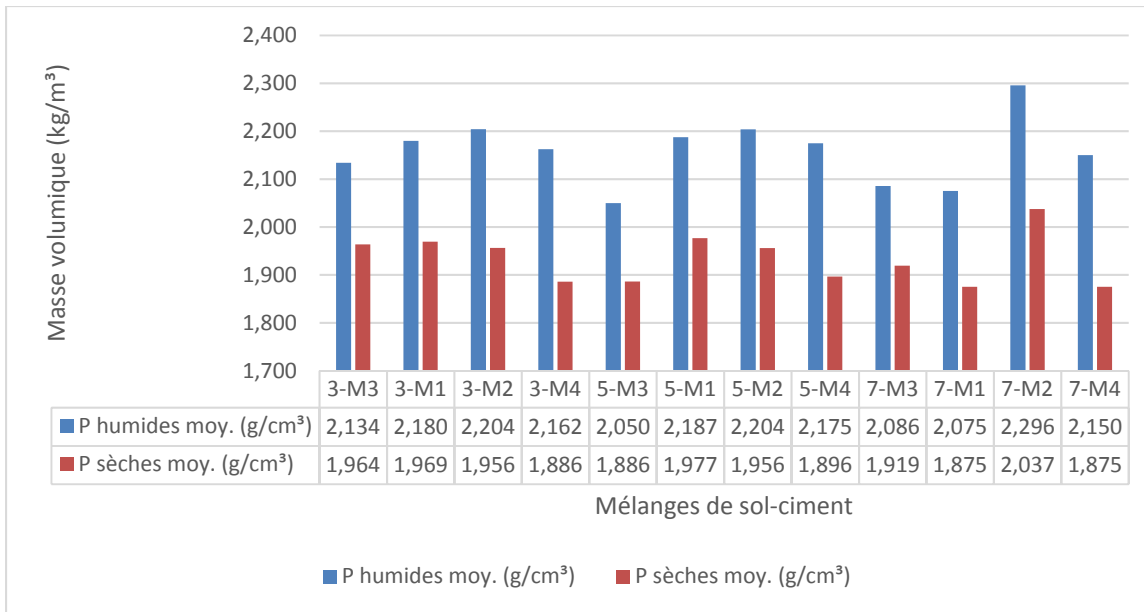


Figure 4.33 Moyennes des masses volumiques humides et sèches par mélange de sol-ciment

De ces valeurs, il est possible de déduire les courbes de compactions où la valeur de compaction optimale est relevée au maximum de la tendance. Par ce maximum, la valeur de teneur en eau optimale où l'arrangement granulaire permet d'atteindre la densité sèche maximale est extraite. De cette manière, pour un ajout cimentaire de 3%, une teneur en eau de 10,93% permet d'obtenir la masse volumique sèche optimale de 1,970 kg/m³. Pour les mélanges à 5% de ciment, une teneur en eau de 11,11% relève une masse volumique sèche optimale de 1,979 kg/m³. Finalement, pour une teneur en eau de 13,13%, la masse volumique sèche optimale est de 2,048 kg/m³. Les graphiques suivants illustrent les différentes relations précédemment énumérées.

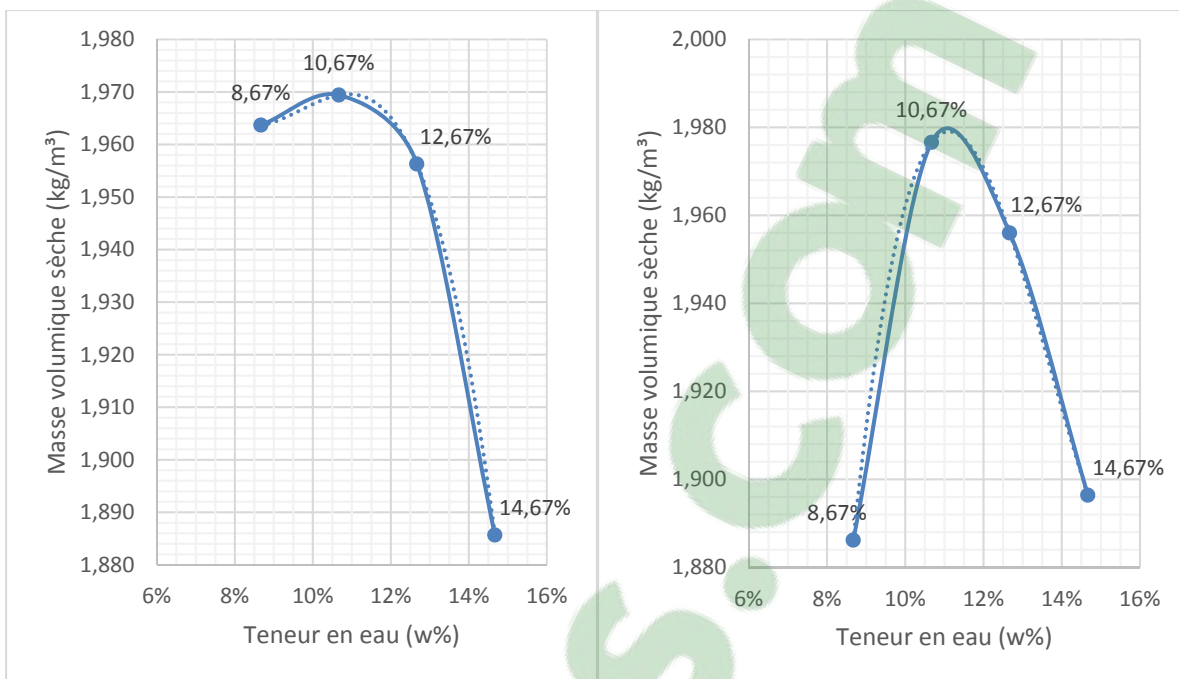


Figure 4.34 Relation teneur en eau et masse volumique sèche
– Mélanges à 3% (gauche) et 5% (droite) de ciment

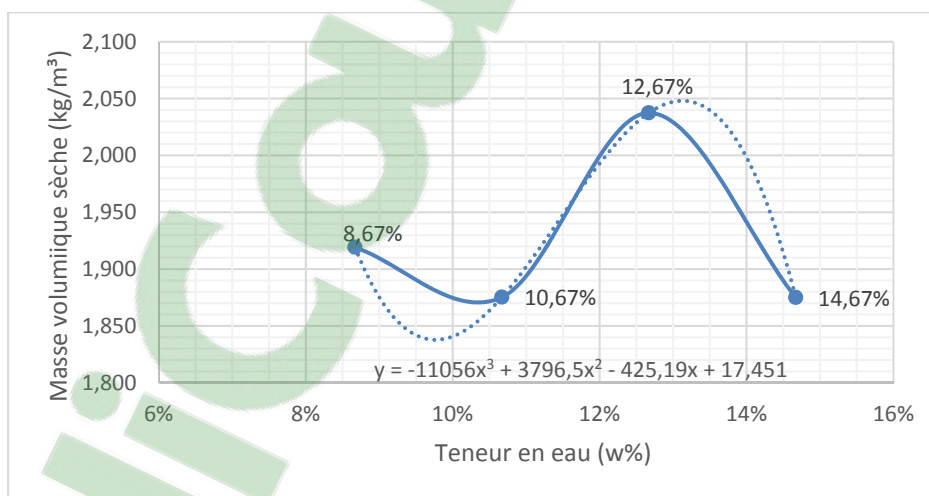


Figure 4.35 Relation teneur en eau et masse volumique sèche
– Mélanges à 7% de ciment

CHAPITRE 5

INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

1.11 Analyse des résultats

Ainsi, pour donner suite à la révision théorique des méthodes de conception, facteurs d'influences et à l'accomplissement de moyens expérimentaux, l'interprétation de cette recherche permet de clarifier les hypothèses établies en introduction de ce mémoire. Celles-ci définissaient le besoin de rapporter la technologie au niveau du contexte de l'ingénierie routière du Québec. Afin d'y arriver, l'analyse des résultats sera conduite sur les essais *in situ* et en laboratoire. Puis, une synthèse des découvertes éclairera le portrait de l'étude de la technologie des sols-ciment appliqués au contexte routier québécois.

1.11.1 Analyse des résultats *in situ*

En premier lieu, les essais réalisés *in situ* permettent d'attester du comportement relatif au traitement de la planche de référence. Étant donnée la grande hétérogénéité des résultats sur la surface à l'étude, l'interprétation des données recueillies doit se faire en combinant les résultats entre eux. Regroupées en zones dont le module EV2 comporte des similitudes au niveau de l'échelle de grandeur et de l'emplacement, il y fut associé les masses volumiques sèches, les teneurs en eau, les résistances à la compression par carottage et l'état de la surface. Le tableau suivant présente la synthèse de ces regroupements, dont les valeurs sortant de l'écart type sont mises en évidence par la couleur rouge.

Tableau 5.1 Synthèses des résultats *in situ* regroupés

Zones	EV2 à 13/14 jours (MPa)	MV sèche à 24h (kg/m ³)	Teneur en eau (%)	Résist. Comp. 7 jours (MPa)	État de surface
VL lourds nord (7% ciment)	98,61 (PL1A)	2020 (ND4)	9,7		Granulaire à mixte
		2051 (ND5)	12		
VL lourds sud (7% ciment)	460,20 (PL5)	2084 (ND1)	10,6	9,2	Lisse
		2294 (ND2)	7,5		
		2231 (ND3)	7,1		
Aire stat. Nord-Ouest (7% ciment)	428,53 (PL2)				Lisse
Aire stat. Nord-Est (5% ciment)	106,2 (PL3)			3,5	Mixte
Aire stat. Sud (5% ciment)	138,06 (PL6)			5,1	Lisse
	141,6 (PL9)	2158 (ND11)	7,1		
	102,03 (PL11)	2051 (ND6)	8,25		Mixte
	178,14 (PL12A)	1984,5 (ND7)	9,6		
	157,78 (PL12C)				
	178,14 (PL12D)				
	324,84 (PL14)				
	115,05 (PL15)	2169,5 (ND9)	7,65		
	112,7 (PL16)	2089,5 (ND10)	7,4		
Voie de circulation B (5% ciment)	149,25 (PL4)	2093 (ND16)	9,4	3,7	Mixte
		2091 (ND17)	8,7		
	204,53 (PL7)	2171 (ND15)	7,2		Mixte à granulaire
	107,23 (PL10)	2029 (ND13)	9,3		
		2186 (ND14)	6,1		

Tel que constaté, les résultats sont particulièrement hétérogènes, et ce, même à l'intérieur des regroupements. Autant dans la zone de l'aire de stationnement sud, où la fréquence d'essais fut baissée à 80 m² par essai, le module varie de 102,03 MPa (PL11) à

324,84 MPa (PL14). Tel que relevé par les résultats soulignés en rouge, les valeurs anormales dépassant l'écart type concordent entre les résultats de modules, de masses volumiques sèches, de teneurs en eau et d'état de la surface. De manière généralisée, lorsque la surface est non lisse (granulaire ou mixte) et que la teneur en eau est en deçà de la moyenne, les résultats de modules élastiques, de masses volumiques et de résistance à la compression sont plus faibles. Cette hétérogénéité de surface expliquerait les variations de grandeurs des observations *in situ* à l'intérieur d'une section de même dosage. L'état de la surface est donc un bon indicateur de l'efficacité du traitement d'une zone. Cet indicateur gagnerait à être renforcé par la profondeur à laquelle la texture reste similaire afin de mieux apprécier l'uniformité du traitement.

De plus, les analyses granulométriques réalisées sur la surface avant-traitement (un ajout de pierres 0-20 mm modifiant la granulométrie de conception) présentent clairement une proportion majoritaire en matériaux pierreux au détriment des matériaux de remblai. On constate ce changement en comparaison avec les résultats granulométriques réalisés lors des travaux de laboratoire. Ceci s'explique par un ajout de pierres concassées entre les études de laboratoire et de la réalisation pour ajuster le profil. Les valeurs plus élevées en résistances à la compression confirment cette affirmation par des résultats largement supérieurs aux mélanges confectionnés en laboratoire. En d'autres mots, le sol composé principalement de pierres concassées montre une plus grande résistance à la compression.

Étant donnée l'hétérogénéité du traitement sur la planche, il n'est pas possible de présenter une description qui résume un portrait précis pour les sections à 5 et 7% de ciment réalisés en chantier. Les liaisons apparentes entre les auscultations *in situ* permettent de déduire que les résultats suivent un ordre logique, mais la validité de chacun n'a pas pu être validée. Un plus grand bassin de données avec des essais simultanés aux mêmes endroits permettrait de mieux apprécier la validité de ceux-ci en limitant le facteur d'hétérogénéité apparent du traitement.

1.11.2 Analyse chimique

Rappelons ici que le matériau combiné correspond à une phase de pierre et une phase de remblai. L'analyse chimique fut établie individuellement pour ces deux phases. Ainsi, les matières organiques présentent, de l'ordre de 1,64% pour la pierre et 2,17% pour le remblai ne sont pas en quantités suffisantes pour influencer de manière conséquente le traitement (Cabane, 2004; CRR, 2009a; Tremblay, 1998). Le soufre, présent à 0,29% (dans la pierre) et 0,10% (dans le remblai) comporte des risques faibles à modérés de provoquer des gonflements et des patrons fissurations. Ceci est causé par la formation d'ettringite lors de la réaction cimentaire (Cabane, 2004). De plus amples vérifications sont conseillées. Les autres éléments chimiques recueillis ne permettent pas de déduire à une influence sur l'hydratation du ciment.

1.11.3 Relation de compacité

Afin d'analyser les effets des comportements auscultés en laboratoire et de relever l'influence entre ces facteurs de conception, les proportions granulométriques, le dosage en ciment et le dosage en eau sont pris en considération. Voici l'interprétation de ces facteurs intimement liés.

Tout d'abord, l'interaction du dosage en ciment et de la teneur en eau sur la masse volumique sèche fut analysée. Il en ressort que l'apport en eau est déterminant dans l'augmentation de la densité du matériau, mais que la teneur en ciment n'a pas de conséquence significative à elle seule. Ceci permet de conclure que la masse volumique est essentiellement dépendante de la teneur en eau. Cette conclusion est confirmées par la littérature qui présente comme étant important pour l'efficacité du traitement de compacter les échantillons à l'optimum Proctor (Flon & Besner, 1987; Holt, 2010; Sariosseiri, 2008). Ceci est également en accord avec la théorie du compactage dont l'optimal de compaction revient à l'ajustement de la teneur en eau (Holtz & Kovacs, 1981). La plus forte densité sèche moyenne obtenue lors des essais provient du mélange à 7% de ciment pour 12,67% d'eau. De plus, le calcul de l'optimum sur la courbe Proctor permet d'estimer une masse volumique

sèche maximale de 2,048 g/cm³ lorsque le mélange contient 7% de ciment pour 13,13% d'eau.

1.11.4 *California Bearing Ratio (CBR)*

Pour ce qui a trait à l'effet du dosage en ciment et de la teneur en eau sur les résultats du *California Bearing Ratio*, à la prise initiale et à 4 jours d'immersion, la teneur en eau est significativement plus influente sur la résistance au poinçonnement que le dosage en ciment. L'analyse graphique, telle qu'illustrée à la figure 4.1, permet de confirmer que le dosage cimentaire n'a pas d'influence significative sur le CBR initial, mais que celui-ci varie en fonction de la teneur en eau. Plus la teneur en eau est élevée et moins le CBR initial sera élevé. Pour ce qui a trait au CBR à 4 jours d'immersion, la cure du ciment provoque un détachement clair des résultats, particulièrement aux teneurs en eau de 12,67 et 14,67%. La résistance au poinçonnement est la plus grande pour 12,67% d'eau à 7% de ciment avec une valeur de 256%. Ces résultats s'expliquent par le phénomène d'hydratation du ciment (Joseph Abdo, 2008) qui permet de gagner en rigidité avec la cure. Initialement, la prise se fait de manière graduelle et l'influence de la phase aqueuse libre sur les propriétés mécaniques est plus grande que celle du ciment.

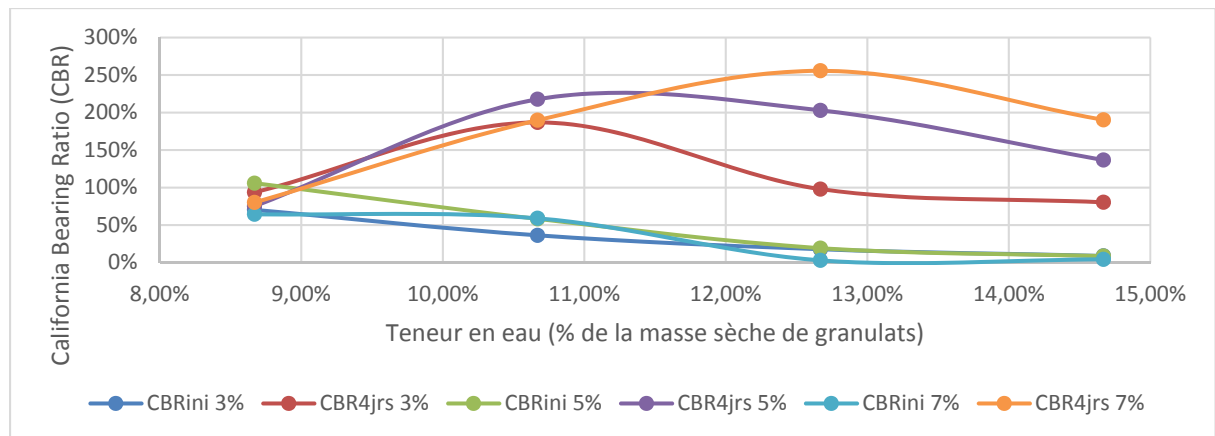


Figure 5.1 Évolution du *California Bearing Ratio* initial et à 4 jours d'immersion selon la teneur en eau – Conception à 3%, 5% et 7% de ciment

1.11.5 Résistance à la compression

Concernant la résistance à la compression pour les échantillons confectionnés en laboratoire, deux lots de données peuvent être étudiés : (1) le lot réalisé par le partenaire industriel sur l'effet de la proportion des matériaux granulaires et du dosage cimentaire et (2) le lot réalisé dans le projet de recherche sur l'effet de la teneur en eau et du dosage cimentaire.

En premier lieu, l'effet de la proportion des matériaux granulaires, observée graphiquement, est intimement lié à la résistance à la compression qui augmente avec l'augmentation de la teneur en pierre concassée. Plus le mélange comporte des particules de silt sableux et plus la résistance à la compression est faible, autant à 7 jours que 28 jours de cure. En comparant les valeurs obtenues dans le cadre du projet de recherche, les valeurs sont significativement plus basses. Les différences majeures entre les procédures pouvant expliquer cet écart résident en quatre points : 1) le séchage des matériaux effectué dans le projet de recherche, 2) le type de malaxage, 3) le taux d'application de la charge réduit à 0,10 MPa/s (plutôt que 0,25 MPa/s) et 4) les proportions granulaires différentes. Pour ces raisons contextuelles, les deux lots de données ne peuvent pas être comparés.

À l'intérieur des résistances à la compression obtenues dans ce projet, une meilleure performance est constatée au mélange à plus haute teneur en ciment compacté autour de l'optimum Proctor. Toutefois, la validité ne peut être assurée par le manque de matériaux nécessaires à la confection d'essais de répétition. Dans la littérature, il est confirmé que la résistance à la compression est plus élevée pour une pierre que pour un silt (Anderson, 2013; Szymkiewicz, 2013; Wen et al., 2014).

1.11.6 Altération au gel-dégel

L'effet du dosage en ciment et de la teneur en eau sur la faculté d'un échantillon à résister aux cycles de gel-dégel fut exploré. À travers les deux procédures utilisées, soit la norme ASTM D560 et la chambre thermique à cycles automatiques, les deux variables

comportent une influence importante vis-à-vis de la résistance au gel-dégel. En effet, les deux procédures concordent pour déceler que le mélange affichant la plus grande résistance au gel-dégel est de 7% de ciment pour 12,67% d'eau. À même les procédures, la norme ASTM D560 ne permet pas, à elle seule, de confirmer l'interaction entre les paramètres du dosage en ciment et de la teneur l'eau. La variabilité des résultats ne permet pas de déceler une tendance claire. Dans la littérature, on retrouve à maintes reprises l'influence des deux facteurs sur la résistance au gel-dégel (Jamshidi, 2014; Wen et al., 2014; Zhang et al., 2016). Il est donc clair que le paramètre d'étude du gel-dégel est primordial pour une application en régions froides. Pour la procédure de la chambre thermique à cycles automatiques, le nombre de cycles supportés par les échantillons complètement dégradés en deçà de 4 cycles n'a pas pu être relevé. Il n'est donc pas possible de confirmer l'interaction des paramètres avec ce lot de données.

Les conclusions sur les tendances observées visuellement dictent des résistances plus fortes pour un dosage cimentaire plus élevé. L'effet de l'eau est similaire au comportement de compacité, où une valeur optimale semble se distinguer autour de la teneur en eau permettant d'obtenir la densité la plus haute. À 7% de ciment pour 12,67% d'eau, les échantillons supportent en moyenne 9 cycles (ASTM D560) et 17 cycles (chambre thermique) au gel-dégel. Cette conclusion sur la teneur en eau optimale est réaffirmée par l'étude menée par Jamshidi (2014) sur l'impact principal de la présence d'eau, en combinaison avec la résistance en tension interne, qui agissent comme facteurs clés dans les dégradations au gel (Bhattacharja & Bhatti, 2003; Chatterji, 2003; Rouquès & Caniard, 1975).

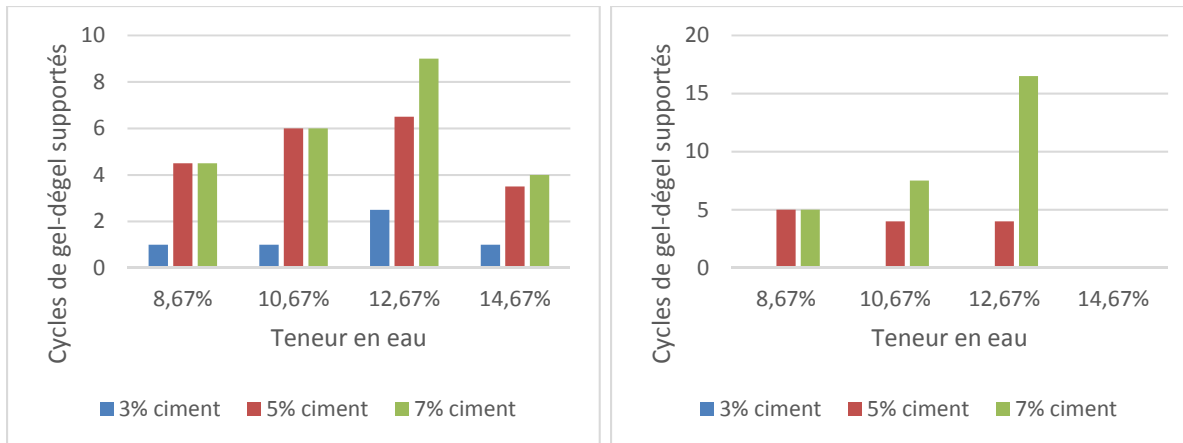


Figure 5.2 Cycles de gel-dégel supportés moyens par teneur en eau et par dosage en ciment – ASTM D560 (gauche) et Congélateur automatique (droite)

Afin de départager les procédures utilisées, il est clair que d'autres essais permettant de confirmer la validité interne et externe doivent être menés. Le fait qu'aucun échantillon n'ait supporté les 12 cycles prescrits par la norme ASTM D560, ceci laisse croire à une adaptation difficile pour les mélanges à faibles teneurs en ciment. L'effet du brossage des échantillons lors de la récolte de la perte de masses doit être révisé, puisque l'échantillon reçoit un dommage supplémentaire qui dépend fortement des manipulations de l'opérateur (Lauriston, 2008). De plus, la procédure nécessite un total de 24 jours, comparativement à 12 jours pour la procédure à cycles automatiques. Il en ressort que ce dernier nécessite moins de manipulations pour moins de temps de réalisation. L'importance d'adapter la procédure pour les conditions climatiques retrouvées dans le contexte du projet et la lenteur des cycles sont également deux lacunes de la méthode ASTM D560

1.11.7 Altération au séchage-mouillage

L'analyse des essais de cycles de séchage-mouillage a été réalisée sur la perte de masse sur la masse initiale. Tous les échantillons ont supporté les 12 cycles prescrits par les deux normes (ASTM D559 et D4843) et l'effet du dosage en ciment et de la teneur en eau a pu être étudié.

Parmi tous les échantillons des deux procédures, il n'est pas possible de confirmer l'influence de la teneur en eau étant donné qu'une tendance n'est pas discernable. En contrepartie, l'influence de la quantité en ciment semble offrir des échantillons à la texture plus fermée, limitant l'infiltration d'eau. La figure 4.3 montre clairement la grande variabilité à même les essais.

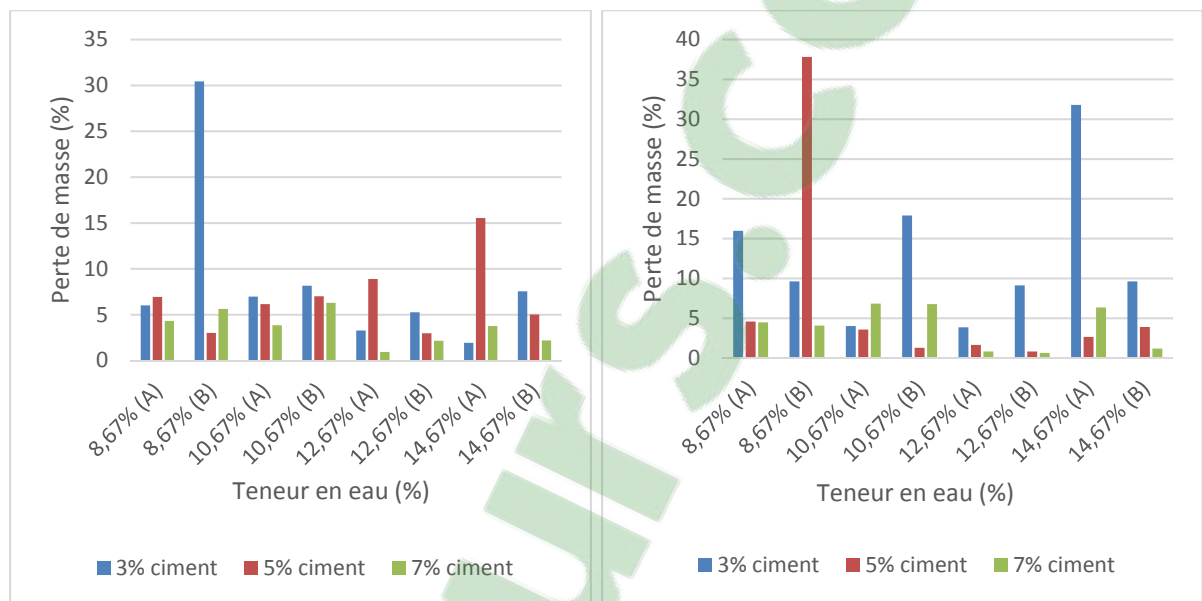


Figure 5.3 Pertes de masse sur la masse initiale par cycles de séchage-mouillage – ASTM D559 (gauche) et ASTM D4843 (droite)

Une faible tendance est toutefois constatée concernant le dosage en ciment, dont les proportions à 3% de ciment performant légèrement en dessous de la moyenne, sans toutefois permettre de conclure à un lien de causalité. En mettant ces résultats en perspective avec les autres essais, le mélange subissant le moins de dégradations à 12 cycles de séchage-mouillage est celui à 7% de ciment pour 12,67% d'eau. Les phénomènes retrouvés dans la littérature, notamment sur le compactage du côté sec de l'optimum offrant de meilleures performances (Dong, 2013), n'ont pas pu être confirmés. Toutefois, cette réalité vient rejoindre les conclusions de réviser la méthode ASTM D559 (Lauriston, 2008) et d'utiliser la conductibilité hydraulique comme facteur principal de l'action de l'eau et du gel (Jamshidi, 2014; Zhang et al., 2016).

1.12 Synthèse de l'analyse

L'analyse des données expérimentales de ce projet tourne autour d'une auscultation faite pour répondre aux besoins du contexte québécois. Ainsi, pour mieux explorer les méthodes de conception, les moyens suivants ont été réalisés : l'analyse *in situ*, les relations de compacité, les *California Bearing Ratio* initiaux et à 4 jours d'immersion, la résistance à la compression, l'altération au gel-dégel et l'altération au séchage-mouillage. Voici la synthèse des déductions :

- 1) Les essais *in situ* à la plaque par la méthode française, en combinaison avec la densité, la teneur en eau, la résistance à la compression par carottage et l'état de la surface, permettent de conclure à une forte hétérogénéité du traitement sur l'ensemble de la planche de référence. La différence en proportions granulaires ne permet pas de lier les résultats *in situ* aux résultats en laboratoire;
- 2) L'analyse chimique relève la présence de soufre (sulfates et sulfures) pouvant être la cause d'un risque faible à modéré de gonflement d'ettringite;
- 3) Selon les relations de compacité, l'effet de la teneur en eau sur la masse volumique sèche est également dépendant de la teneur en ciment. La teneur en eau optimale est calculée à 13,13% pour un dosage en ciment de 7%;
- 4) L'étude du comportement au CBR permet de déduire que la résistance au poinçonnement est influencée initialement par la teneur en eau et faiblement par le ciment. Le dosage de ce dernier devient apparent lors du relevé à une cure de 4 jours d'immersion. Le mélange offrant la meilleure résistance au poinçonnement est celui d'un dosage à 7% de ciment pour 12,67% d'eau;
- 5) La résistance à la compression augmente avec une proportion plus grande en pierre concassée ainsi qu'avec un compactage environnant l'optimum Proctor. Ces déductions sont hypothétiques puisque la validité interne de ces essais n'a pu être confirmée dans le cadre de l'étude;
- 6) L'altération au gel-dégel est fortement influencée par le dosage en ciment et la teneur en eau. Le mélange offrant la meilleure performance est le dosage en ciment de 7% de ciment pour 12,67% d'eau. L'application de la méthode ASTM D560 est

toutefois remise en question pour les raisons suivantes : un temps de réalisation fastidieux, une grande quantité de manipulation, le gradient thermique du réchauffement et du refroidissement n'étant pas considéré et l'effet du brossage des échantillons apportant un facteur d'erreur important pour la validité externe;

- 7) L'influence des paramètres de conception sur l'altération au séchage-mouillage n'a pas pu être confirmée à cause de la variabilité statistique des résultats. L'application du séchage-mouillage comme critère de conception est mise en doute pour cette même raison, ainsi que : un temps de réalisation fastidieux, une grande quantité de manipulation et la différence fondamentale entre ce comportement et celui retrouvé dans la réalité. De plus, la méthode ASTM D559 comporte un brossage des échantillons dont l'effet apporte un facteur d'erreur important sur la validité externe;

Il ressort de ces déductions que le dosage permettant d'atteindre la meilleure performance à courts et longs termes, ainsi que par cycles d'altérations, est la combinaison de 7% de ciment pour une teneur en eau de 12,67%. Ceci est applicable au contexte du projet et des propriétés d'un sol récepteur composé à 67% de silt sableux et 33% de pierre concassée. Ce dosage, près de l'optimum Proctor calculé, rejoint les conclusions retrouvées dans la littérature sur l'efficacité des mélanges qui en font autant (Dong, 2013; Flon & Besner, 1987; Holt, 2010; Jamshidi, 2014; Sariosseiri, 2008; Sasanian, 2011).

1.13 Conception structurale

L'intégration de la conception des structures traitées aux liants hydrauliques à l'intérieur du contexte québécois nécessite de prendre en considération les principaux facteurs propres à ce dernier. Suivant l'analyse précédente ainsi que la revue littéraire, il en ressort que les mécanismes sont nombreux et interreliés. La simplification à l'établissement d'un seuil minimal de résistance à la compression à 28 jours permet difficilement d'optimiser le dosage.

Tel que présenté lors de la méthodologie de ce mémoire, il fut opté par le concepteur d'utiliser une structure de chaussée composée de 300 mm de sol traité, chapeauté de 60 mm d'enrobé bitumineux ESG-14. La zone des camions lourds aura, quant à elle, un enrobé bicouche avec 80 mm d'ESG-14 et 40 mm d'ESG-10. La problématique réside dans l'utilisation de mélanges semi-grenus pour une fonction de stationnement et de circulation lente de véhicules lourds. Les mélanges du MTMDET étant optimisés pour la circulation rurale, à vitesse de sollicitation rapide. La performance de l'enrobé bitumineux, combinée avec un sol traité sous-jacent, forme un tout devant être considéré de manière unifiée.

Tout d'abord, le dimensionnement de l'épaisseur de sol traité dans ce contexte correspond aux recommandations de la littérature (Joseph Abdo & Serfass, 2009; LROP, 2003). De plus, celle-ci peut être validée en récoltant les informations concernant le trafic de véhicules lourds par la méthode de la (PCA, 2001). Bien qu'empirique, combiner ce dimensionnement avec une approche mécanistique permettra d'optimiser le système. Un logiciel de cette nature mécanique, tel que WinJULEA, est une bonne alternative (Murillas, 2010). Tel que couvert lors de la littérature de ce mémoire, le modèle de prédiction de la fatigue et du retrait par Wen et al. (2014) du NCHRP est un excellent moyen de vérification de la vie utile afin de cerner les dimensions structurales idéales. Ceci nécessite toutefois la détermination de la résistance en traction; un facteur clé relatif au dimensionnement structural sur la durée de vie. Notons que l'auscultation réelle avant et après traitement à l'aide de la plaque française permet d'obtenir l'appréciation de la variabilité dans l'espace du module élastique et ainsi adapter la conception en zones homogènes.

Un autre point majeur à comprendre pour le concepteur réside dans la détermination du dosage préliminaire en ciment. Dans l'exemple concret du présent projet, il fut préalablement choisi que des teneurs à 5% et 7% de ciment seraient adéquates. De ces dosages, toutes les études furent réalisées afin d'en vérifier le comportement. Dans les faits établis tout au long de ce mémoire, il a été relevé que plus le dosage en ciment est élevé et plus la matrice de sols-ciment sera performante mécaniquement et résistera aux intempéries. Toutefois, il est faux de croire qu'une forte teneur en ciment s'applique à tous les projets et la

détermination de la plus basse teneur possible, répondant à tous les besoins *in situ*, est beaucoup plus adéquate. De trop fortes teneurs en ciment, surtout en couches de fondation supérieure, peuvent provoquer une fissuration de retrait et dégrader de manière préliminaire la surface de roulement (Chen et al., 2011; Halsted E., 2010; X. Li, 2014; Luo, 2007; Pouliot et al., 2004; Wen et al., 2014).

Finalement, pour toutes couches de roulement en enrobé bitumineux, il est nécessaire d'appliquer un matériau répondant aux besoins de la structure et du contexte. Des alternatives québécoises font progressivement leurs apparitions dans le milieu, pour des applications à faibles vitesses de sollicitation, en contextes agressifs de véhicules lourds ainsi qu'en accord avec les besoins urbains municipaux. Notamment, des enrobés bitumineux à modules élevés EME-10 et EME-14 (BQ, 2013).

CONCLUSION

Pour conclure, ce mémoire visait l'étude de la technologie des sols-ciment appliquée au contexte routier québécois. Cela étant motivé par le besoin de mieux comprendre les intrants de cette technologie. Au Québec, ce besoin fut exprimé, notamment, lors des recherches effectuées par Flon et Besner (1987) et Tremblay (1998). En guise de réponse, trois éléments principaux furent délimités et explorés : les méthodes de conception, les facteurs d'influence et les moyens expérimentaux. La révision de la littérature a servi à couvrir les notions théoriques de ces trois éléments et ainsi aiguiller le plan expérimental. La construction de la méthodologie des essais effectués fut réalisée conjointement avec un partenaire industriel dans le cadre d'un projet de stationnement subissant des chargements lourds et une vitesse de circulation lente. Par conséquent, une combinaison de la méthode conventionnelle et celles retrouvées dans la littérature fut employée à des fins critiques.

Les résultats expérimentaux *in situ* et en laboratoire ont permis de déduire à une combinaison entre le dosage en ciment et la teneur en eau qui offraient les meilleures performances aux essais physiques et aux essais d'altérations. De plus, les limites de l'utilisation d'un protocole d'essais basé sur la normalisation conseillée par la PCA (1992) furent relevées dans une application au contexte québécois. Voici les grandes lignes de ces conclusions :

- 1) Les résultats *in situ* d'essais à la plaque française, au nucléodensimètre, de résistance à la compression par carottage et d'états de surface permettent de souligner l'hétérogénéité du traitement et la nécessité de la prendre en considération lors de l'étude du dosage;
- 2) Par les résultats de laboratoire, il est relevé que les facteurs d'influence agissent en tant que système interrelié. La minéralogie, les composantes chimiques du sol récepteur et ses proportions granulaires sont à la base de l'interaction avec le traitement. La teneur en eau et le dosage en ciment sont influencés par le sol lors du processus d'hydratation du ciment;

- 3) Les essais de relations de compacité, de résistances à la compression, de *California Bearing Ratio*, d'altérations au gel-dégel et d'altération au séchage-mouillage convergent tous vers une meilleure durabilité pour un mélange dosé et compacté afin d'atteindre l'optimum Proctor;
- 4) Les procédures d'essais d'altération (ASTM D559 et D560) recommandées par la (PCA, 1992) démontrent des lacunes : de validité externe, d'interprétation avec la réalité et de réalisation fastidieuse.

Pour donner suite à ces conclusions, il est possible de constater que le traitement au ciment est un moyen efficace d'amélioration des sols d'infrastructures en évitant une relocalisation coûteuse. Le Québec gagnerait à y forger une expertise et à établir ses propres méthodes de conception afin d'en démocratiser la compréhension et l'application. Les recherches futures doivent se pencher sur la conception structurale et son intégration aux méthodes de dimensionnement actuelles. Les considérations de l'hétérogénéité *in situ* et de la performance par la durabilité se doivent d'être placées au cœur de cette conception. De plus, il serait intéressant d'explorer les méthodes de construction et leur optimisation. Ce n'est qu'avec une combinaison de toutes ces étapes, de la conception préliminaire à la réalisation, jusqu'à la mise en service et la vie utile de l'ouvrage, que l'application de cette technologie offre le meilleur potentiel.

RECOMMANDATIONS

En guise de recommandations, l'hétérogénéité du traitement *in situ* est un facteur déterminant à considérer dans le processus expérimental. Ainsi, rapprocher les conditions observées en laboratoire à celles retrouvées au chantier est primordial. Voici quelques points qui ont été déduits suite à la réalisation de ce projet de recherche et qui pourraient servir aux études futures :

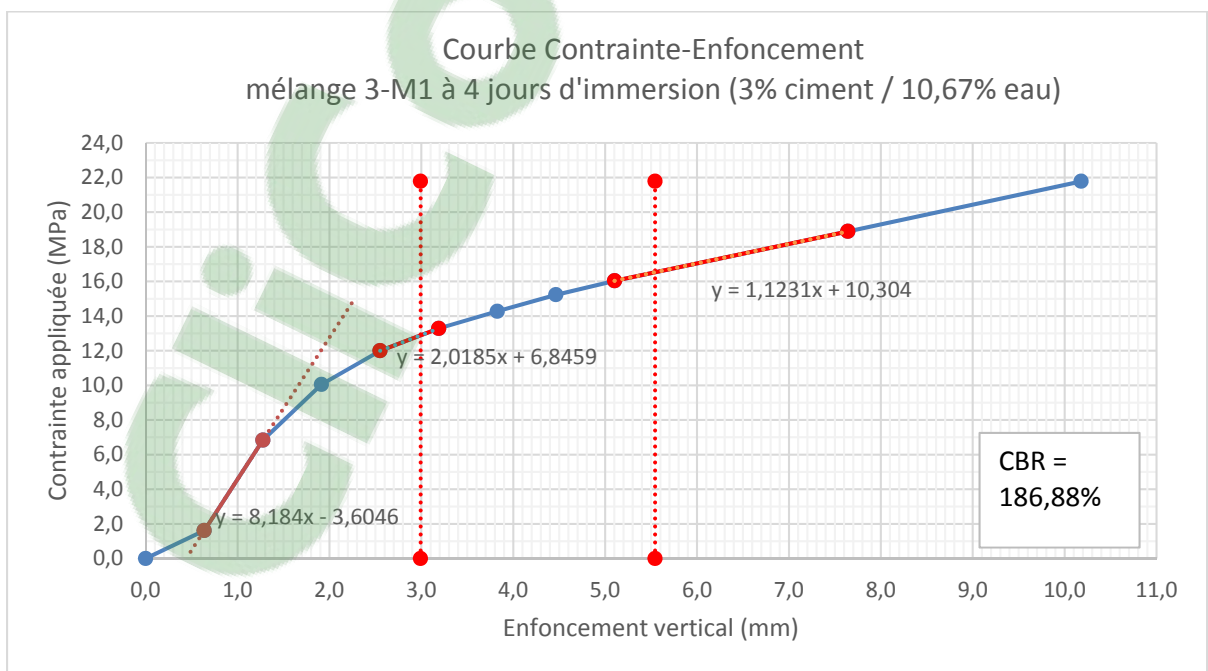
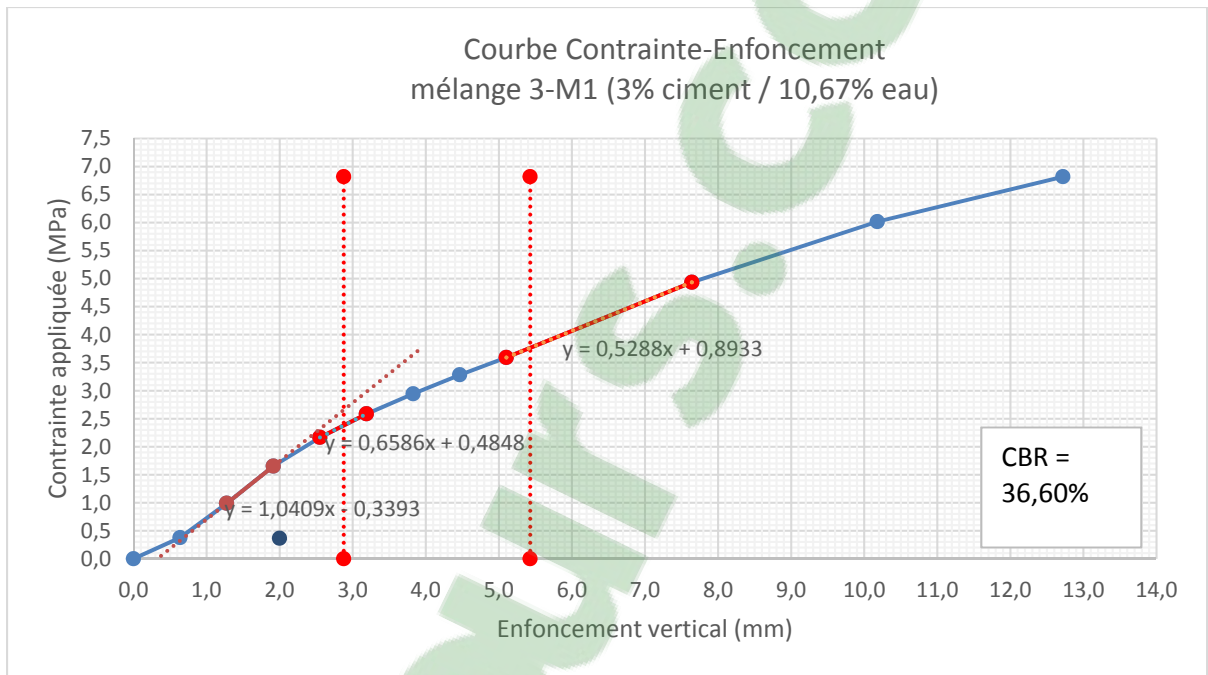
- 1) L'essai à la plaque selon la méthode française est un moyen permettant d'apprécier l'hétérogénéité de manière plus rapide que l'essai à la plaque américaine. Des résultats avant et après traitement permettraient de mieux cerner cette hétérogénéité et adapter le dosage de conception. La réalisation d'une planche d'essais préliminaires est également une excellente manière de constater les effets du traitement en conditions réelles. Il est également recommandé d'étudier spécifiquement la validité de l'essai et ses applications;
- 2) Les effets du gel-dégel étant centraux au rigoureux contexte québécois, il est recommandé d'établir un cycle de gel-dégel adapté à celui que subira la structure du projet étudié. L'essai ASTM D560, pour sa longue durée expérimentale et une validité externe difficile, n'est pas recommandé. L'utilisation d'un congélateur à cycles automatiques est une bonne alternative. Dans la littérature, il est recommandé par (Johnson, 2012; Zhang et al., 2016) l'utilisation de la norme ASTM D5918. Son application québécoise est à vérifier;
- 3) Pour les mêmes raisons précédemment mentionnées, la procédure ASTM D559 par séchage-mouillage n'est pas recommandée. Un cycle de séchage à l'étuve et d'immersion s'associe difficilement à la réalité. Afin d'étudier l'action de l'eau, il est souligné par la littérature que des essais de sensibilité hydraulique sont beaucoup plus garant de la durabilité du mélange (Guthrie et al., 2002; Jamshidi, 2014; Zhang et al., 2016);
- 4) Il est mentionné à maintes reprises dans la littérature que la fissuration de retrait est une problématique récurrente au traitement hydraulique, particulièrement pour la

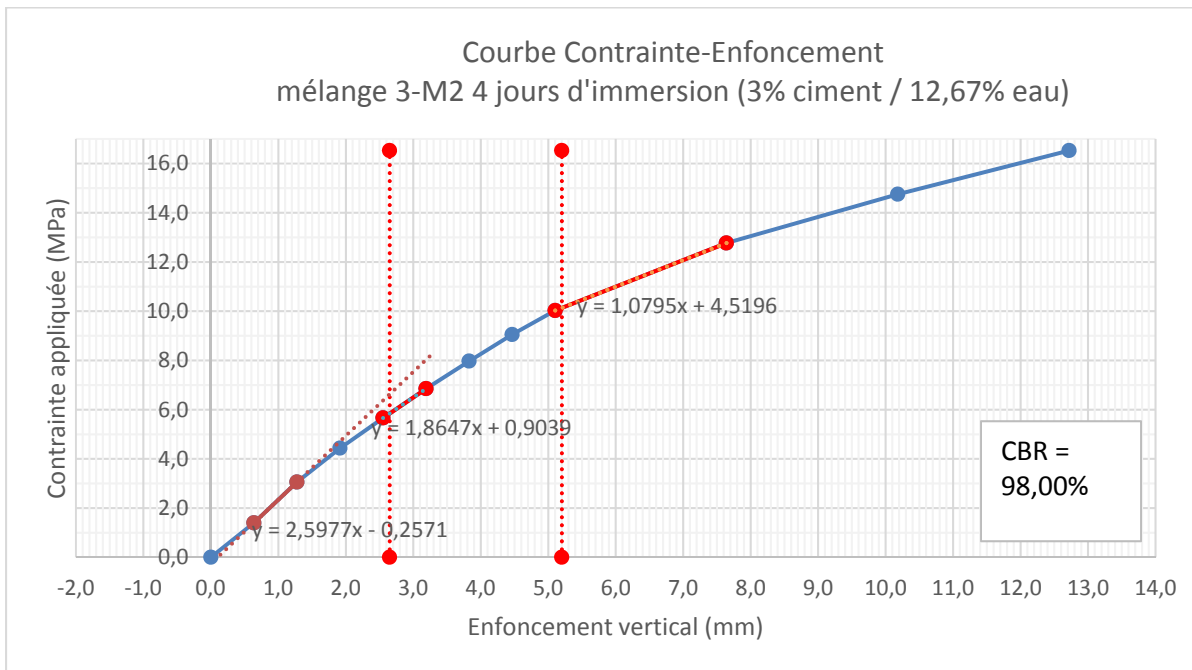
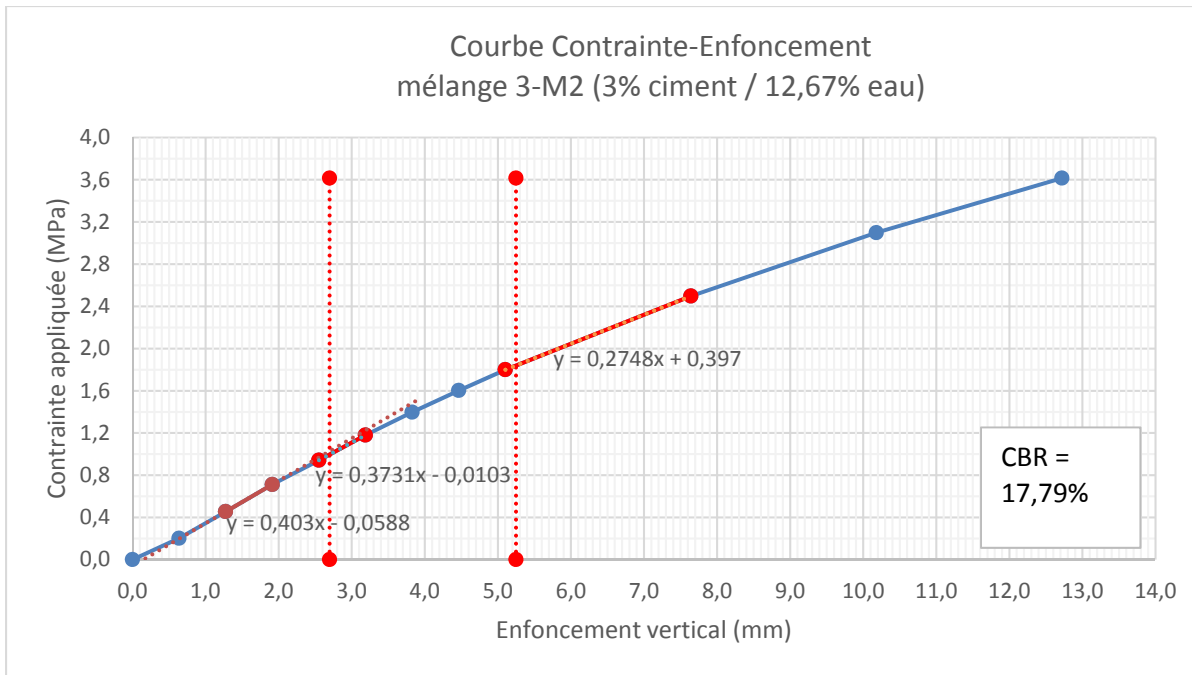
stabilisation au ciment (Ashghariastaneh, 2017; X. Li, 2014; Luo, 2007; B. S. Smith, 2006). L'étude des méthodes de mitigation est recommandée;

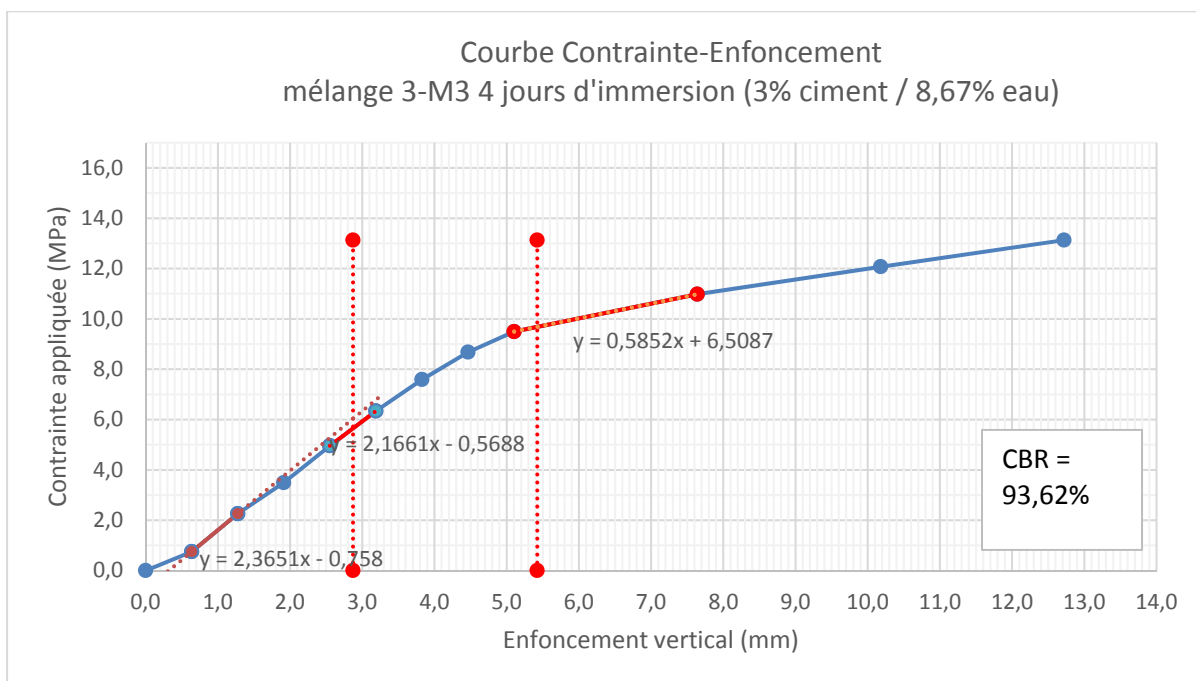
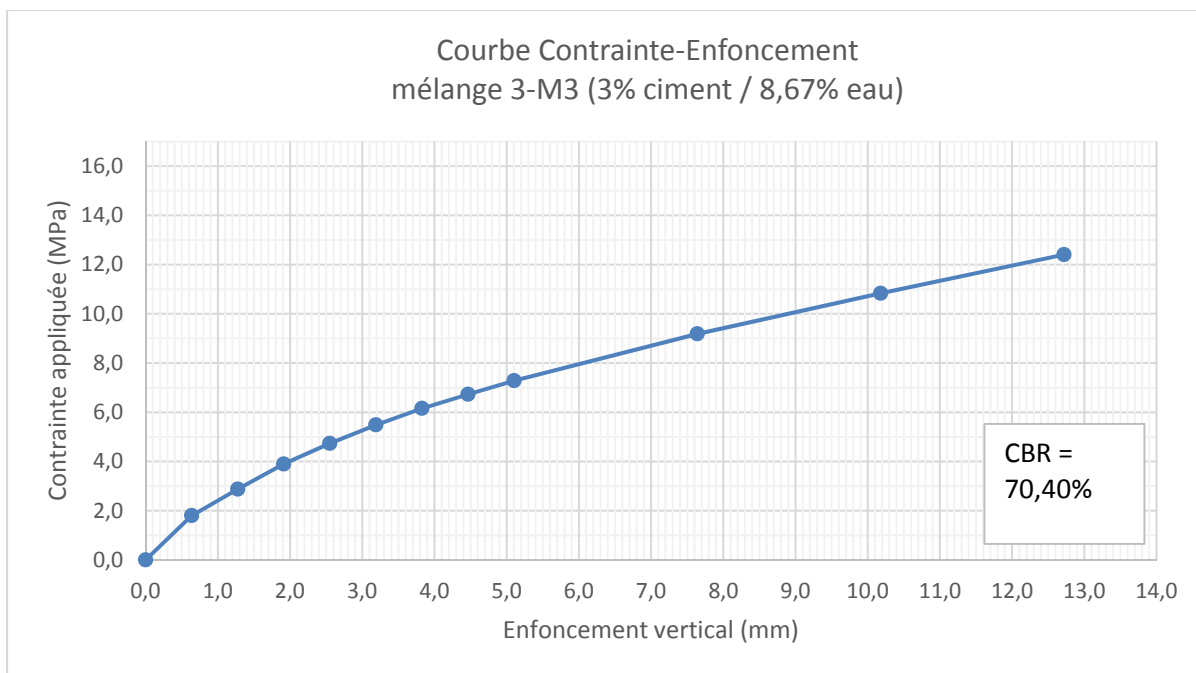
- 5) La combinaison des types de liants, comme la chaux, les cendres volantes, les laitiers de hauts-fourneaux et les ciments adaptés mériteraient à être étudiés pour leurs capacités à mieux interagir avec certains sols, mais également pour réduire les coûts en matériaux (Bandara, Binoy, Aboujrad, & Sato, 2015; Buczyński & Lech, 2015; François, 2016);
- 6) L'étude de l'application du modèle de prédiction du dommage par fatigue et en retrait sur les sols-ciment présenté par la NCHRP (Wen et al., 2014) mériterait une validation au niveau des sols québécois. Le potentiel d'application dans la conception structurale est multiple et servirait une optique de durabilité sur la durée de vie utile;
- 7) Le mélange optimal ne correspond pas au dosage de ciment le plus élevé, malgré les meilleurs résultats que celui-ci peut offrir. Le dosage adapté sera celui répondant aux besoins spécifiques du projet avec la teneur en liant hydraulique la plus faible. Redonner à l'utilisateur un lège durable avec les plus fortes économies doit être au centre du processus de conception.

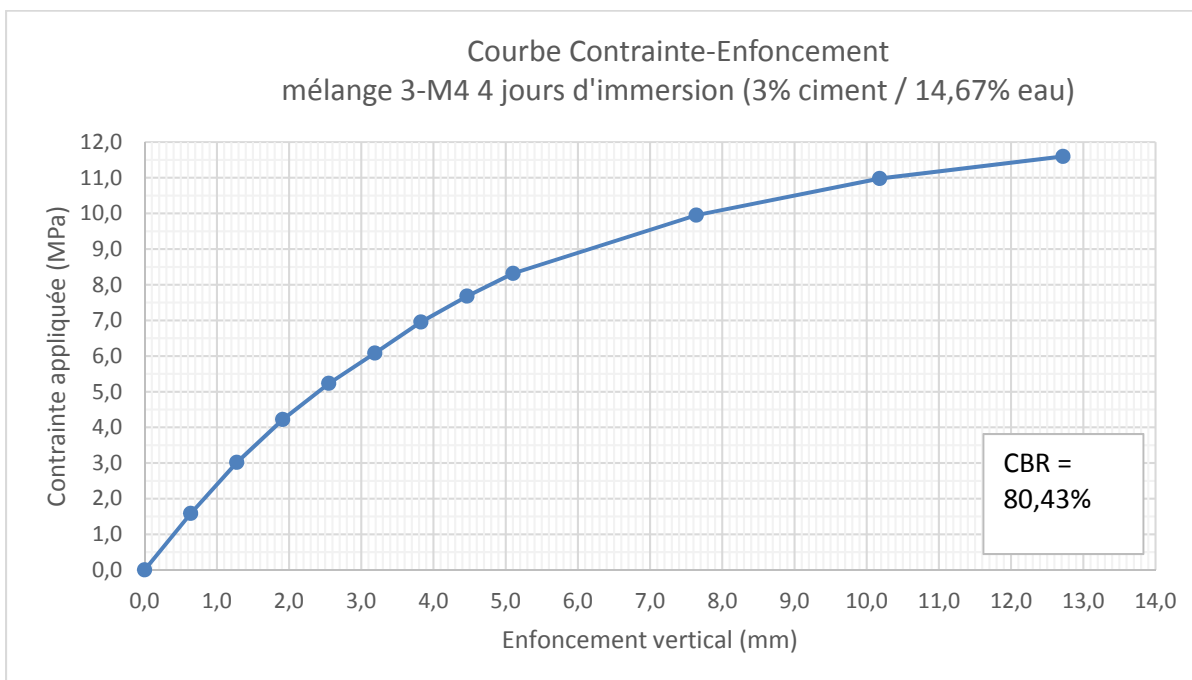
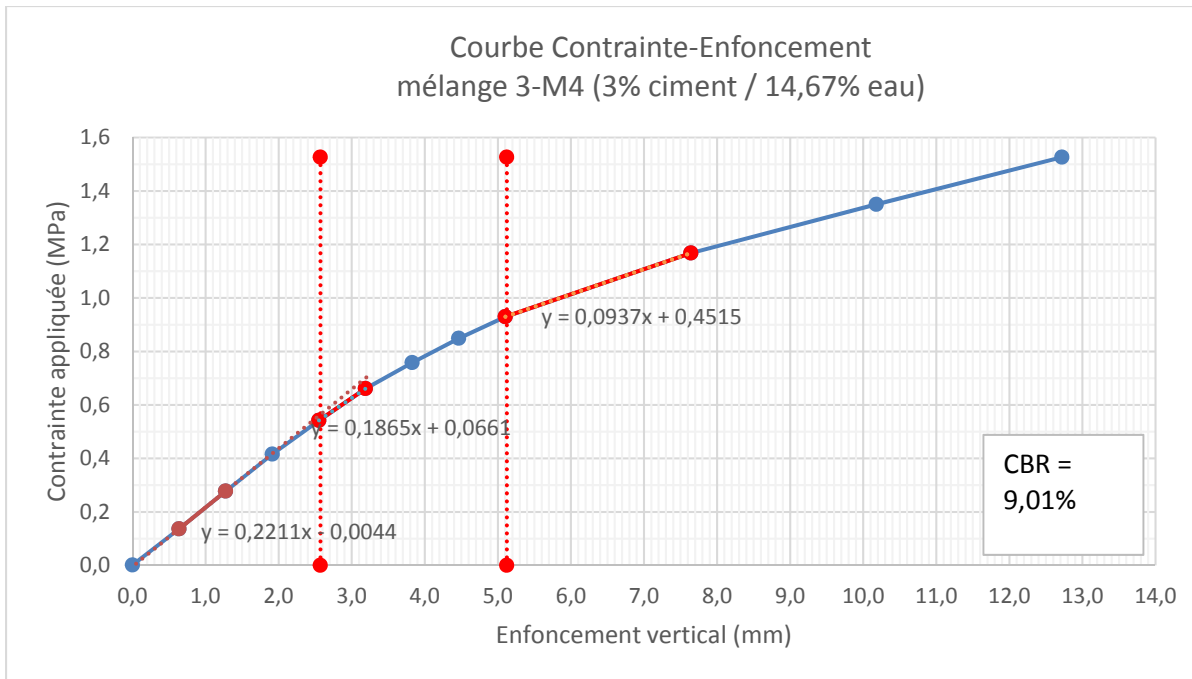
ANNEXE I

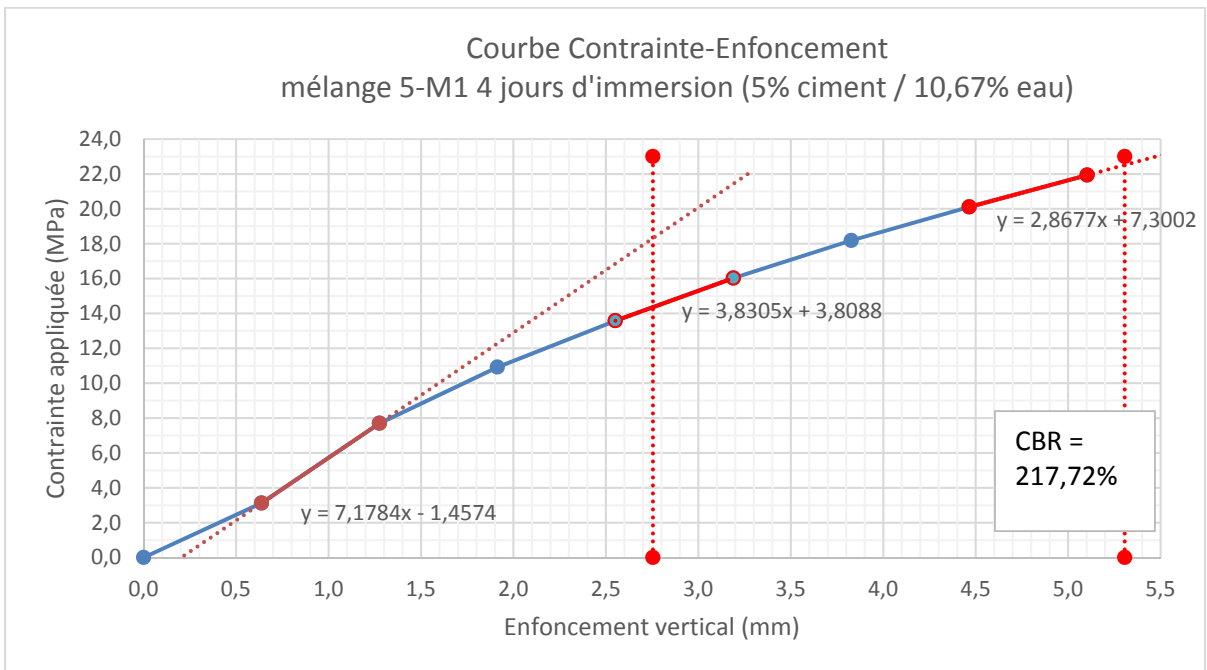
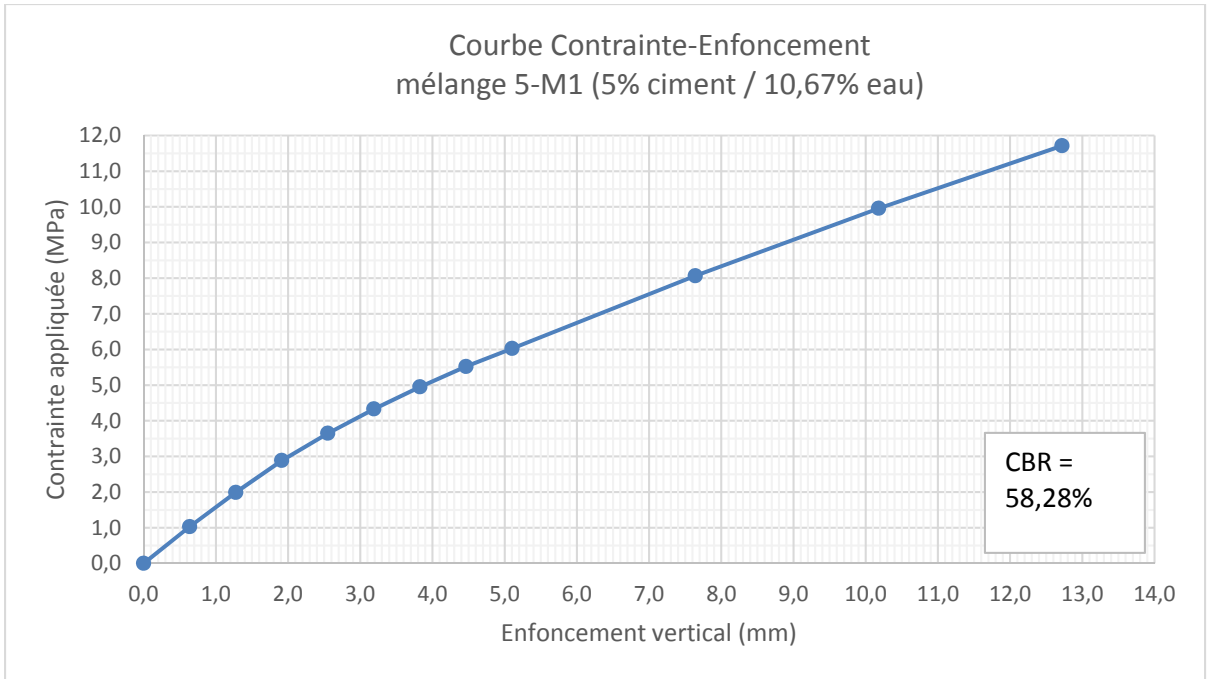
RÉSULTATS DES ESSAIS CBR

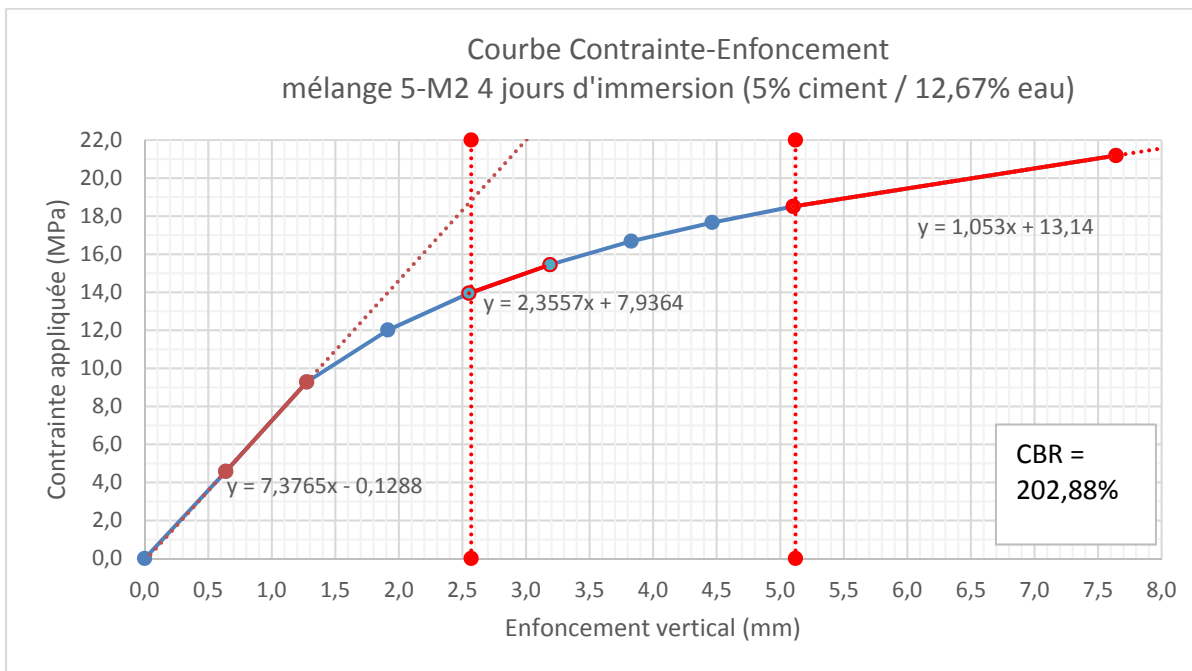
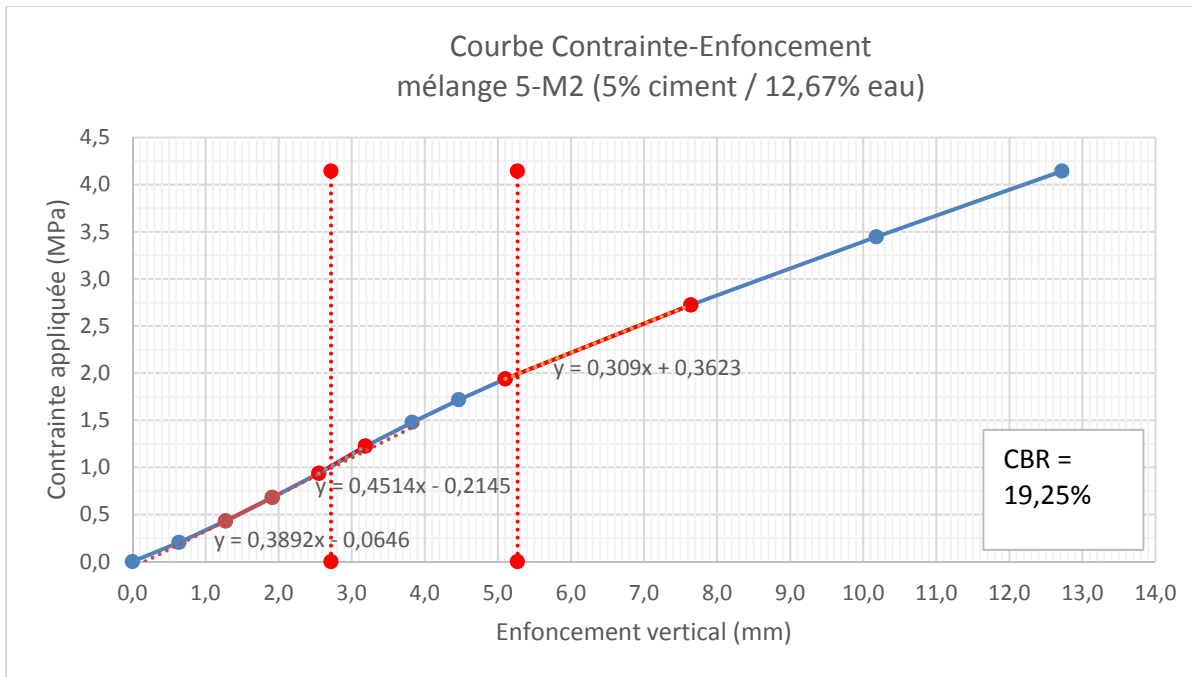


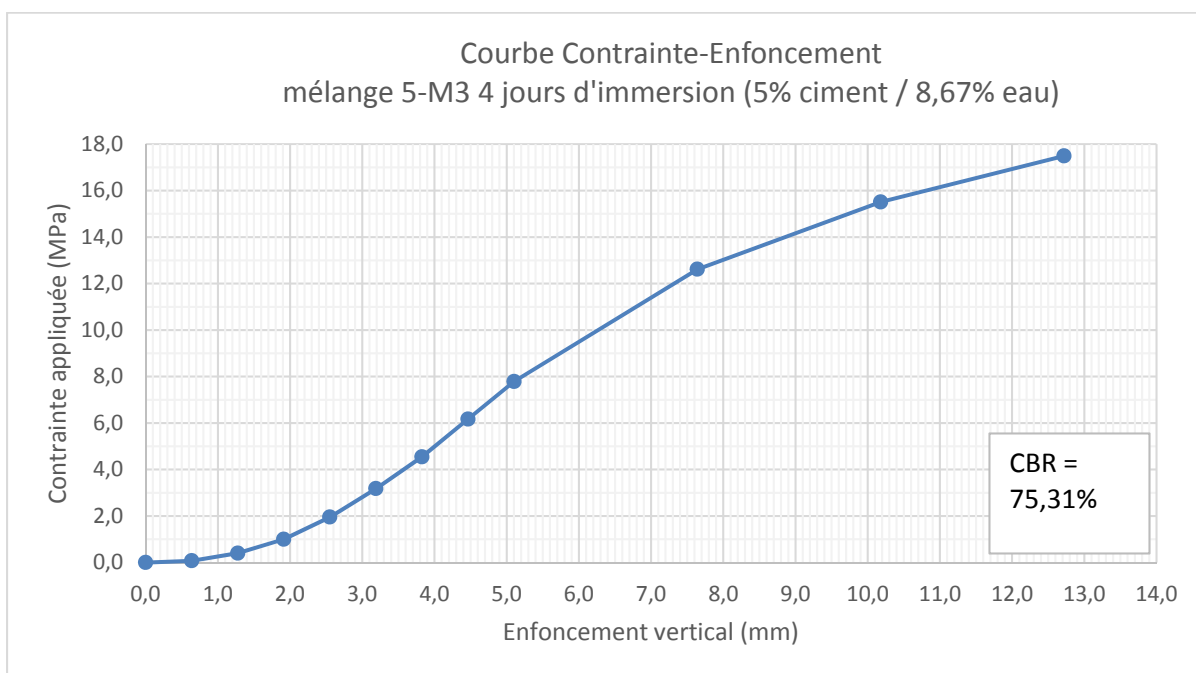
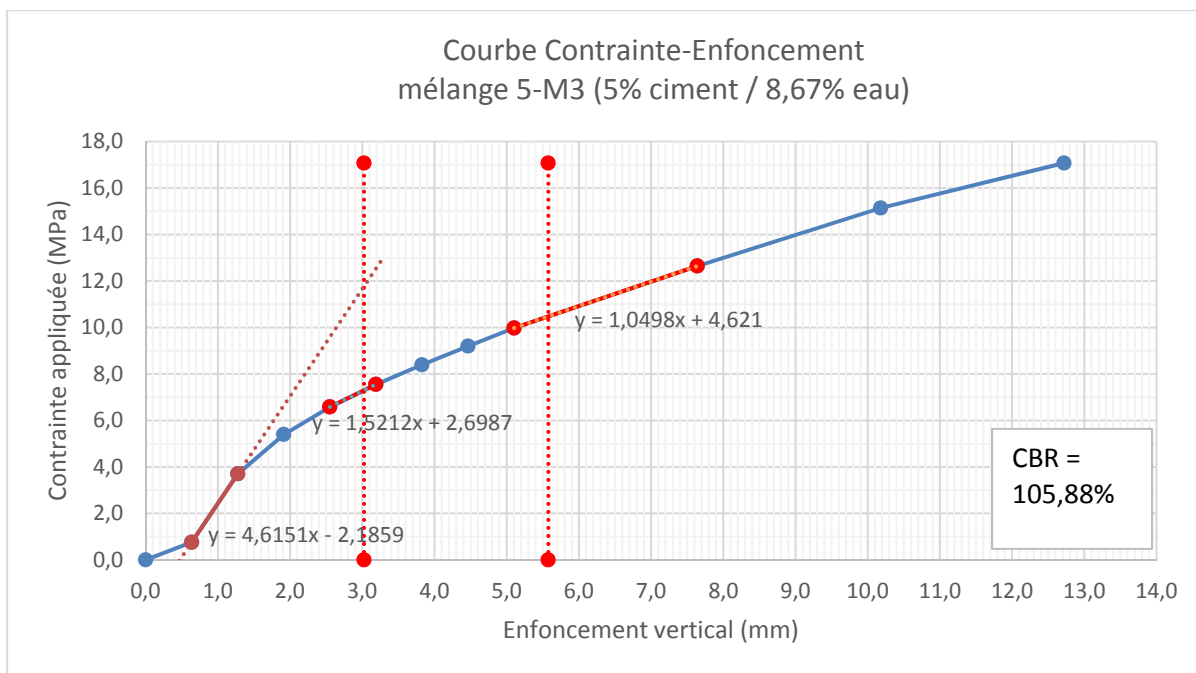


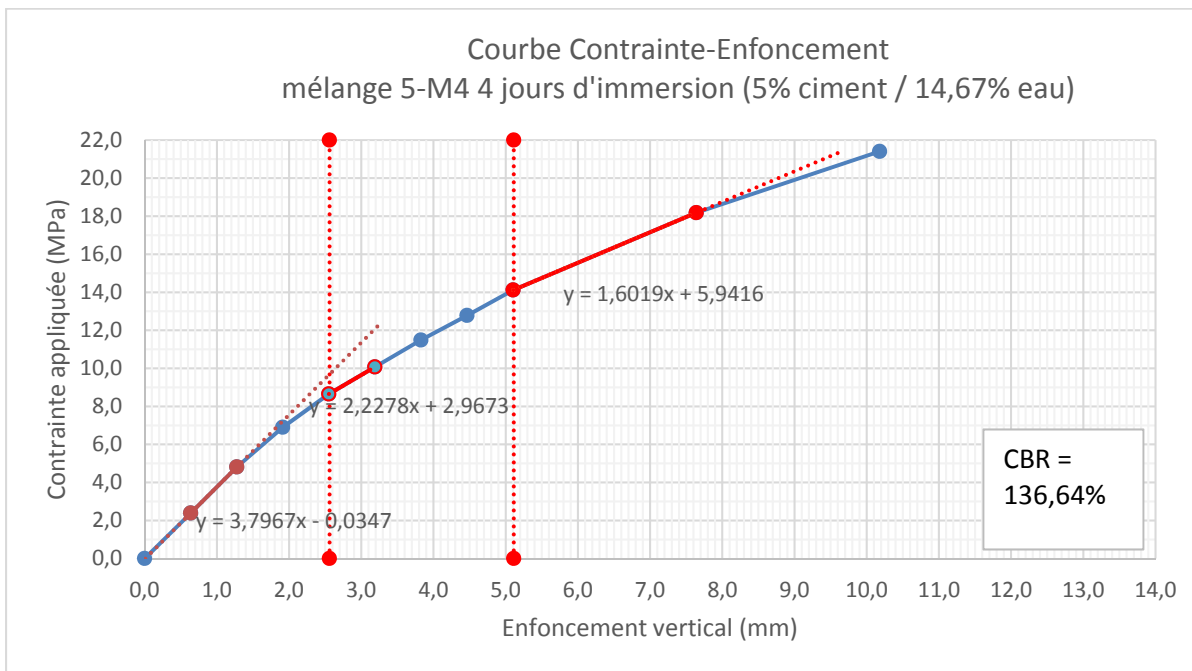
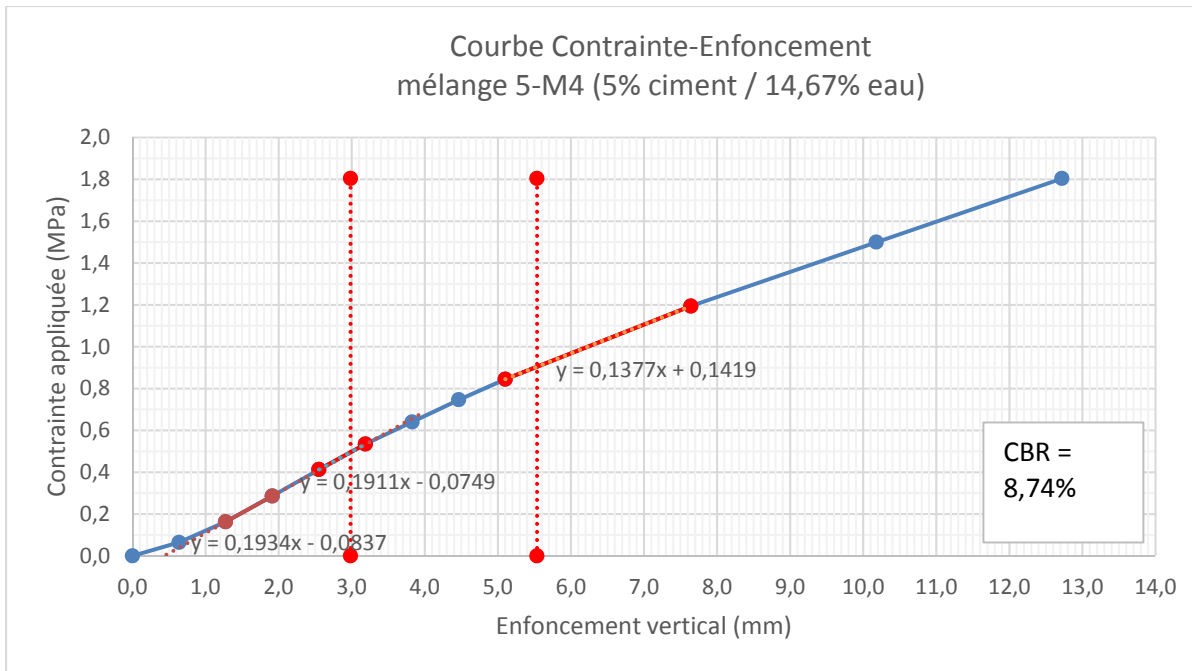


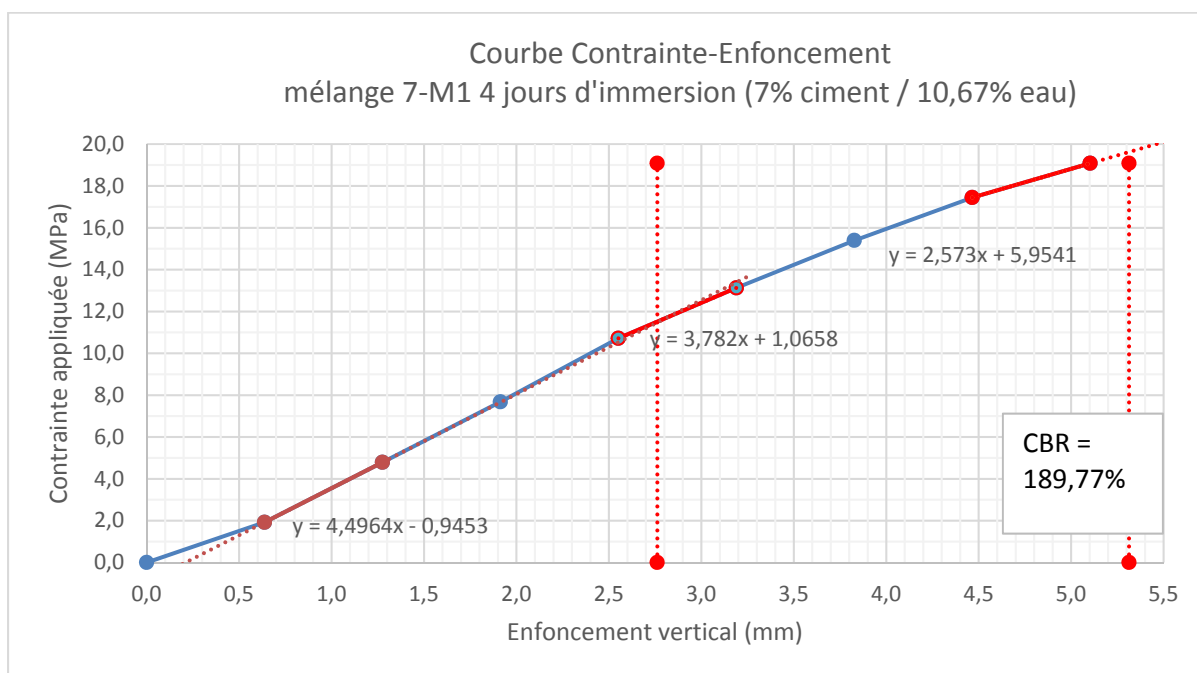
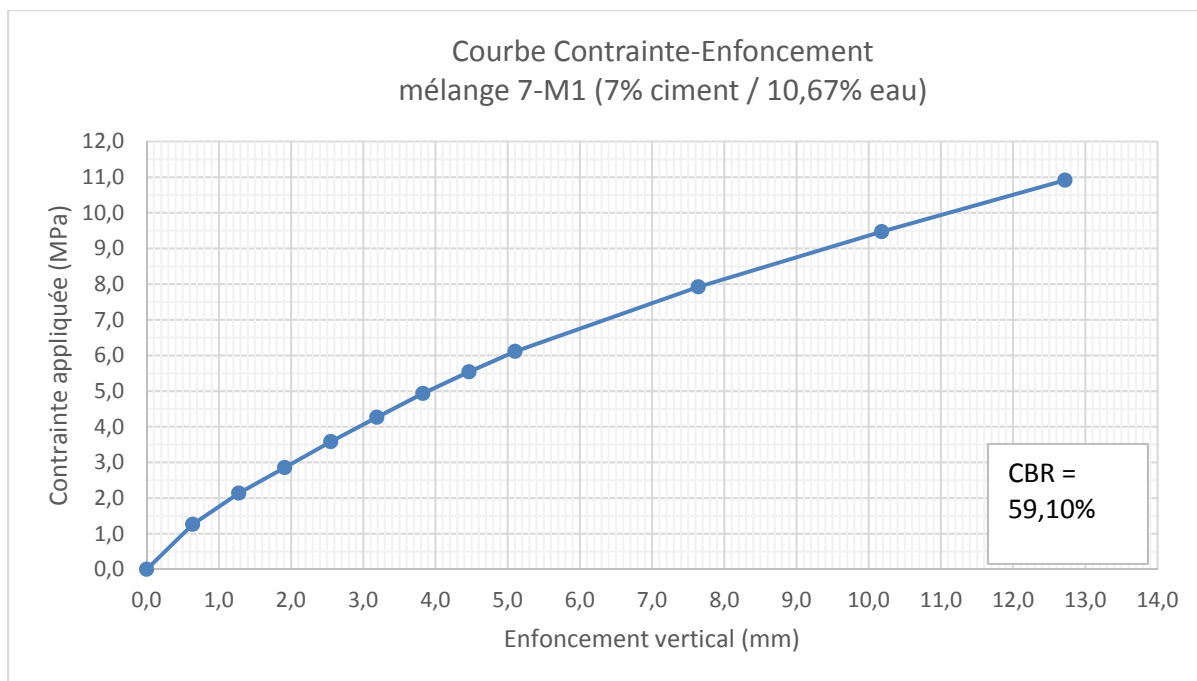


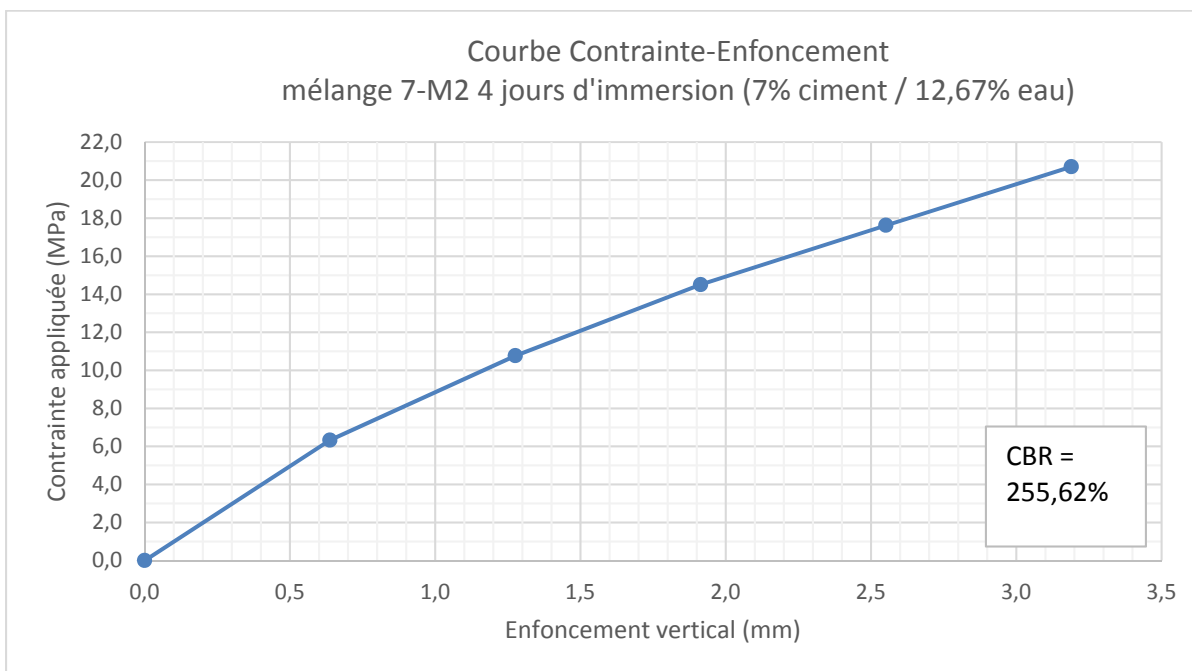
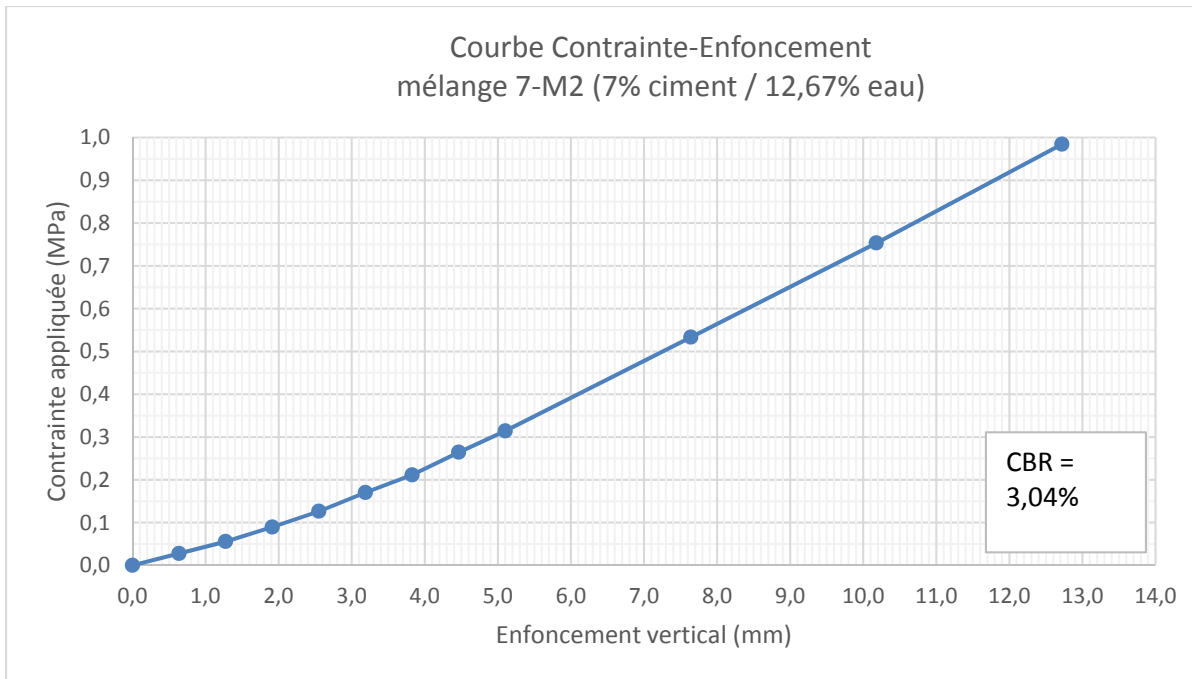


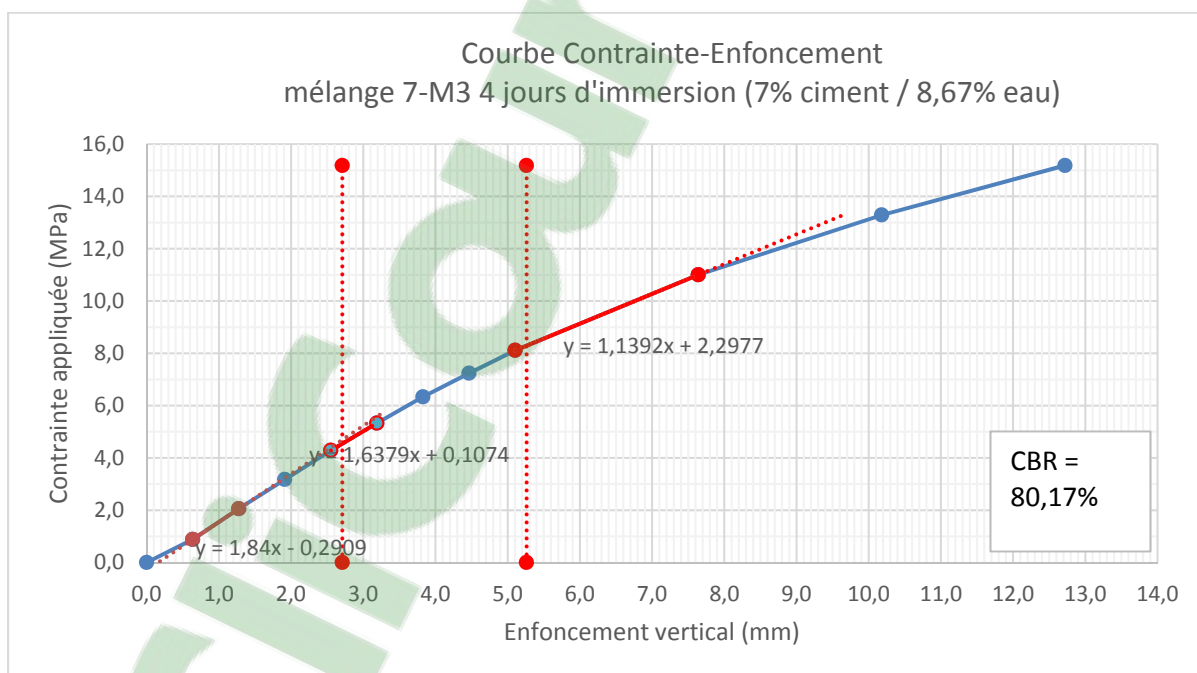
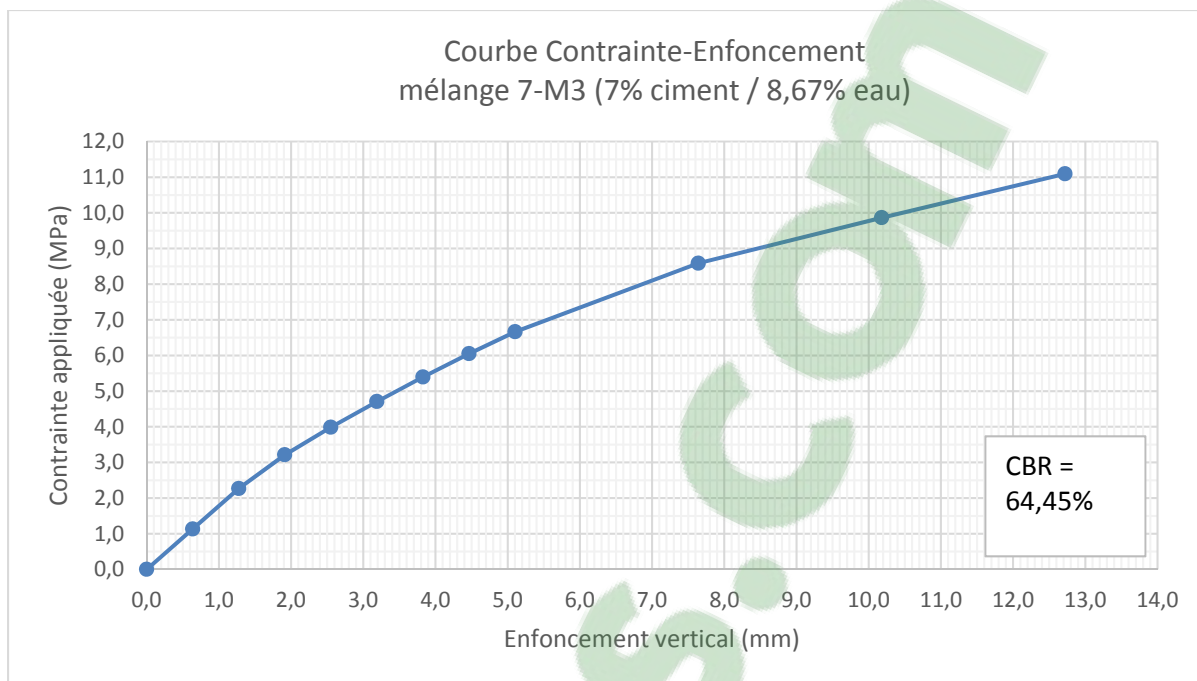


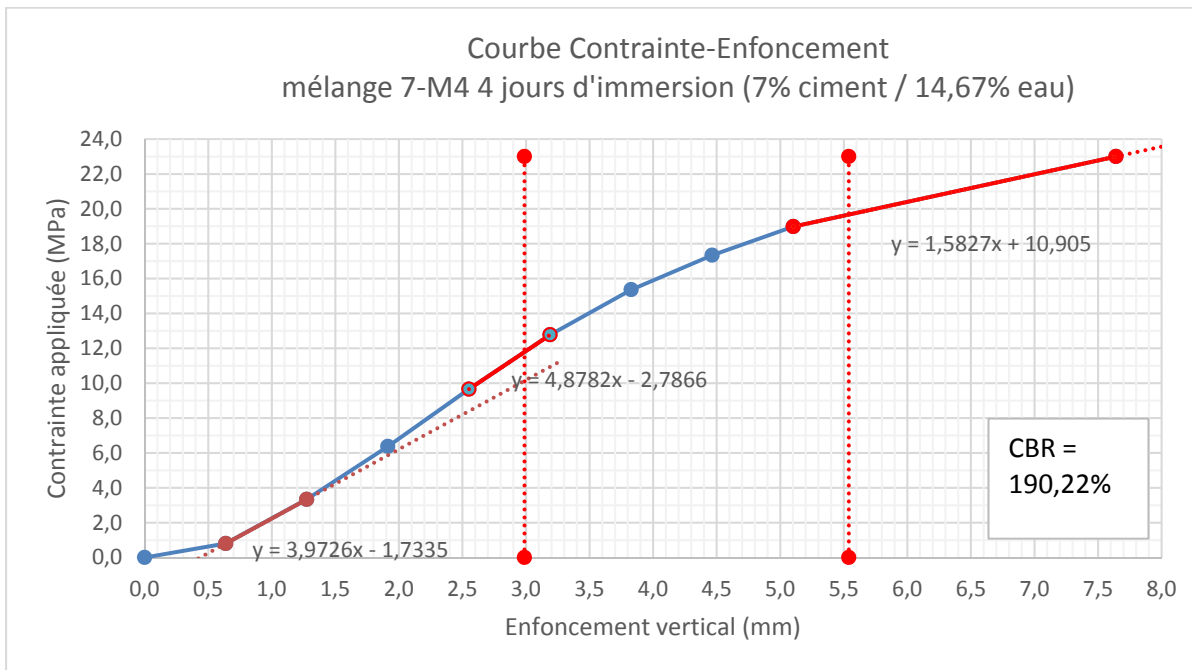
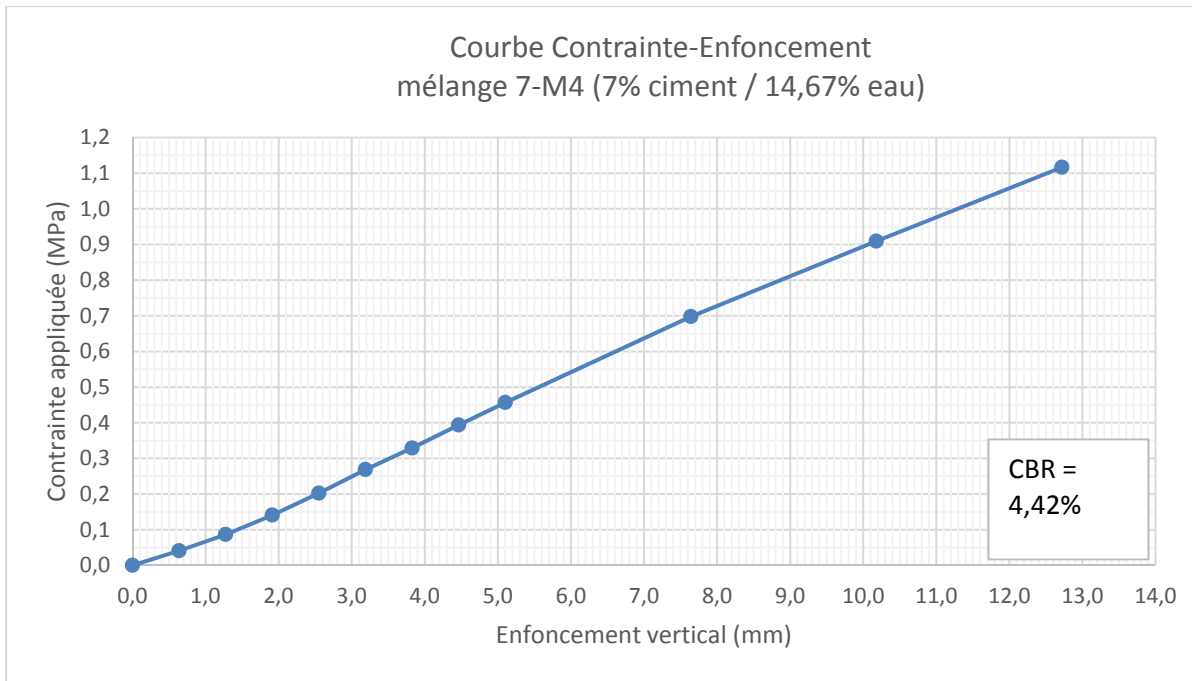






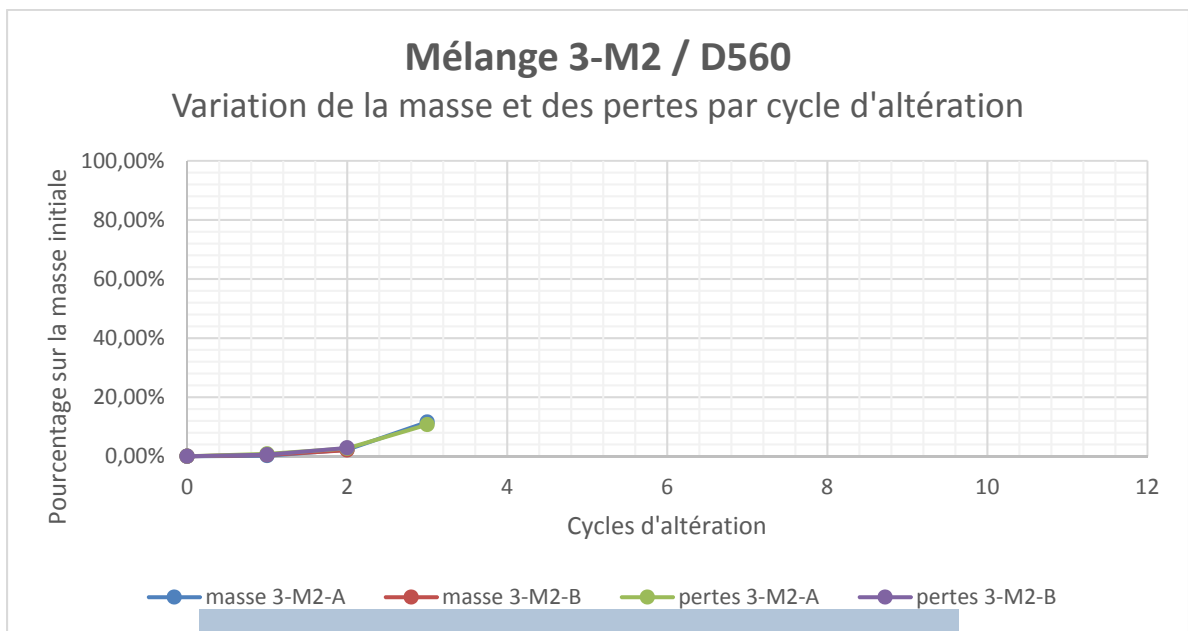
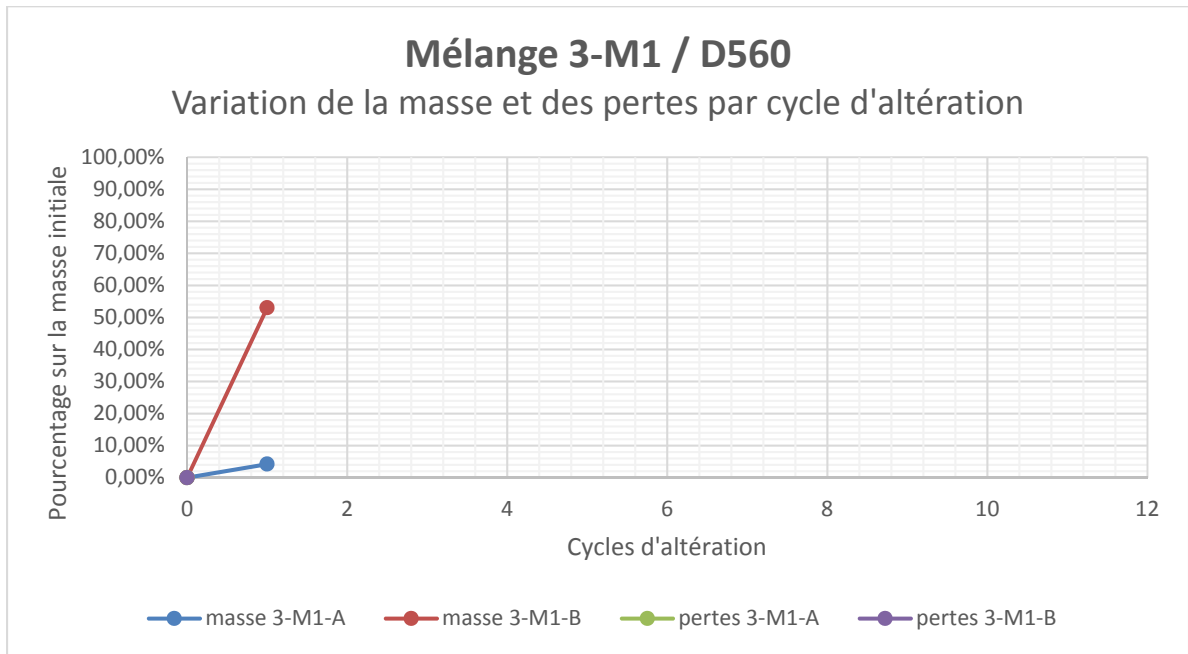


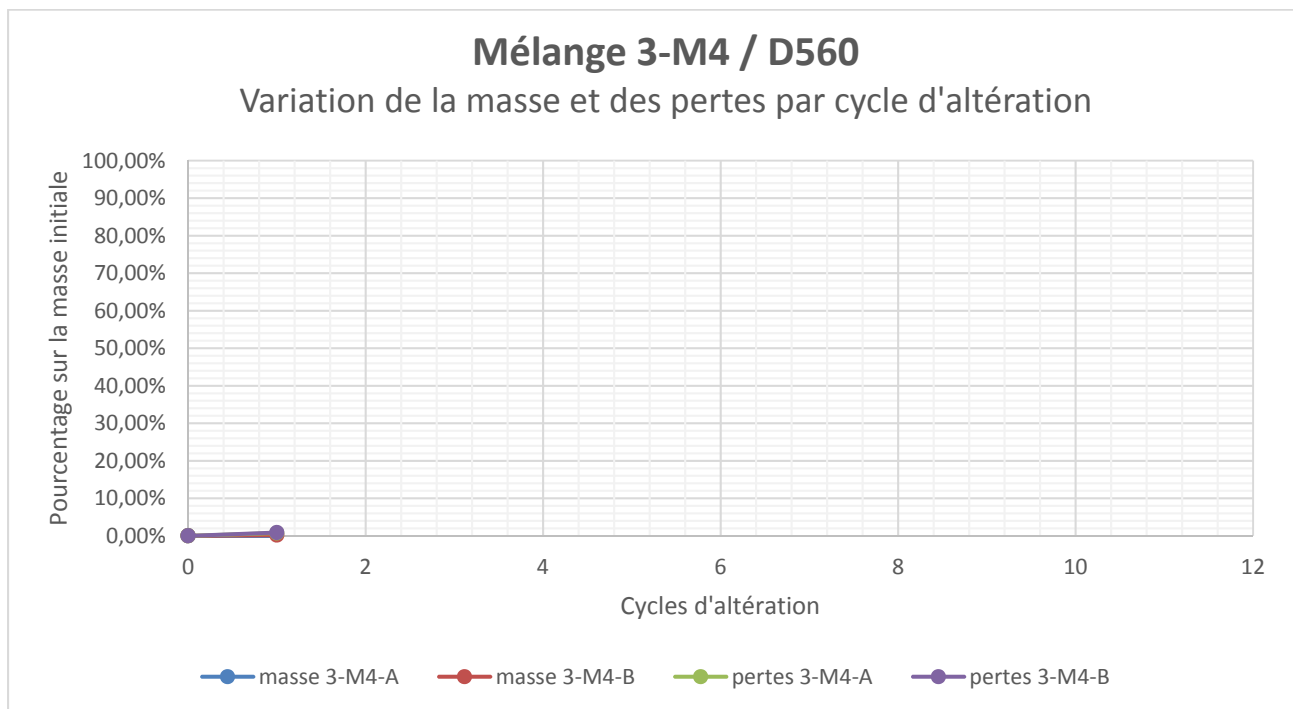
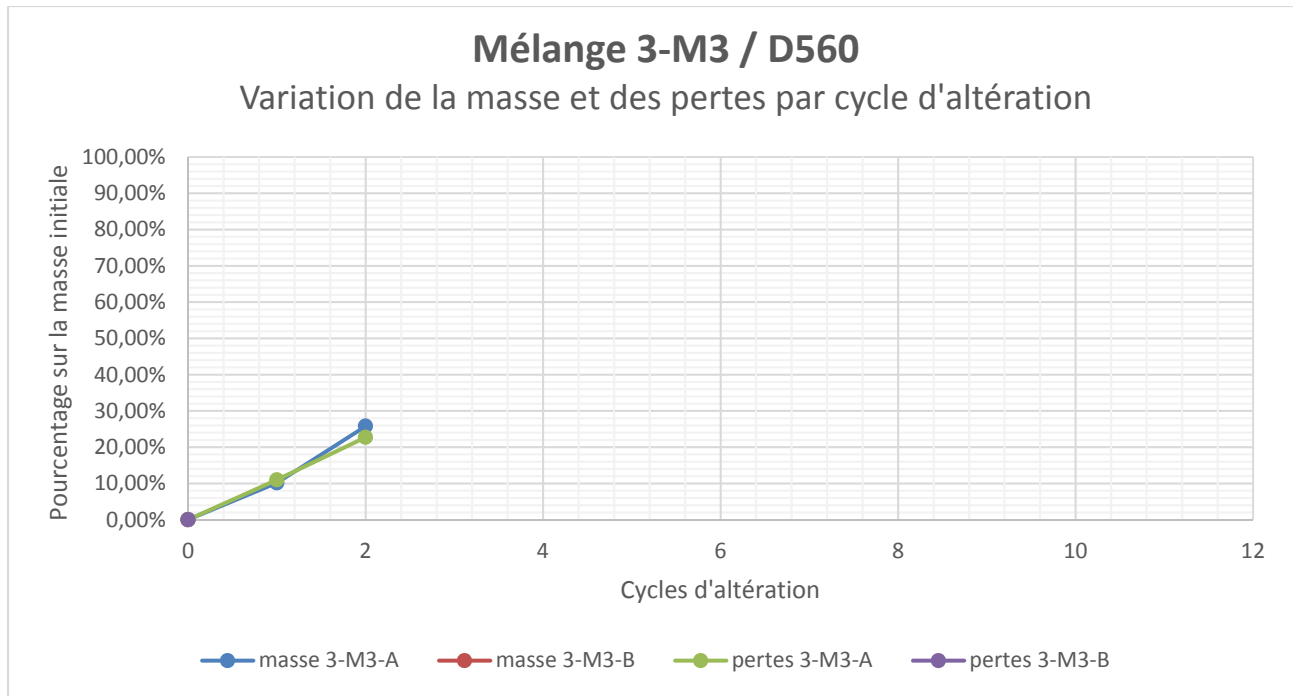


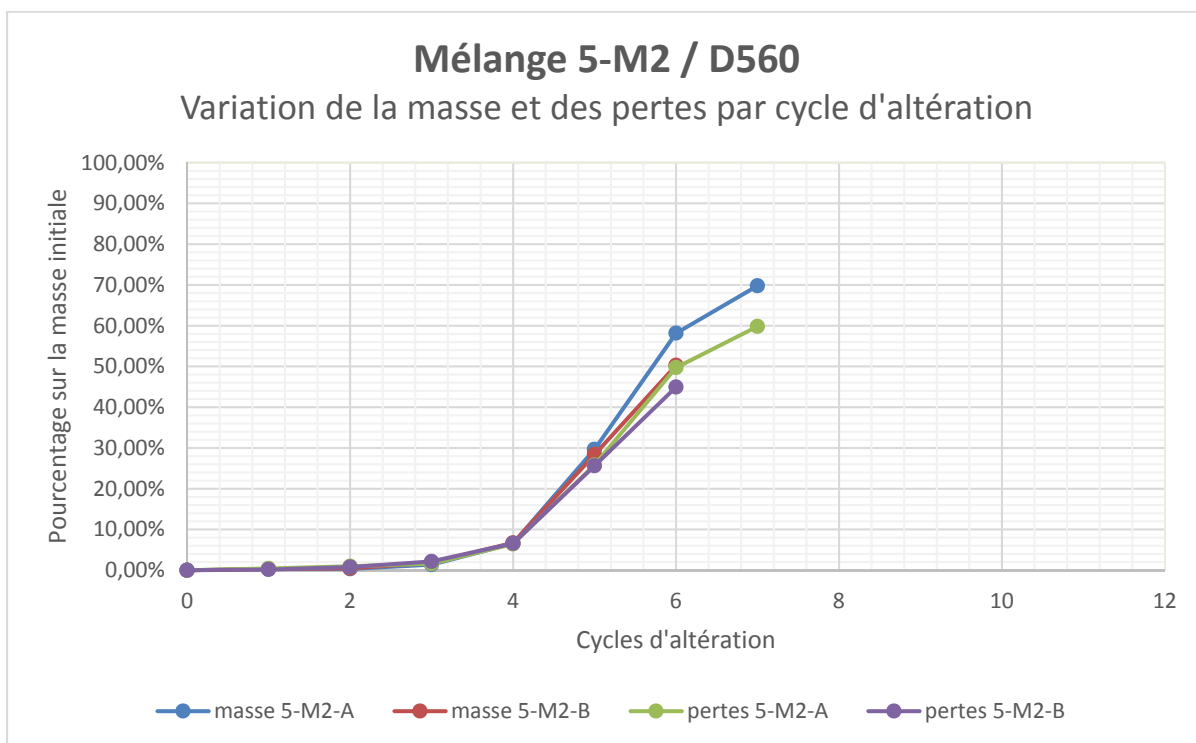
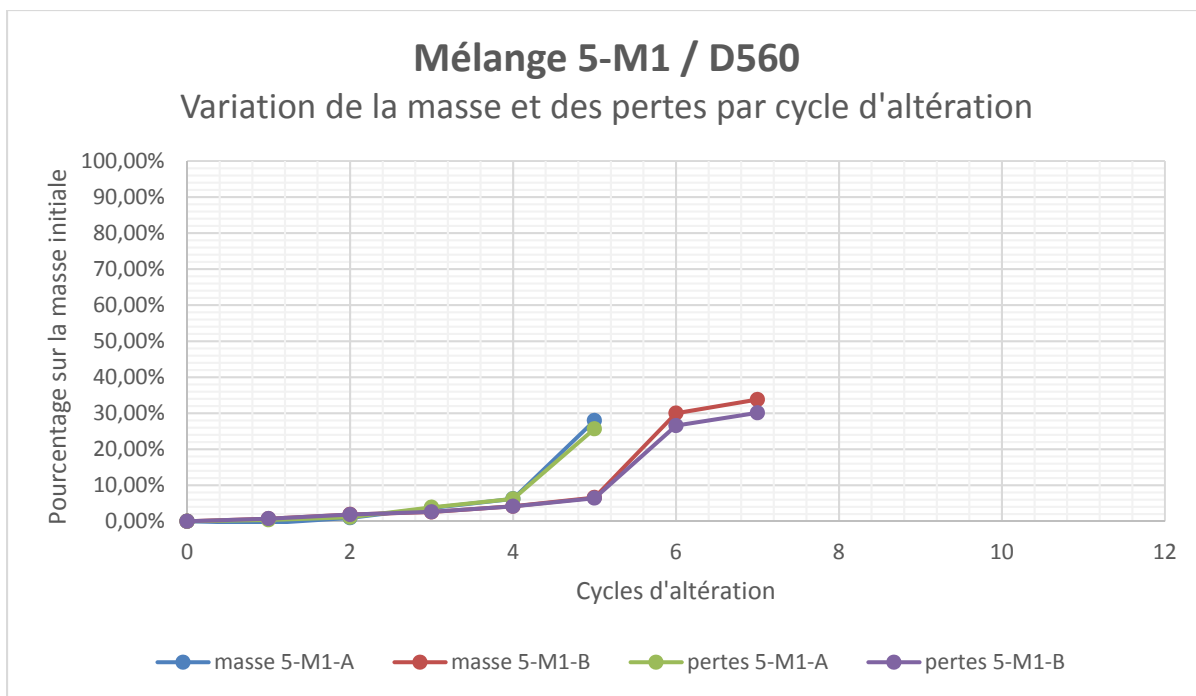


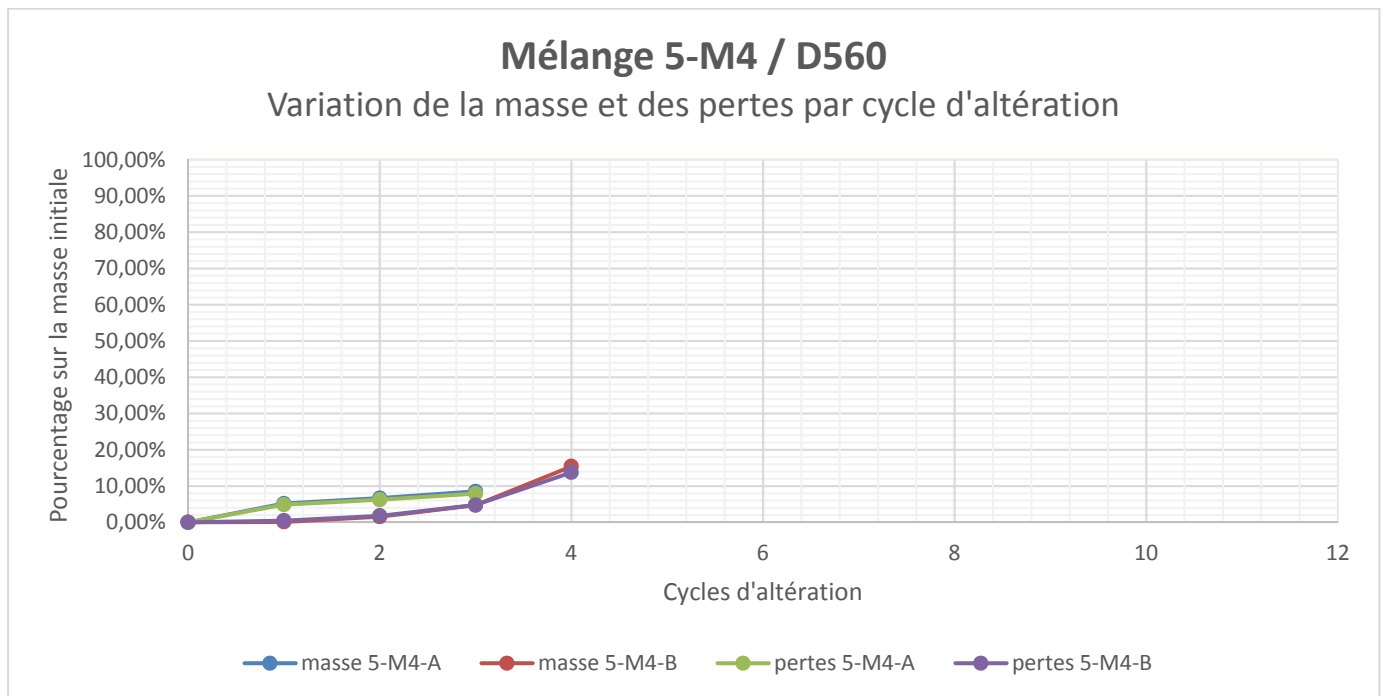
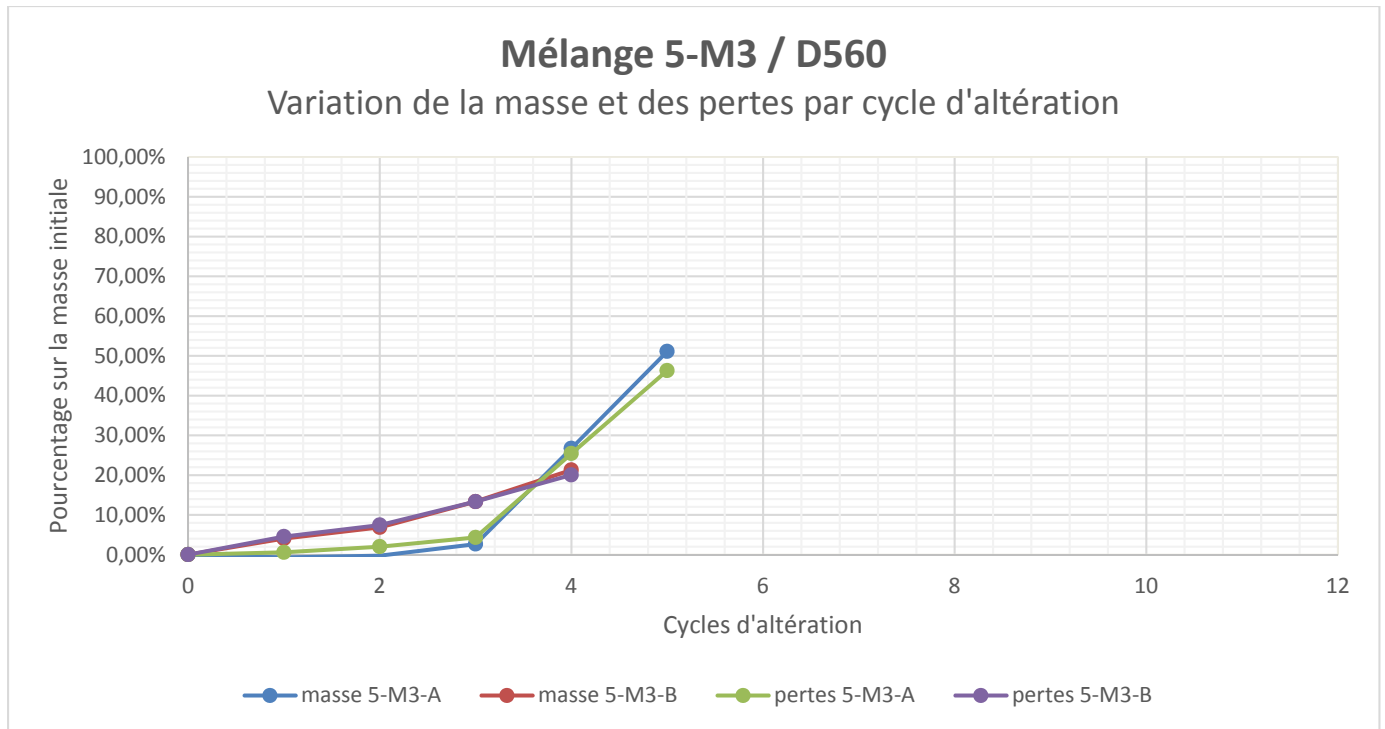
ANNEXE II

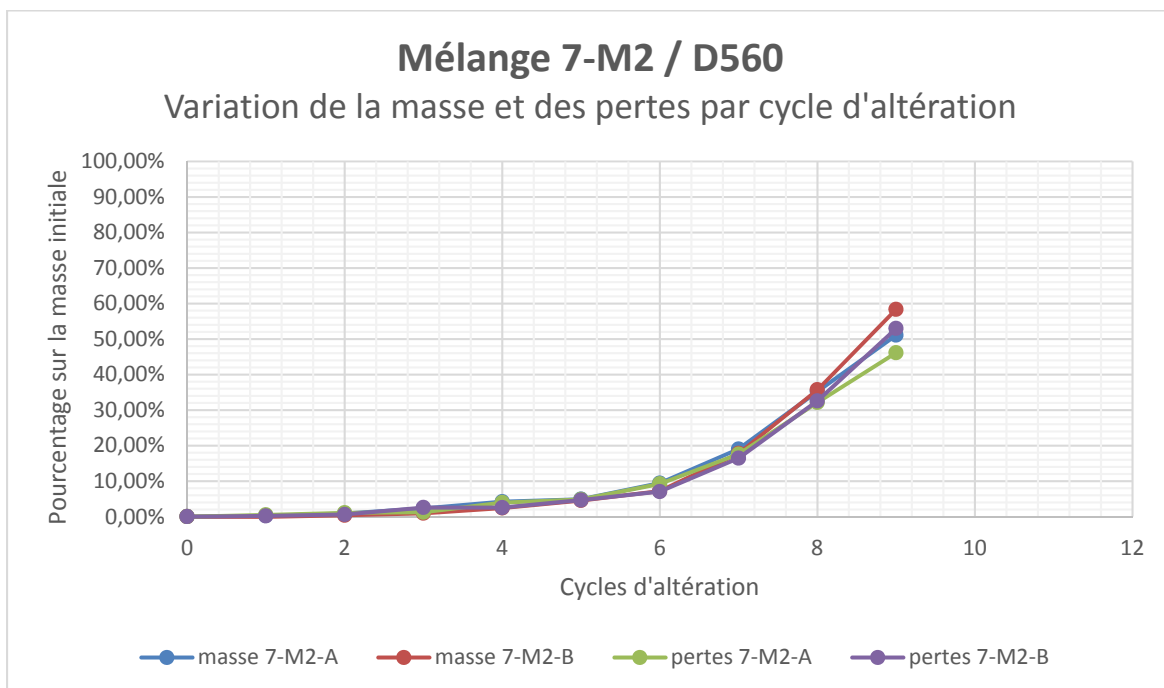
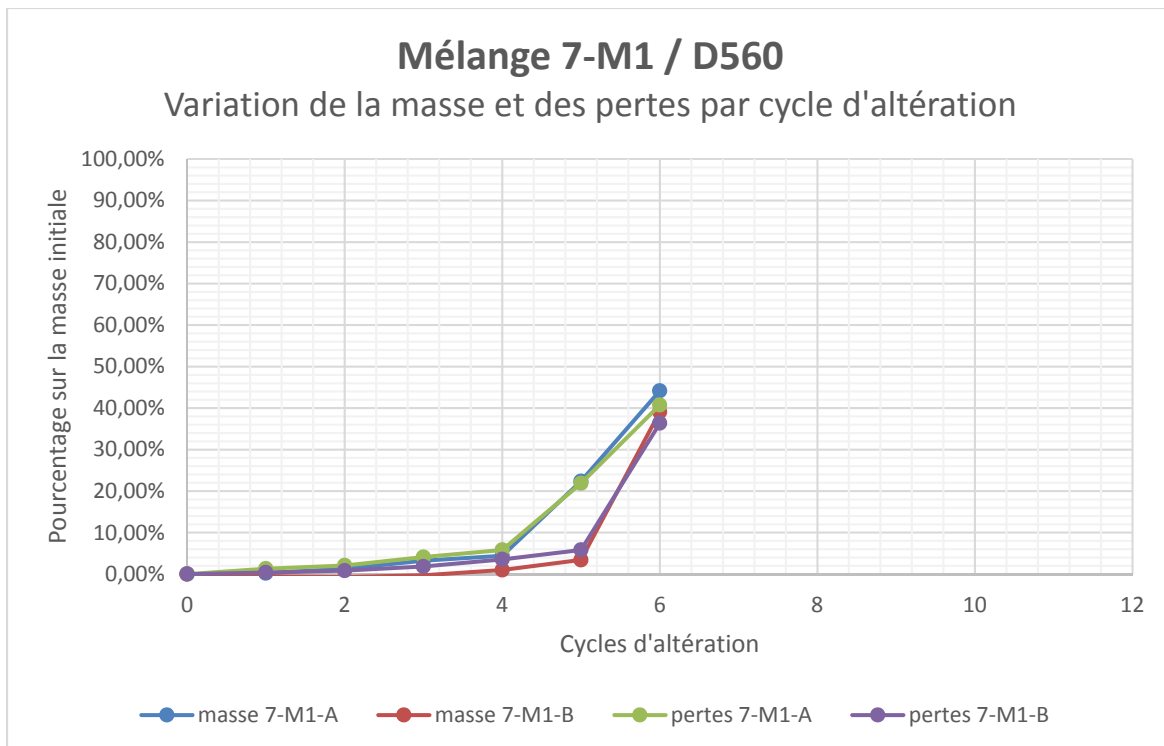
RÉSULTATS D'ESSAIS GEL-DÉGEL ASTM D560

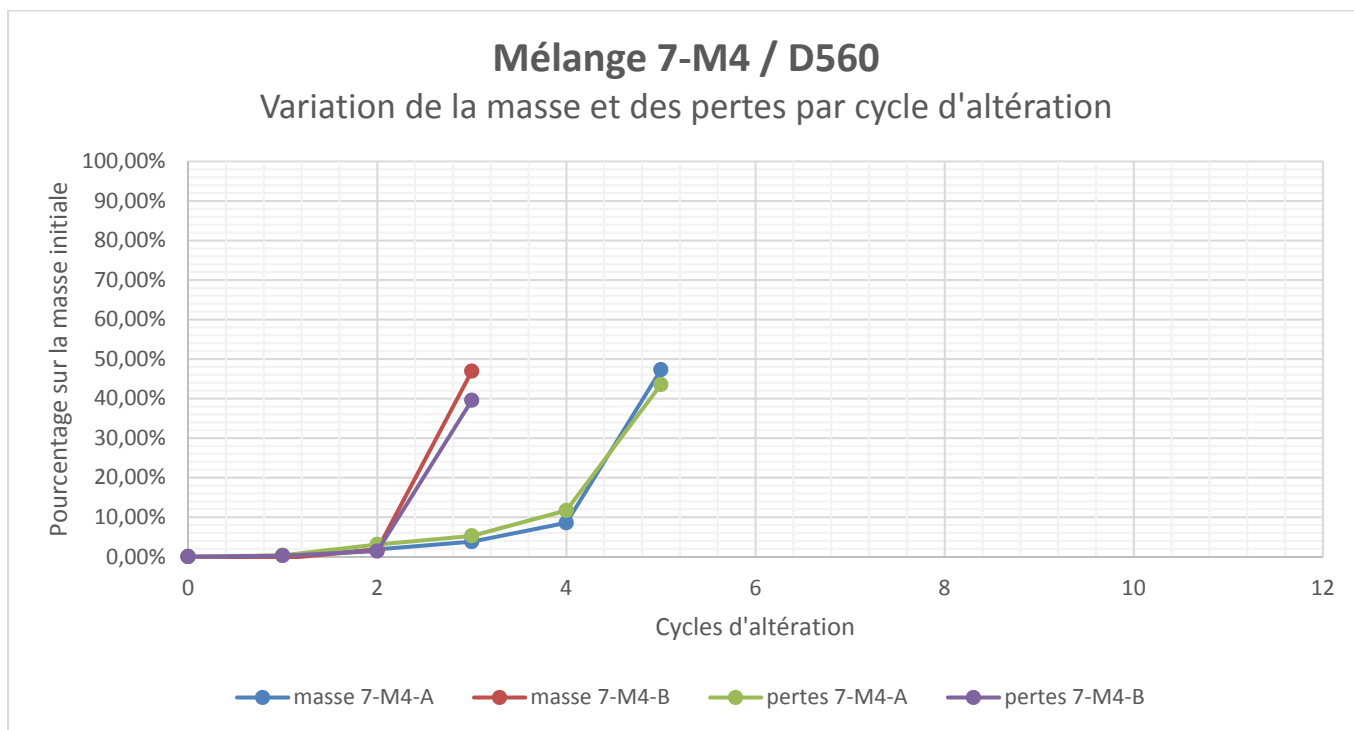
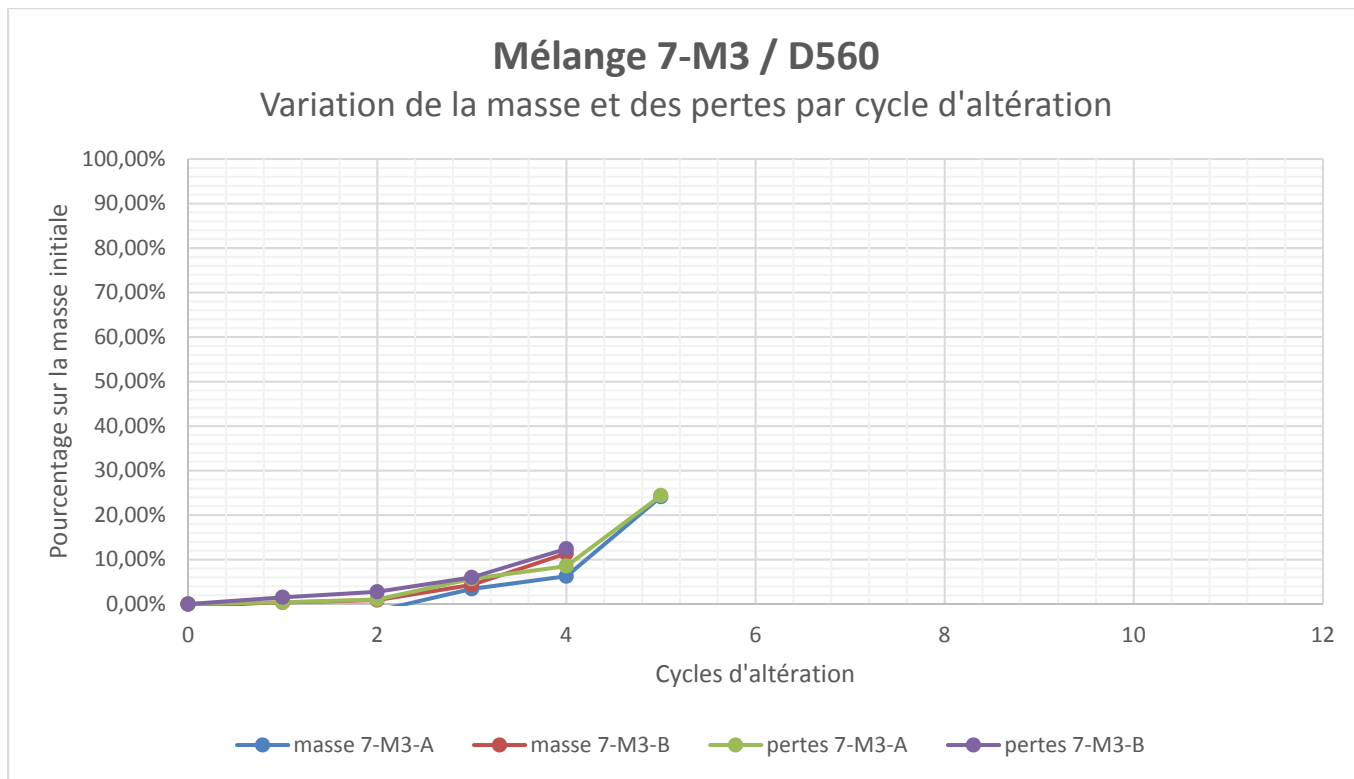






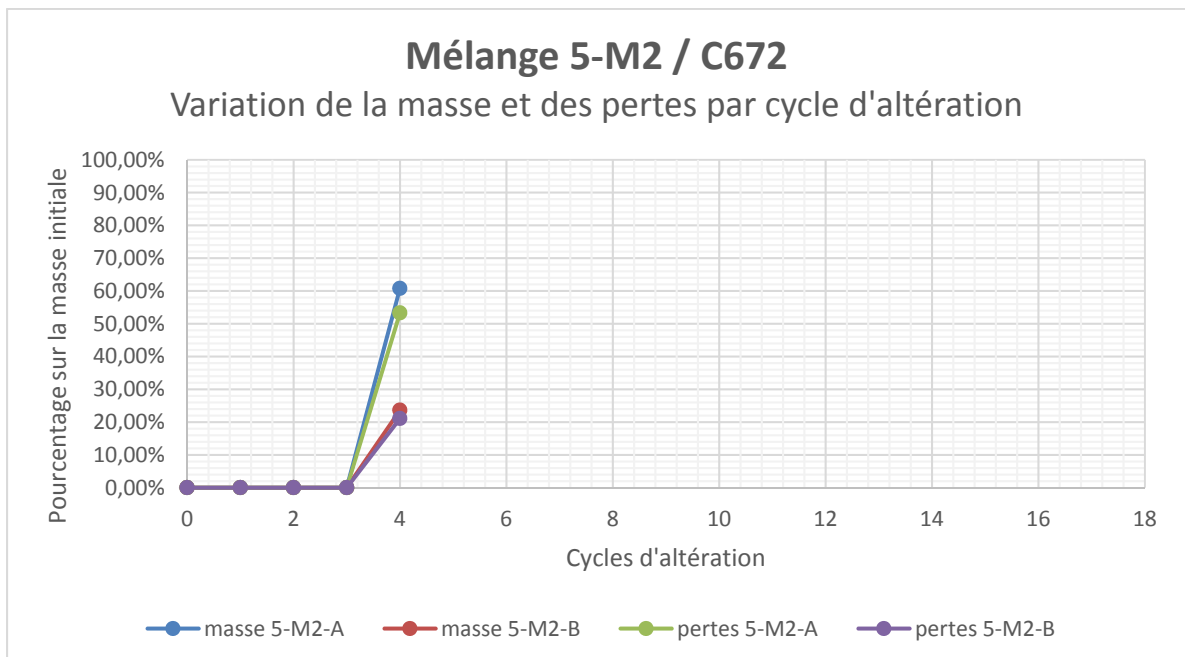
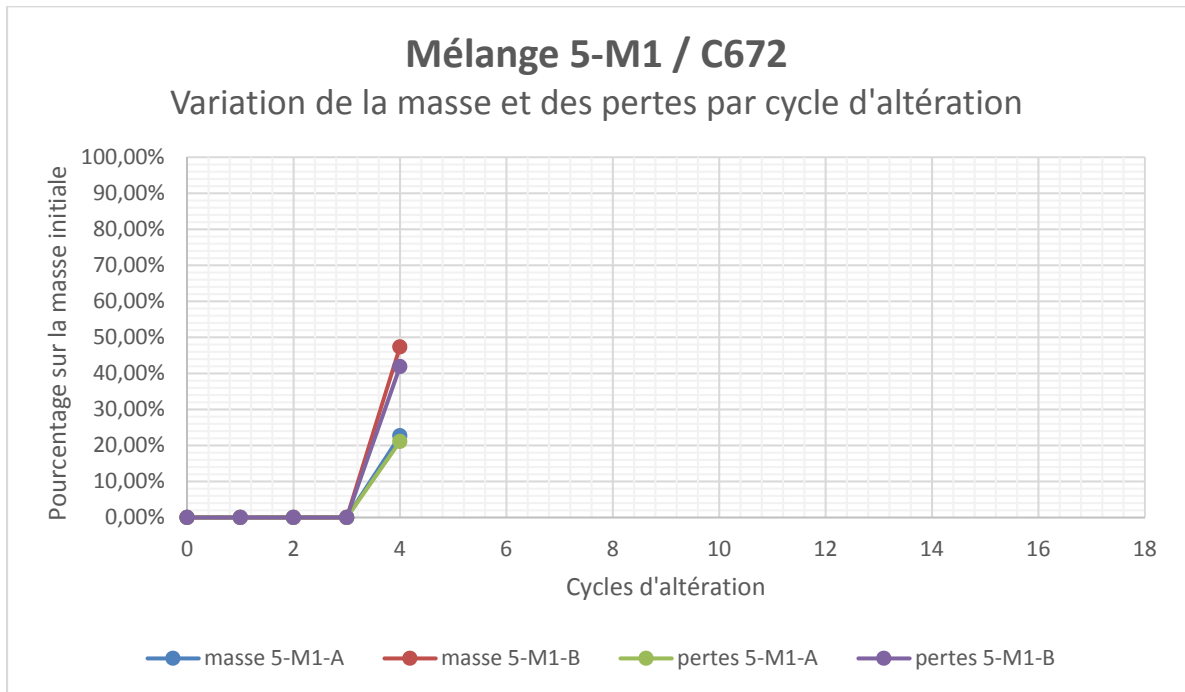


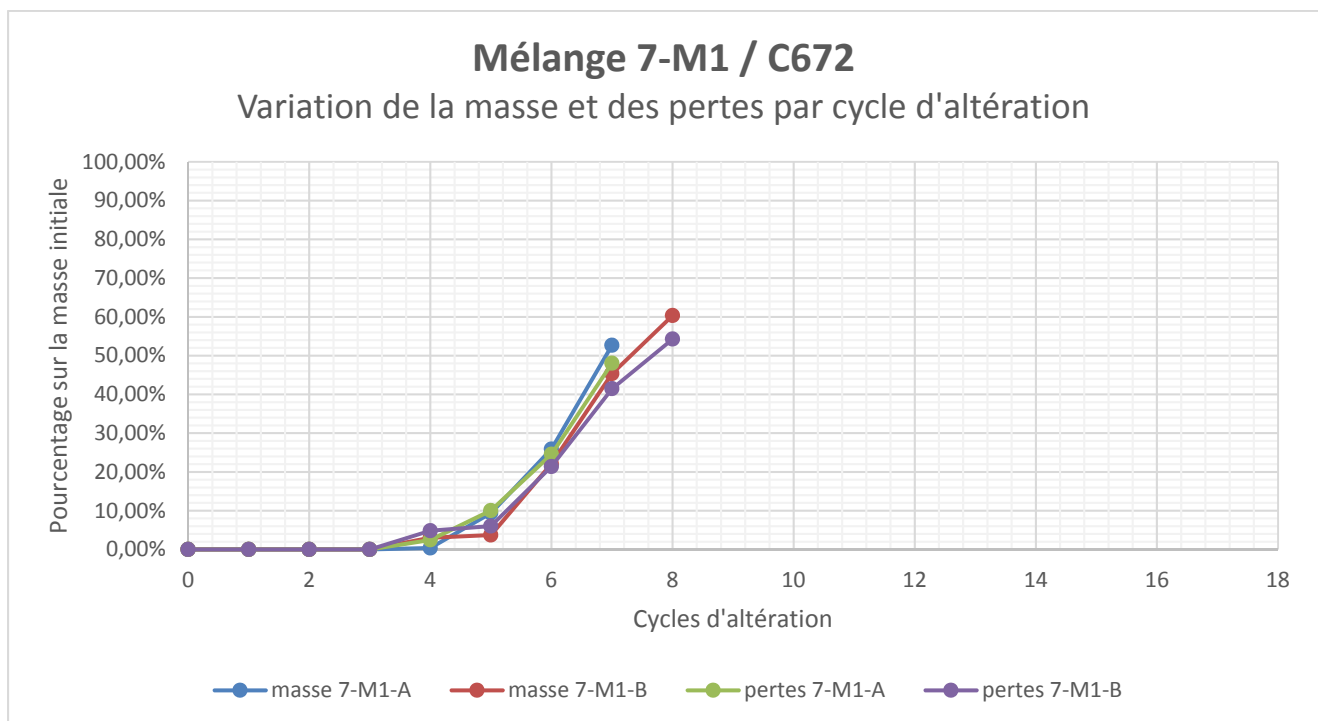
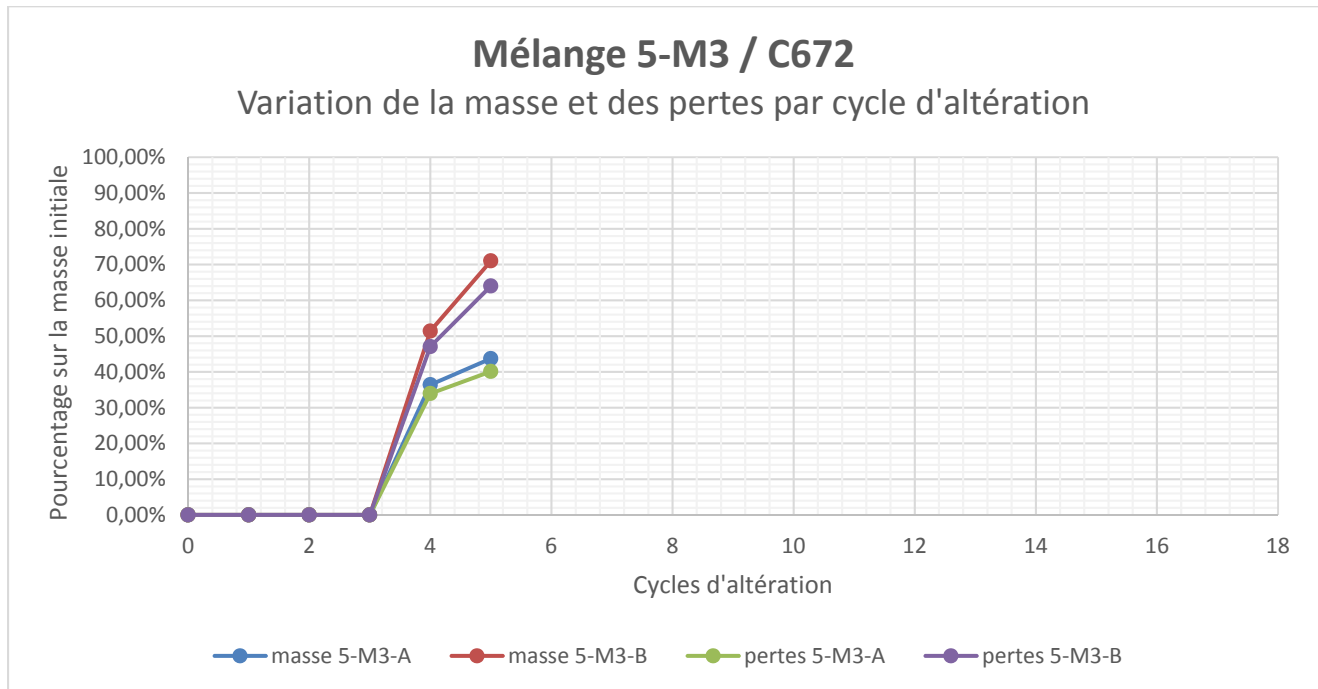


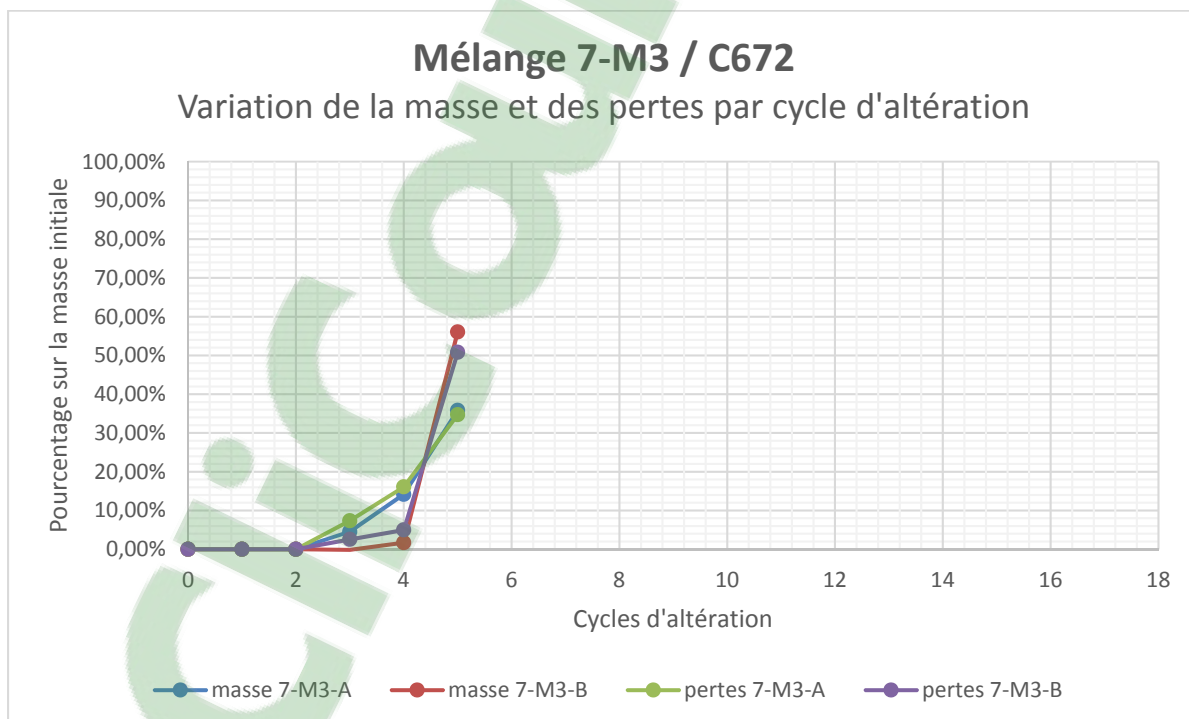
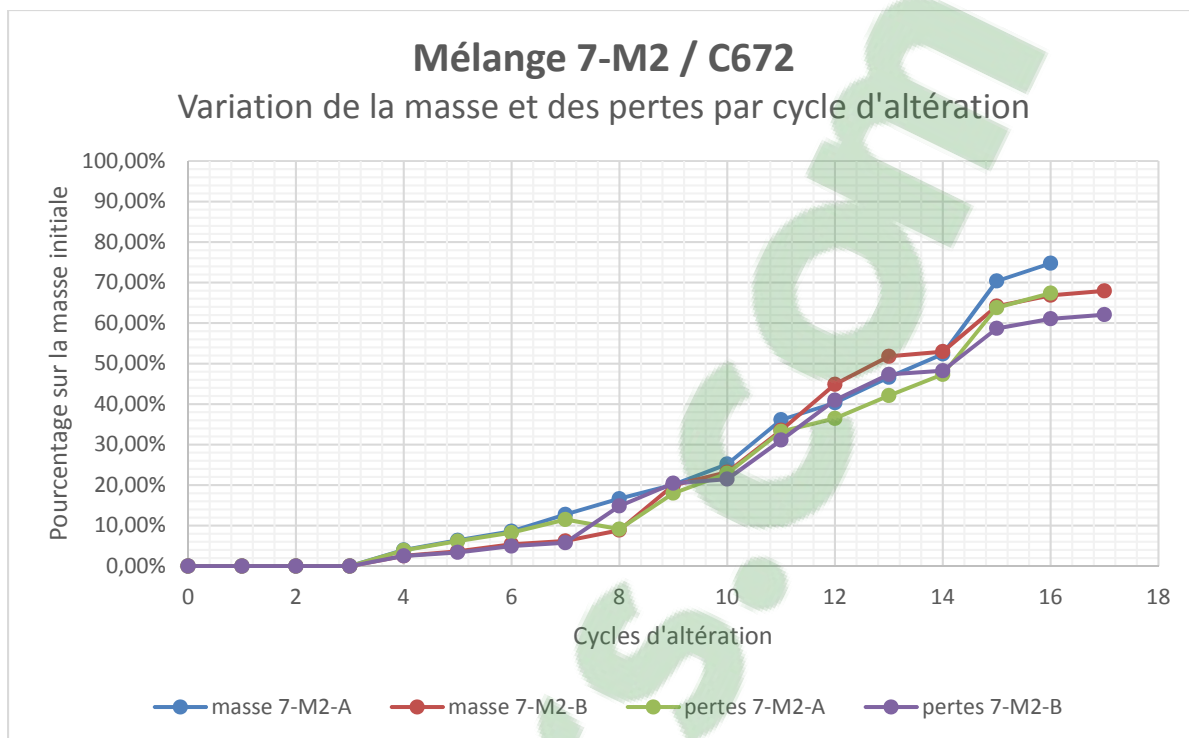


ANNEXE III

RÉSULTATS D'ESSAIS GEL-DÉGEL « CONGÉLATEUR AUTOMATIQUE »

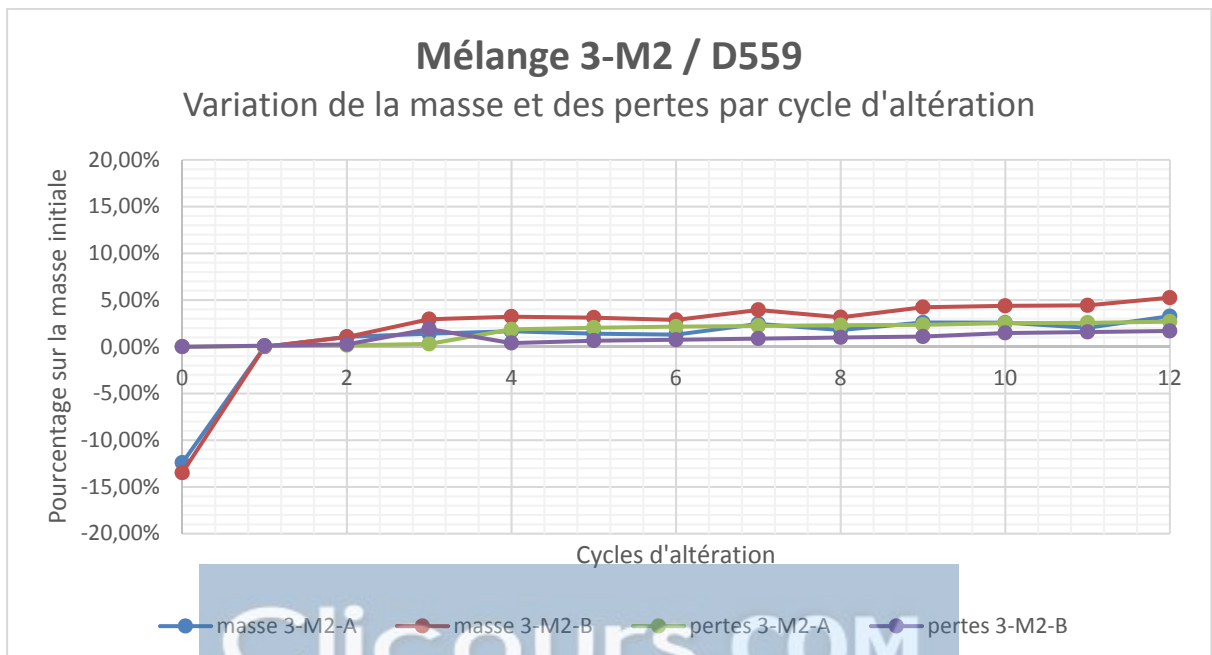
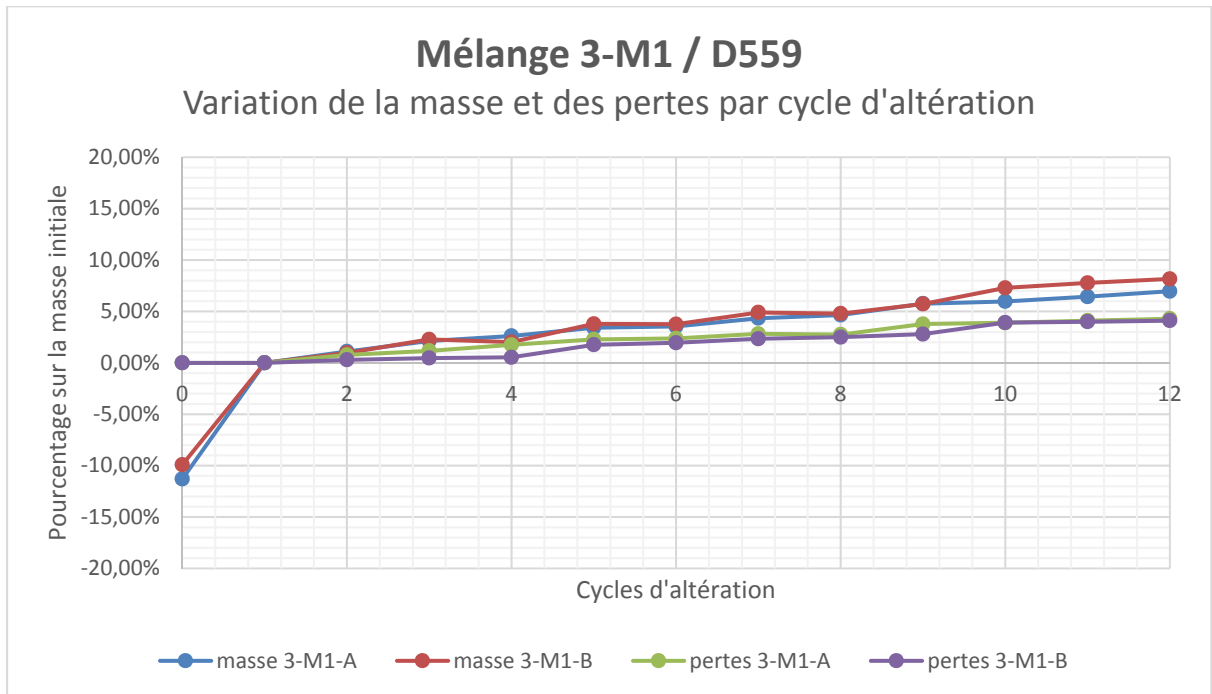


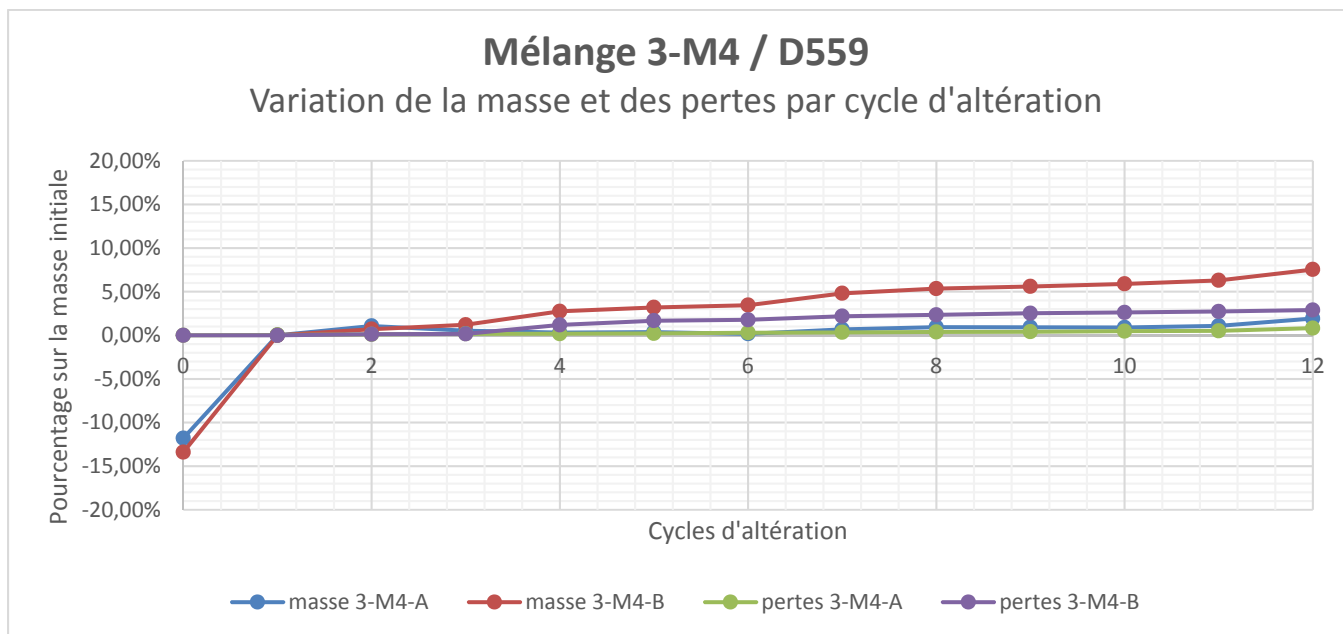
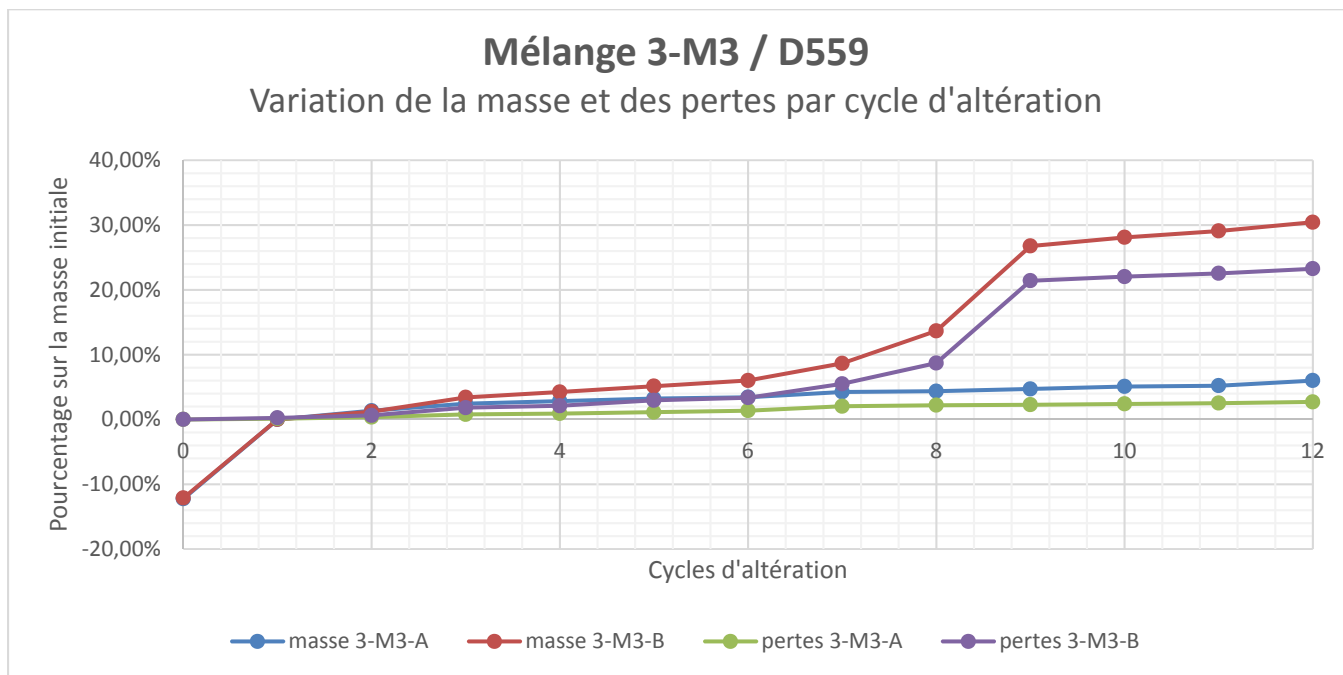


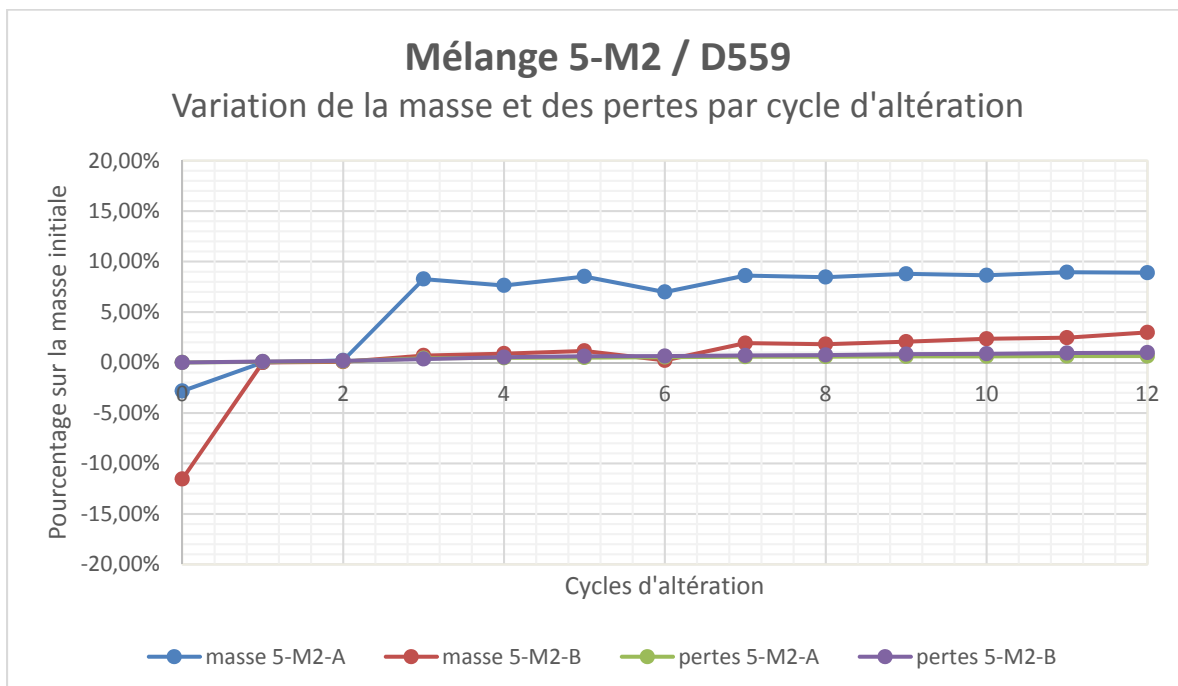
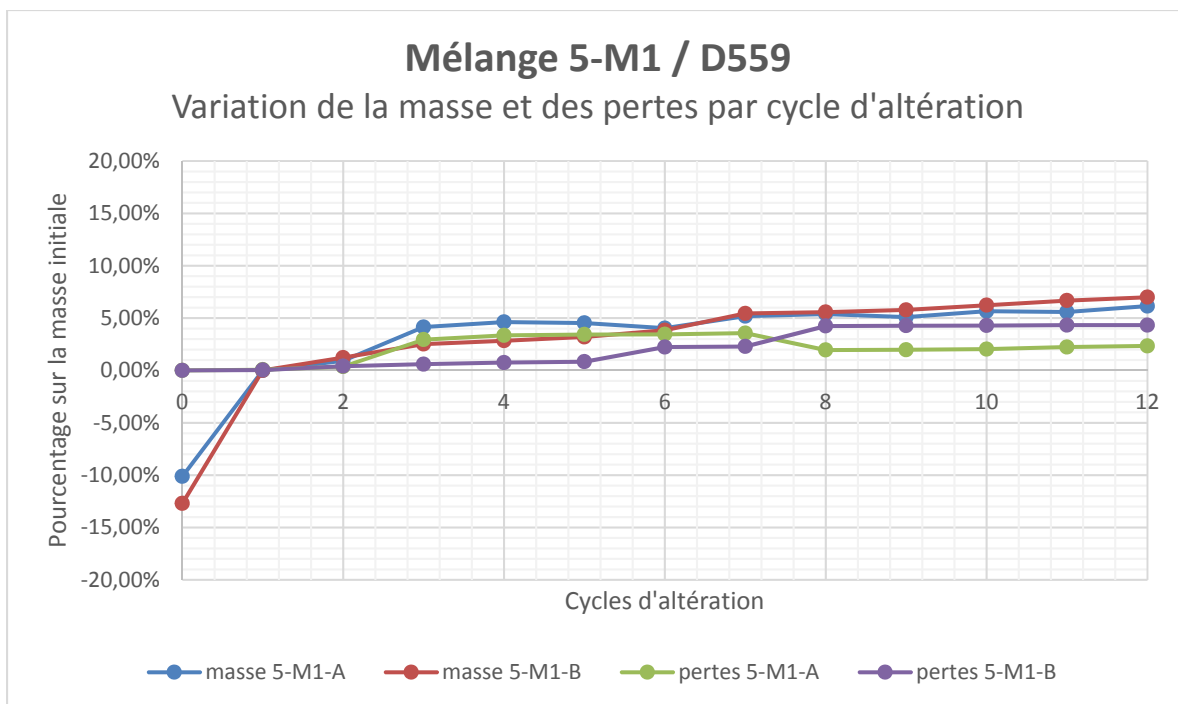


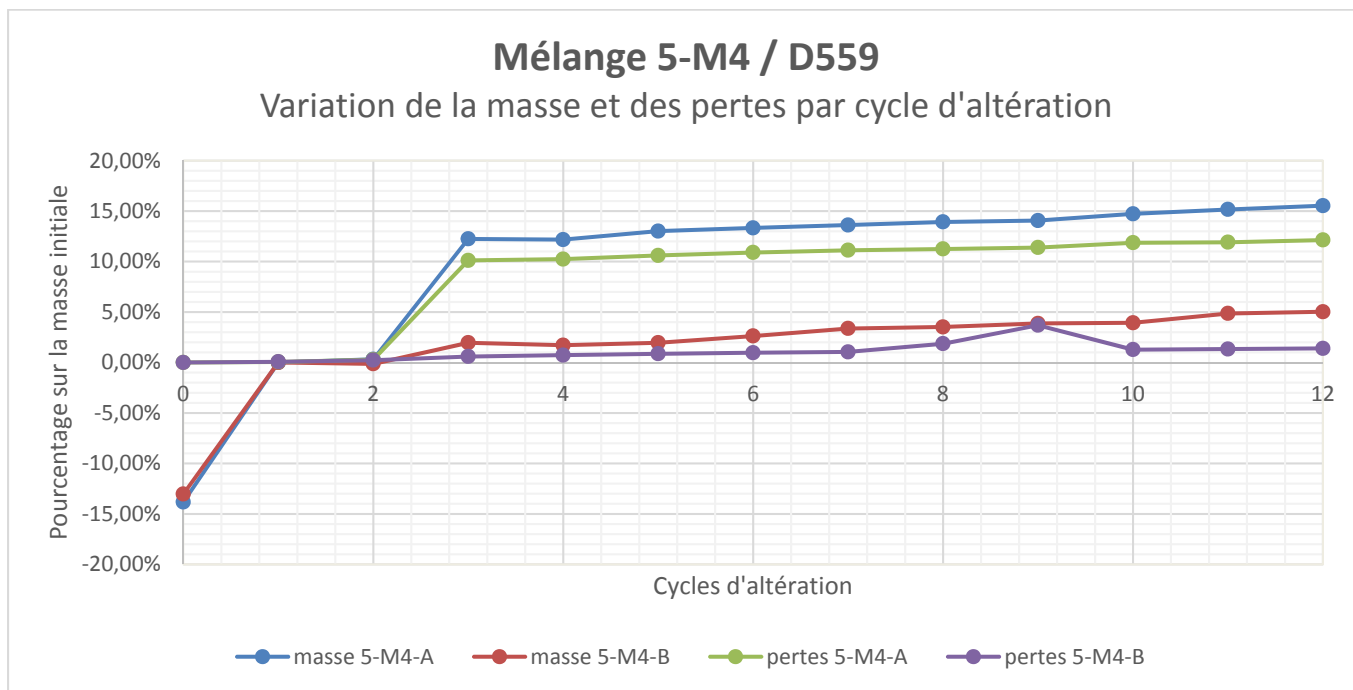
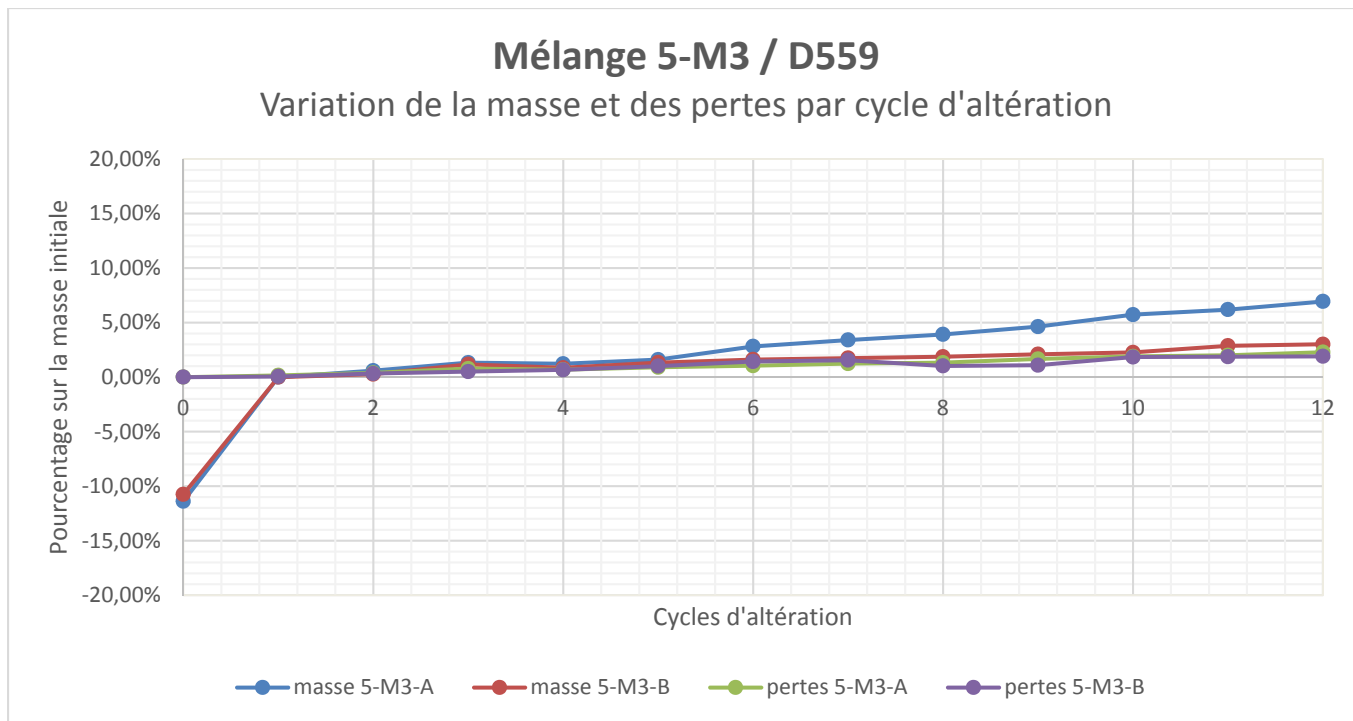
ANNEXE IV

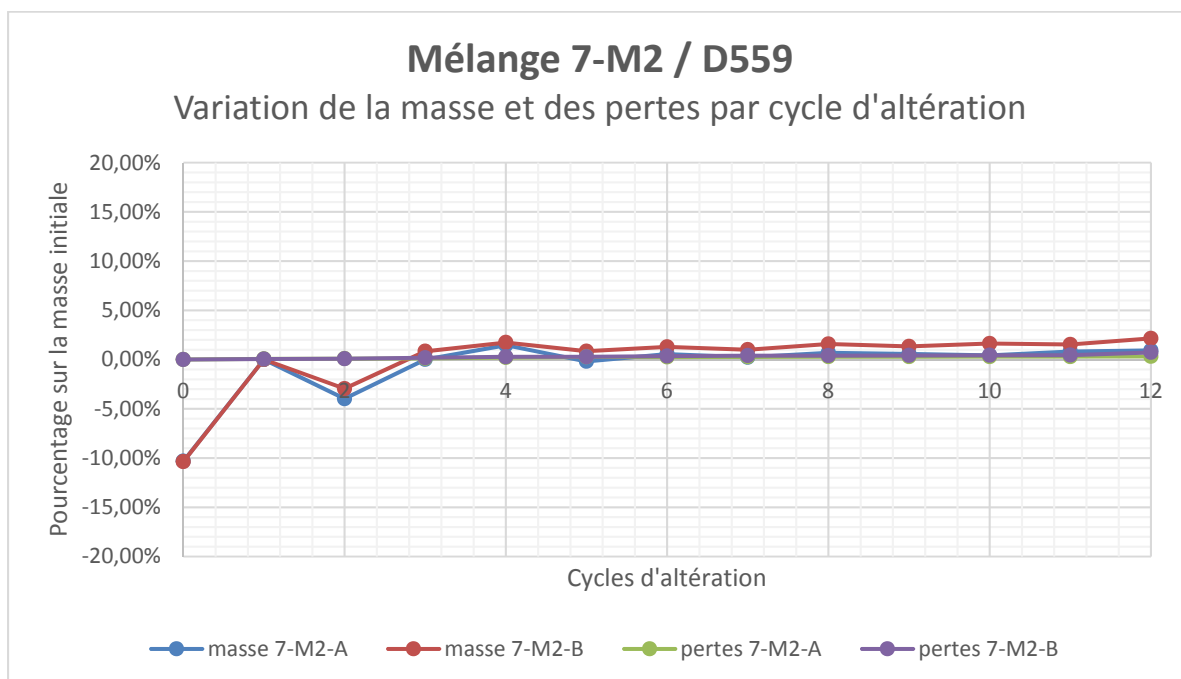
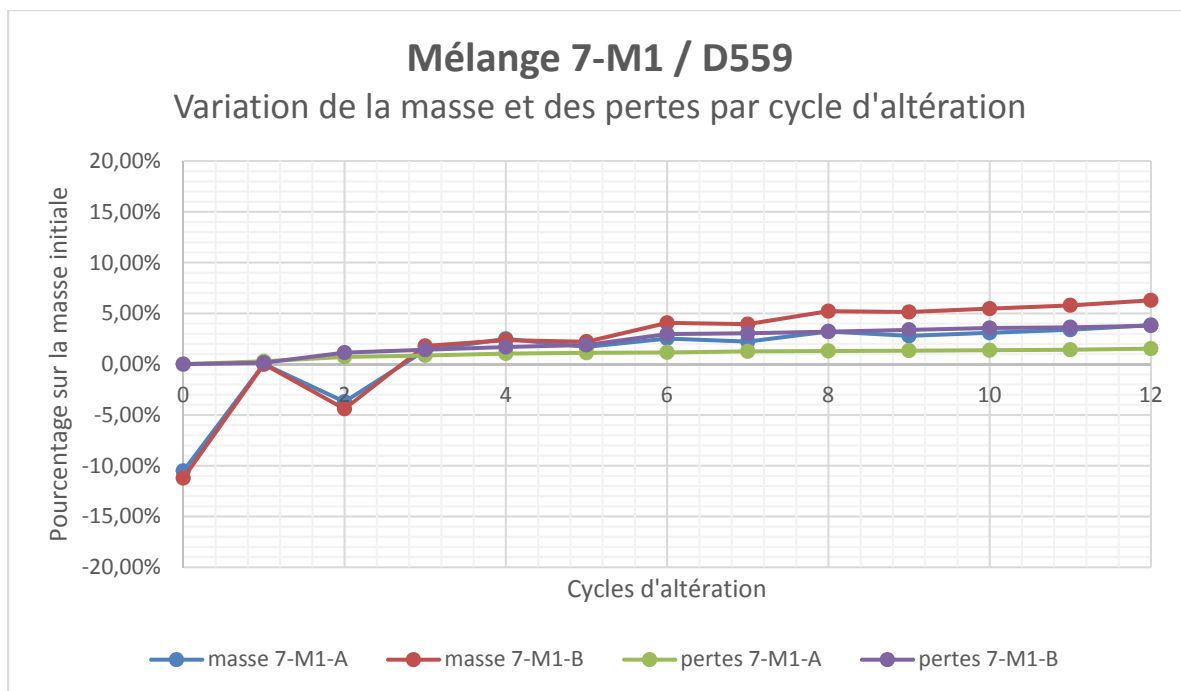
RÉSULTATS D'ESSAIS SÉCHAGE-MOILLAGE ASTM D559

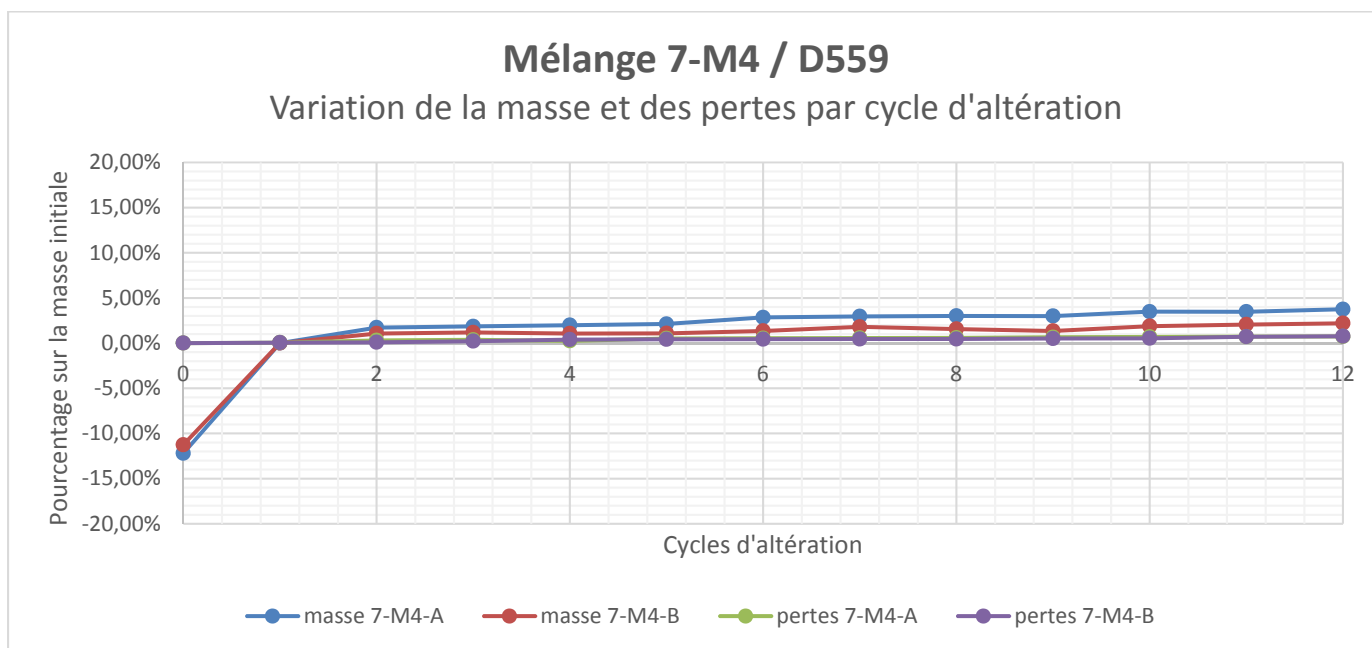
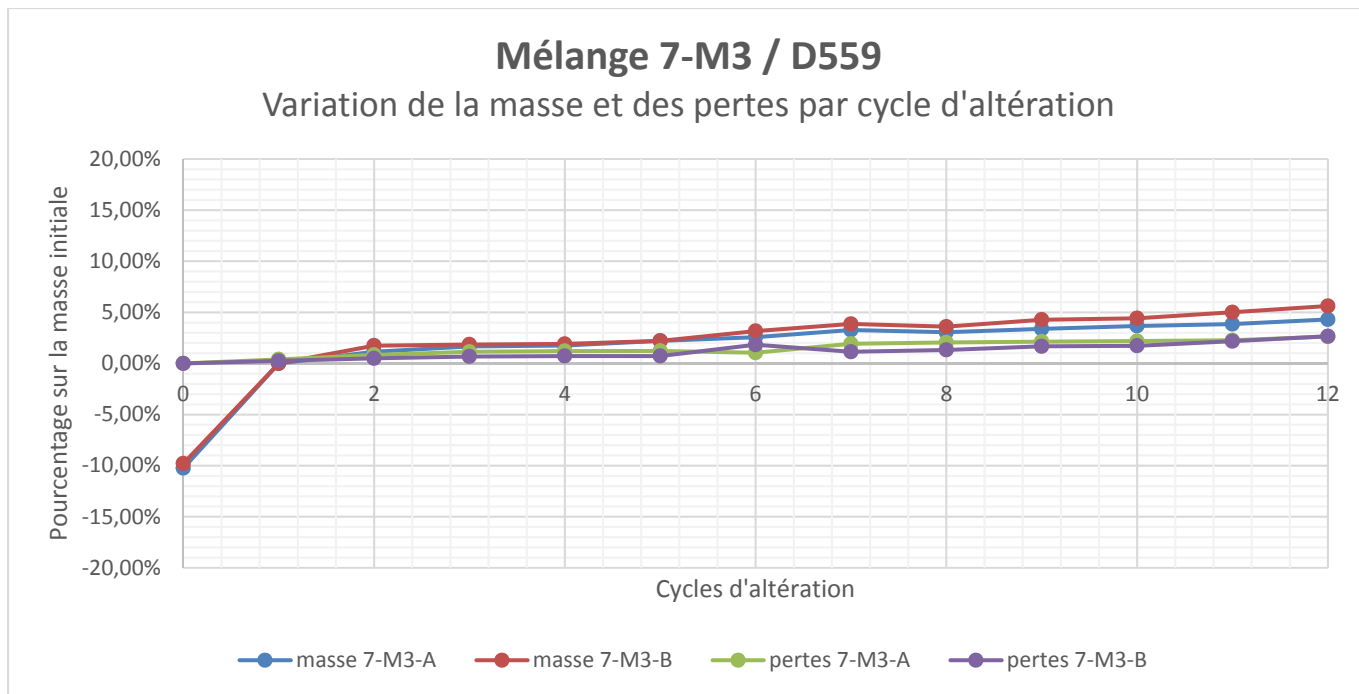






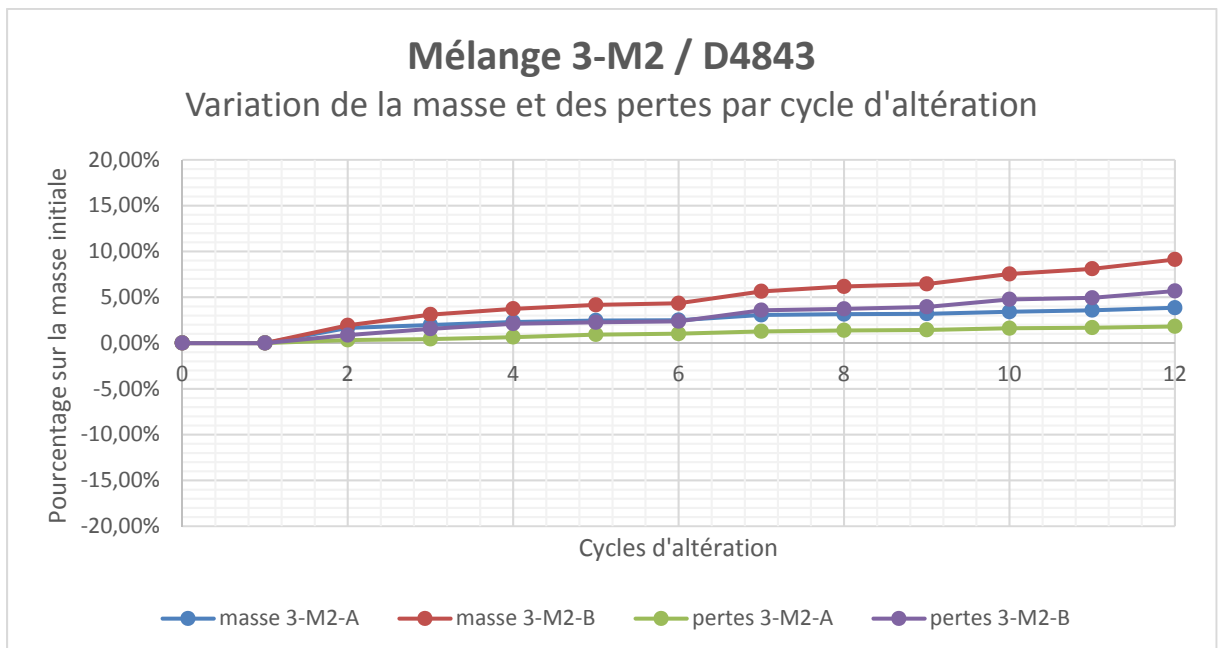
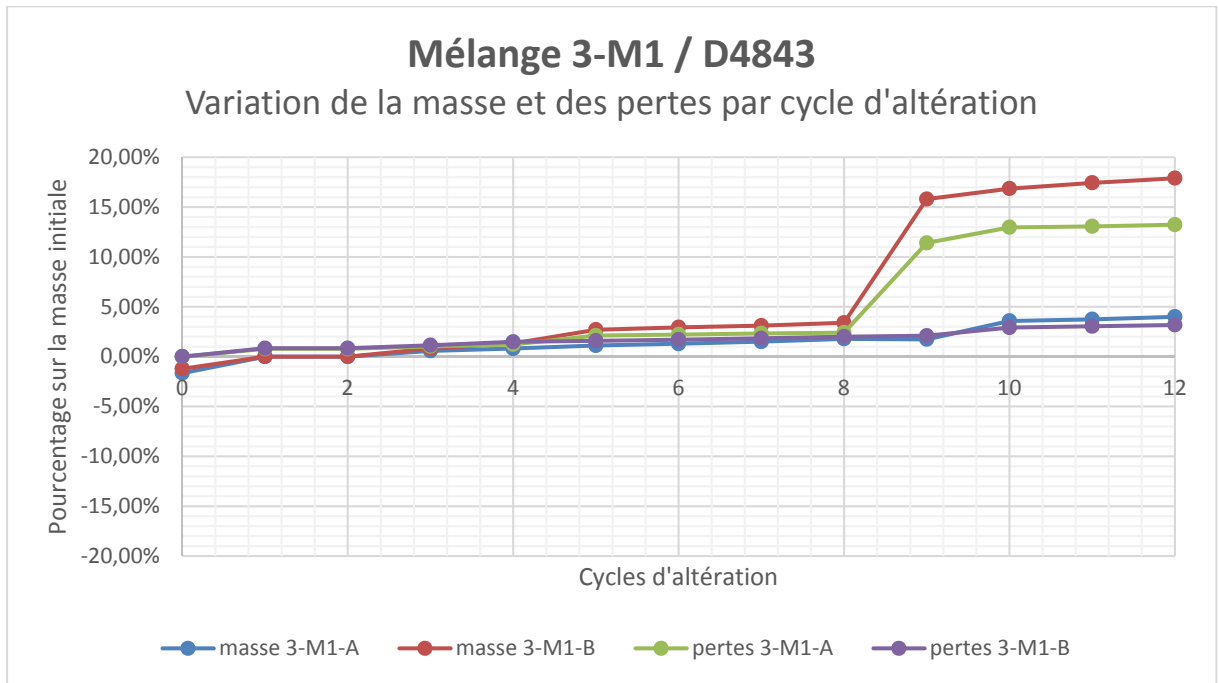


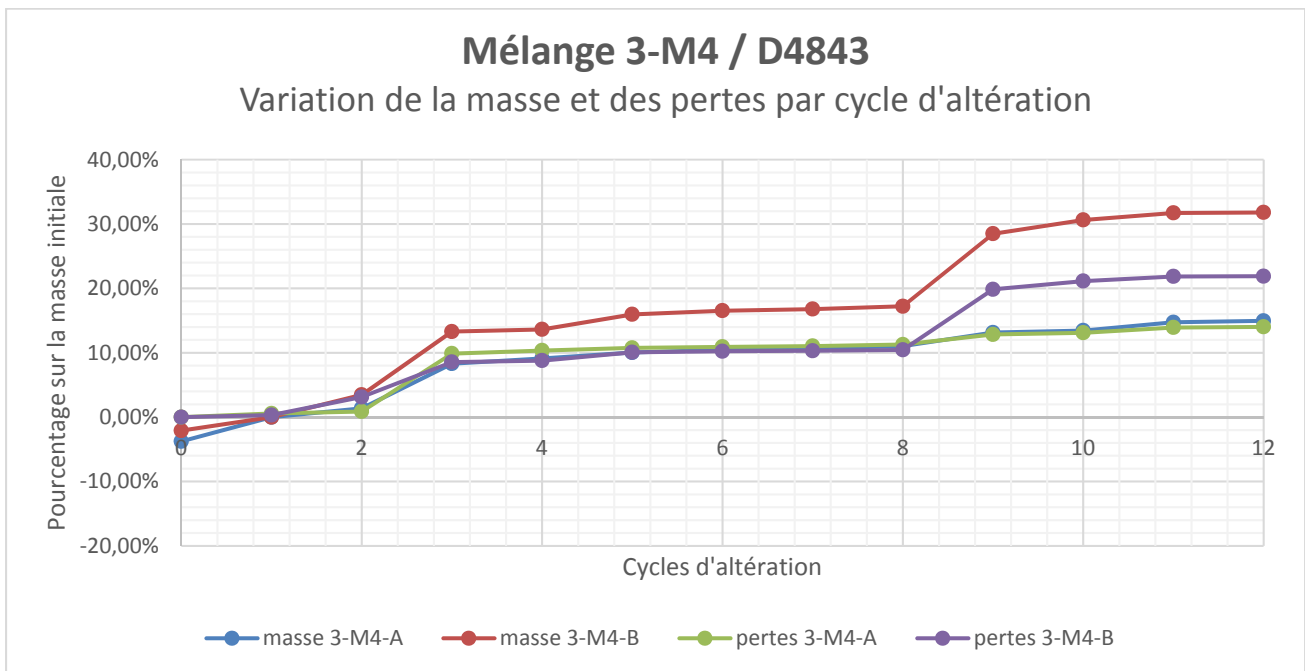
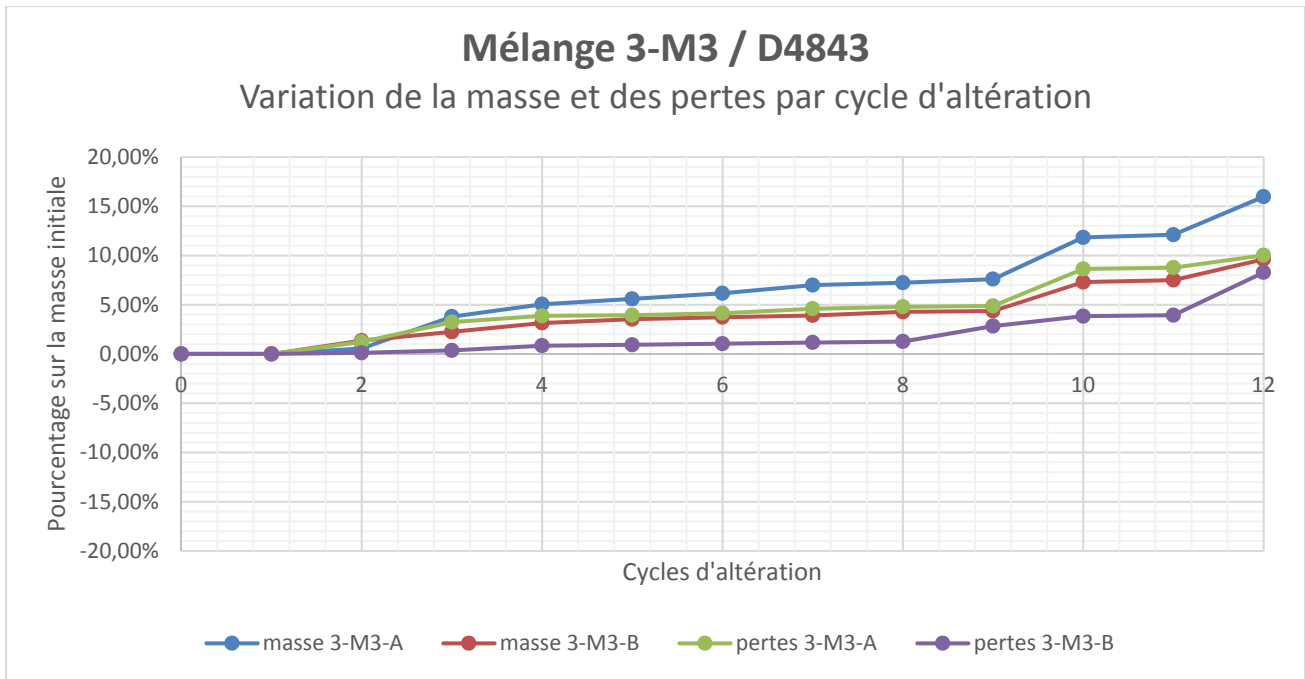


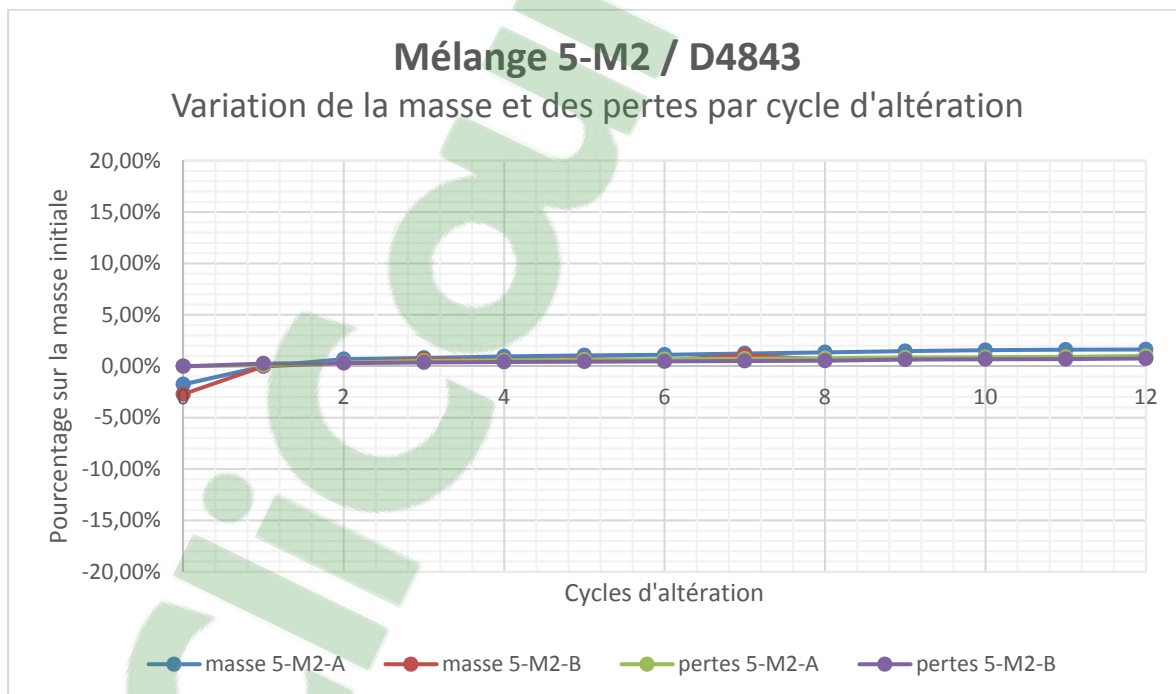
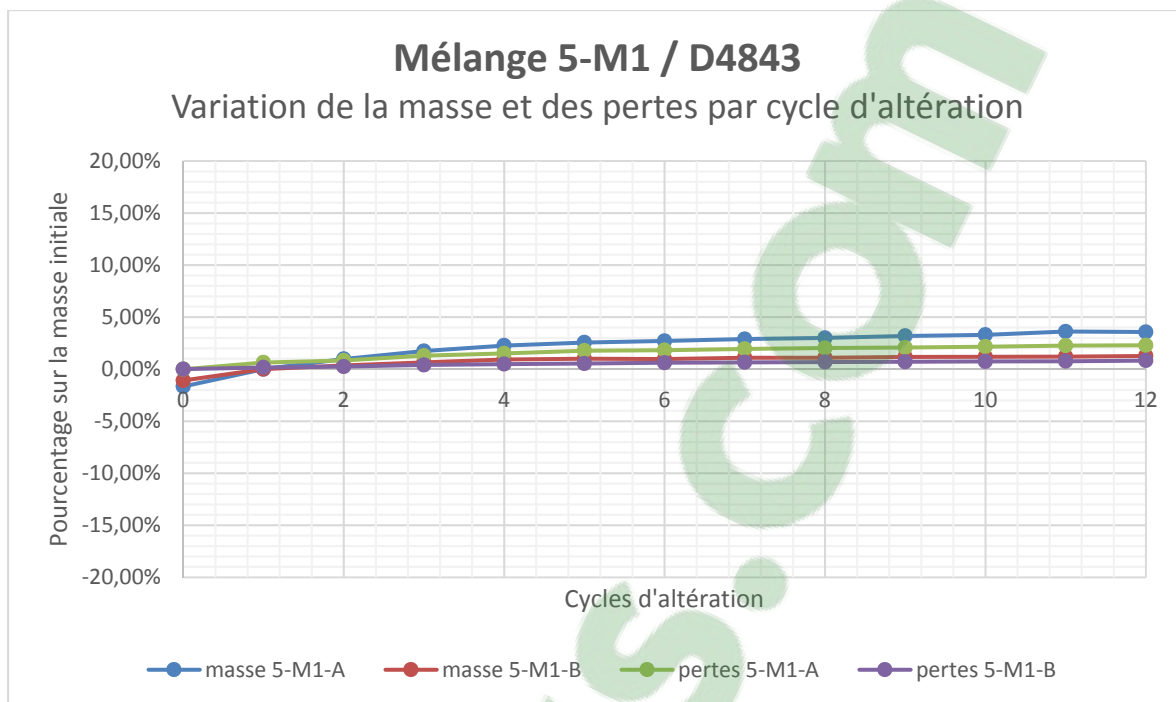


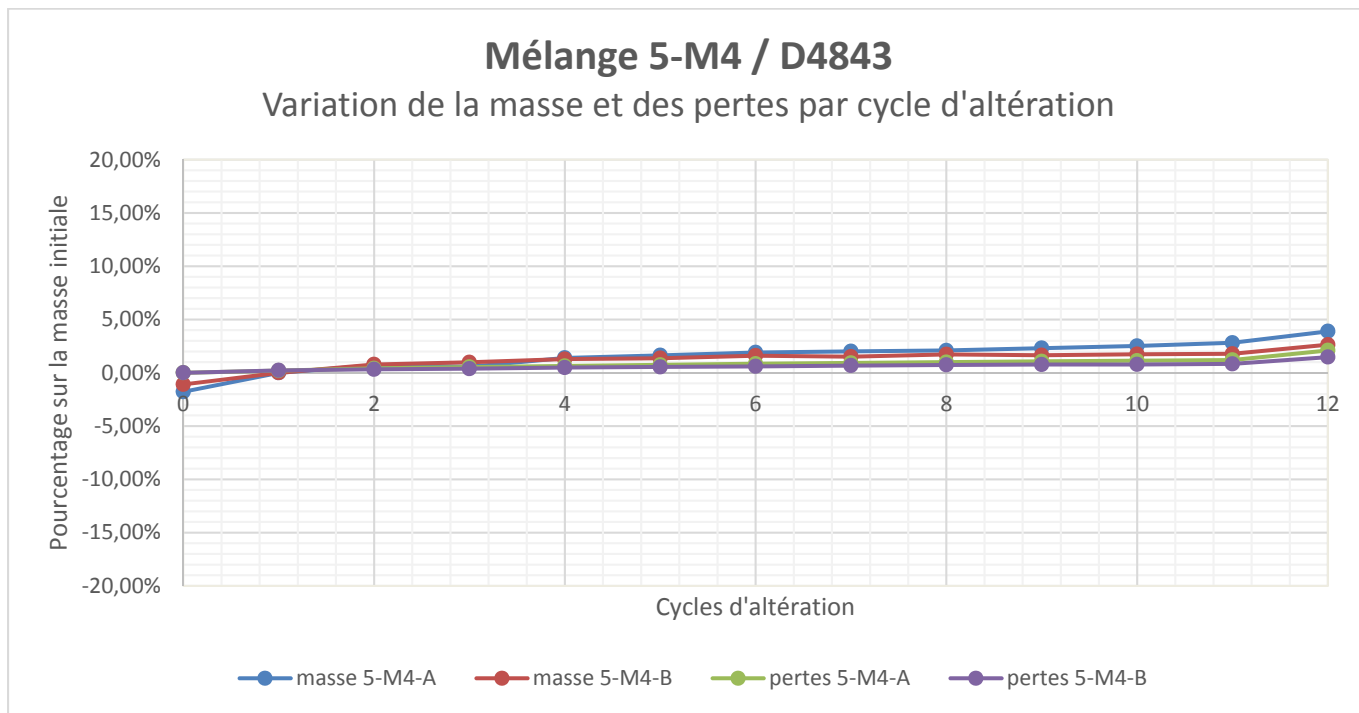
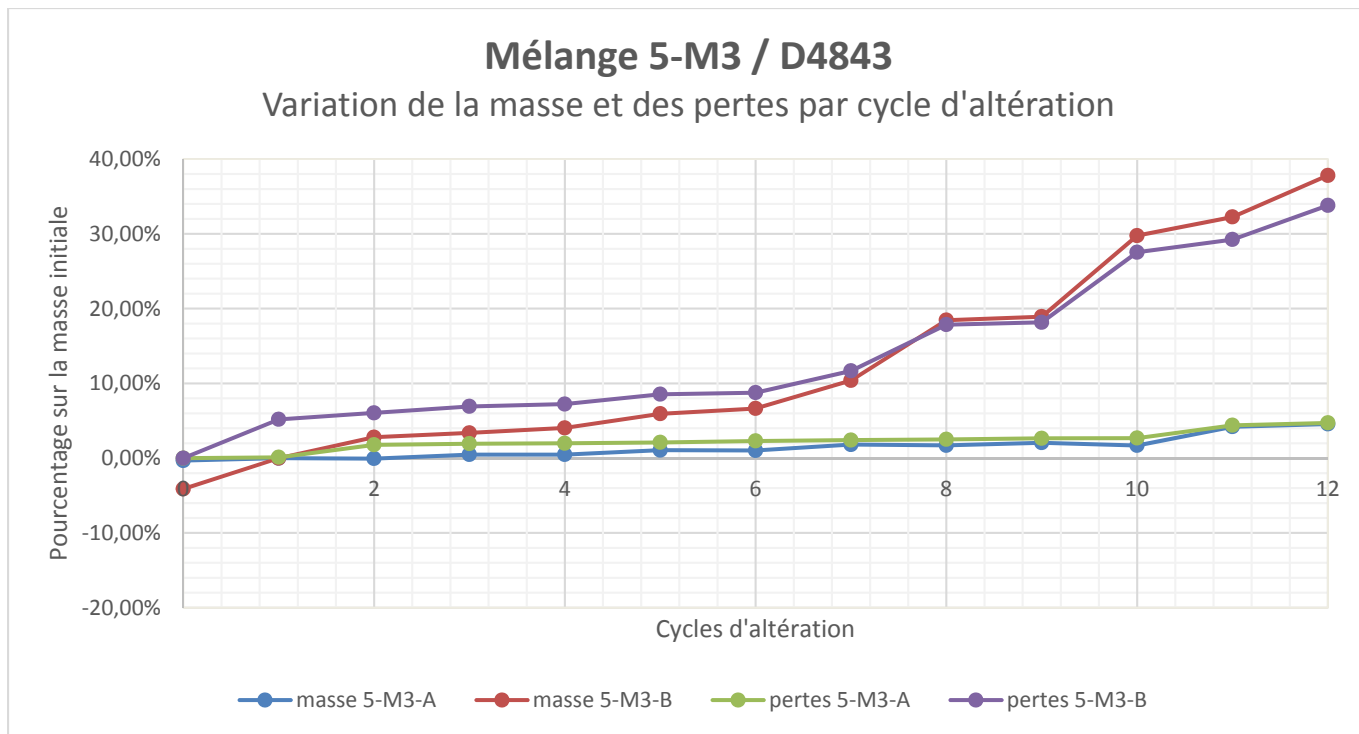
ANNEXE V

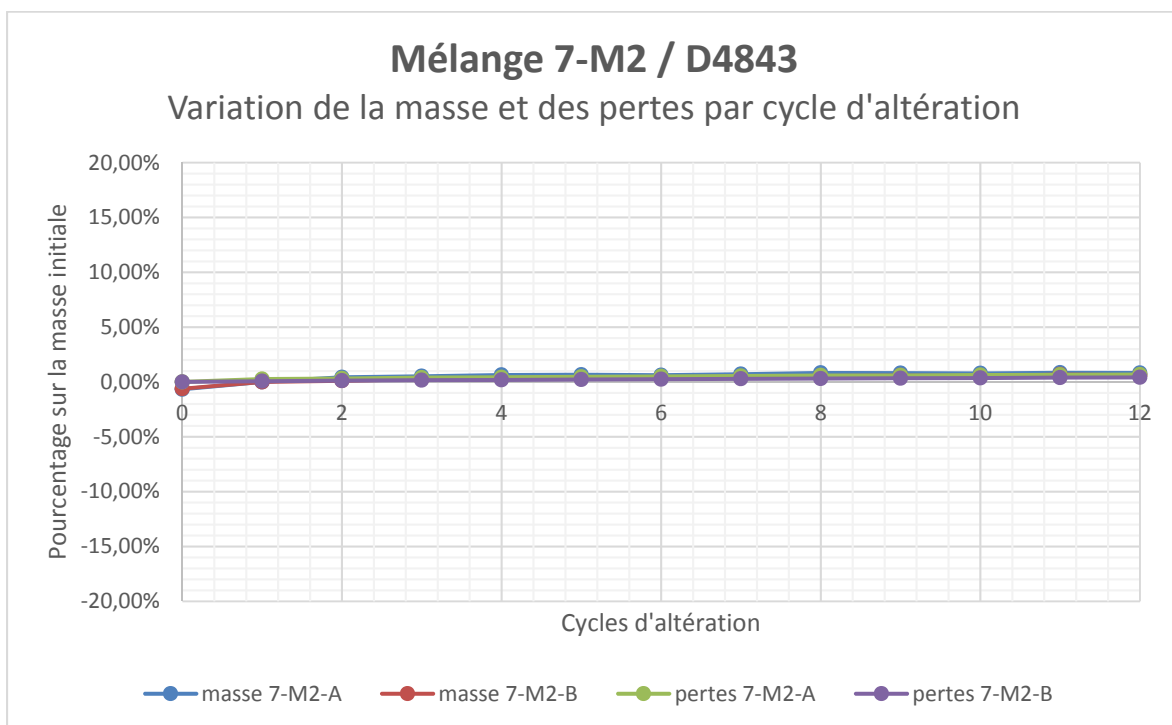
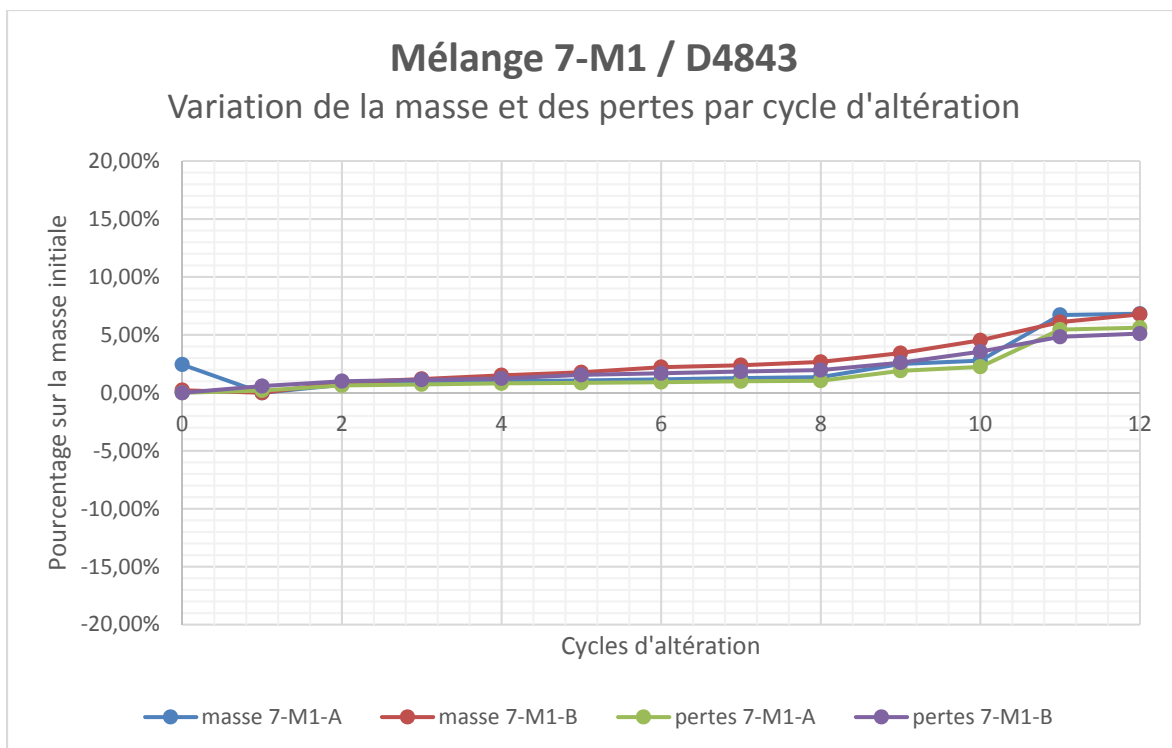
RÉSULTATS D'ESSAIS SÉCHAGE-MOULLAGE ASTM D4843

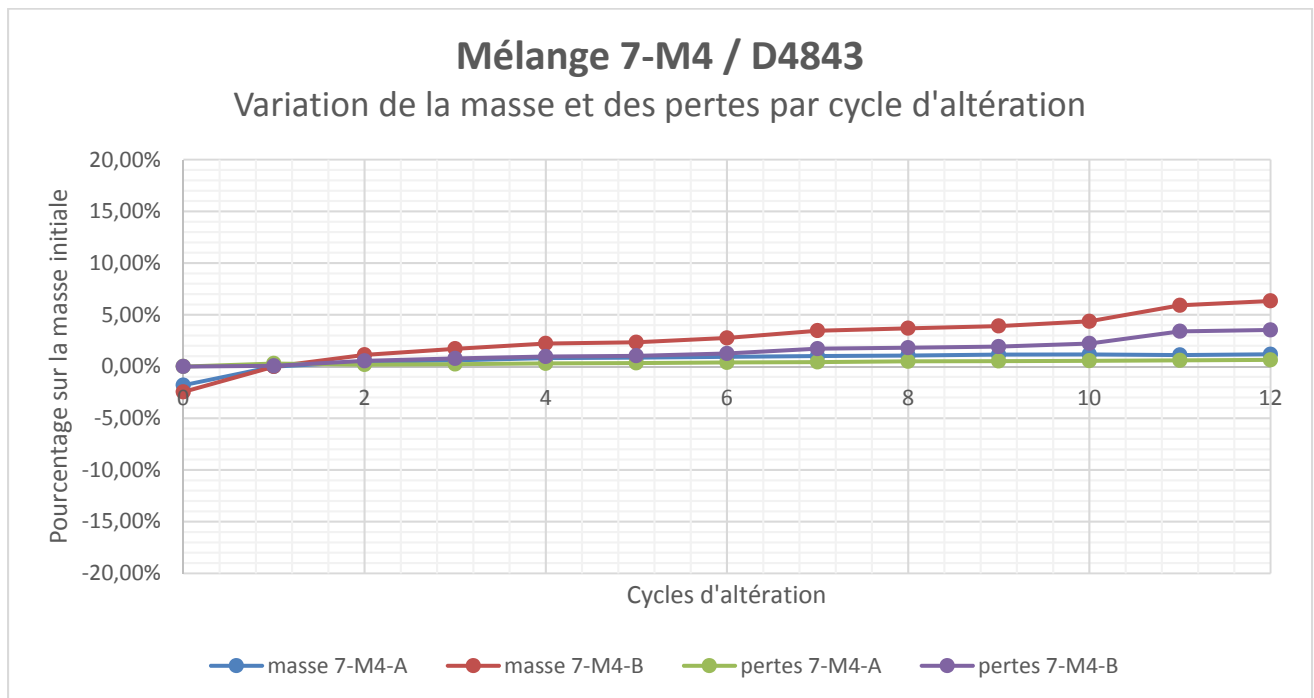
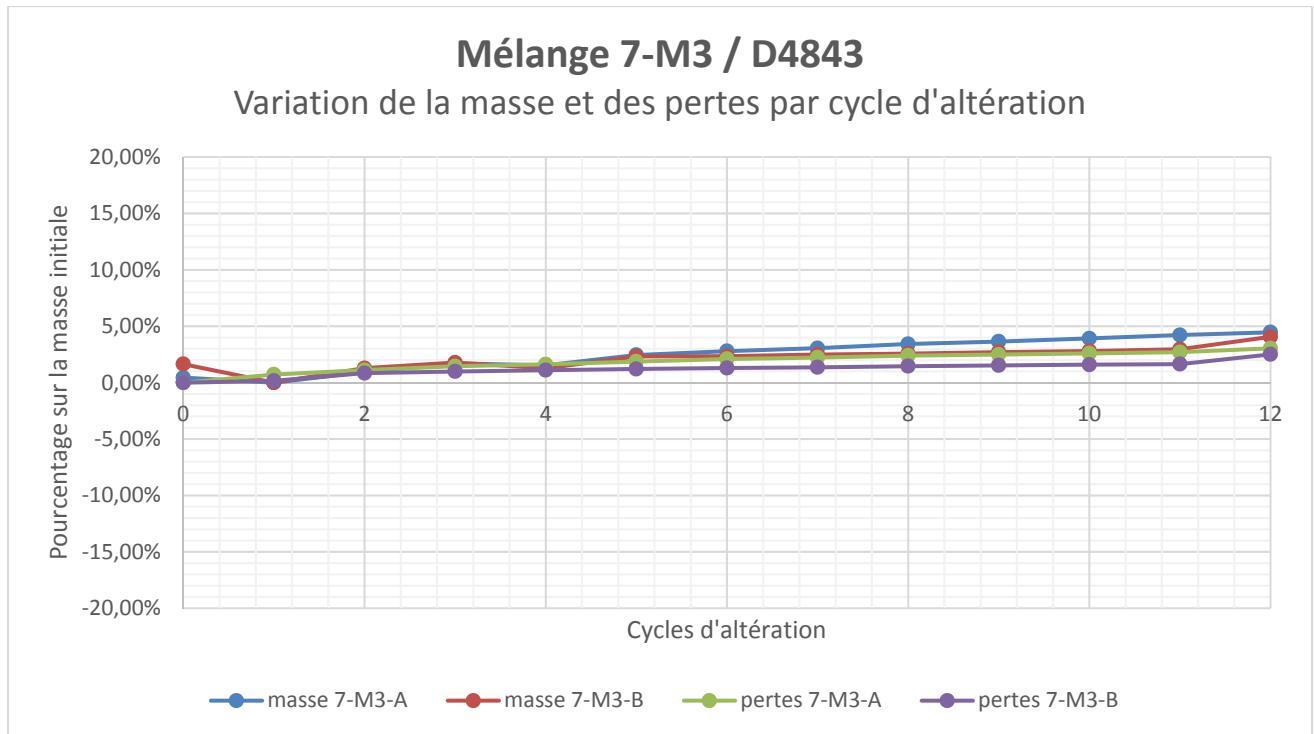












LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abdo, J. (2008). Ciments. *Techniques de l'ingénieur Les matériaux de construction, base documentaire : TIB224DUO*(ref. article : c920). Repéré à <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/les-materiaux-de-construction-42224210/ciments-c920/>
- Abdo, J. (2009). Liants hydrauliques routiers. *Techniques de l'ingénieur Les routes, les ponts et les joints, base documentaire : TIB235DUO*(ref. article : c921). Repéré à <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/les-routes-les-ponts-et-les-joints-42235210/liants-hydrauliques-routiers-c921/>
- Abdo, J., & Serfass, J.-P. (2009). Traitement des sols aux liants hydrauliques. In Cimbéton (Éd.), *Terrassements et assises de chaussées*. Paris, France: Cimbéton.
- ACRGTQ. (2015). Pour des enrobés adaptés aux besoins des municipalités. Repéré à <https://www.acrgtq.qc.ca/index.php/avril2015-p12.html>
- AFNOR. (2000). *Partie 1: Module sous chargement statique à la plaque (EV2)*. NF P 94-117-1. Paris, France: Association Française de Normalisation.
- Anderson, B. K. (2013). *Investigation of factors influencing design and performance of soil cement pavement layers* (Mississippi State University, Mississippi State, Mississippi, États-Unis).
- ARA. (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures (Final Report, NCHRP Project 1-37A)*. Champaign, Illinois, États-Unis: National Cooperative Highway Research Program. Repéré à www.trb.org/mepdg
- Ashghariastaneh, A. (2017). *Performance of Lime- and Cement- based Treatments of Sulfate-rich Soil via RC Testing* (University of Texas at Arlington, Arlington, Texas, États-Unis).
- Assaf, G. J. (2016). *Notes de cours MGC-835 Évaluation des chaussées*. Montréal, Québec, Canada: École de technologie supérieure.
- ASTM. (2011). *Moisture-Density (Unit Weight) Relations of Soil-Cement Mixtures*. ASTM D558-11. West Conshohocken, PA, United States: ASTM International.
- ASTM. (2012a). *Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))*. ASTM D1557-12. West Conshohocken, PA, United States: ASTM International.

- ASTM. (2012b). *Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*. ASTM D1196/D1196M-12. West Conshohocken, PA, United States: ASTM International.
- ASTM. (2015). *Repetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements*. ASTM D1195/D1195M-09 (Reapproved 2015). West Conshohocken, PA, United States: ASTM International.
- Austrroads. (2015). *Austrroads Guide to Pavement Technology Part 2 Pavement Structural Design*. Australie: Transport Roads and Maritime Services.
- Bandara, N., Binoy, T. H., Aboujrad, H. S., & Sato, J. (2015). Pavement Subgrade Stabilization Using Recycled Materials. *Airfield and Highway Pavement 2015*, 12.
- Bergado, D. T. (1996). *Soft ground improvement : in lowland and other environments*. New York, N.Y.: ASCE Press.
- Bergeron, G. (2000). Retraitement en place à Transports Québec : Résultats des suivis de performance de 1991 à 2000. *Innovation Transport*, (9), 15-25.
- Bergeron, G. (2006). Le retraitement en place des chaussées au Québec. *RoutesRoads 2006*, (Numéro 330), 5.
- Bhattacharja, S., & Bhattya, J. I. (2003). *Comparative performance of Portland cement and lime stabilization of moderate to high*. Skokie, Illinois, États-Unis: PCA.
- BQ. (2013). Tableau de compilation des enrobés spéciaux de Bitume Québec. In B. Québec (Éd.).
- Buczyński, P., & Lech, M. (2015). The Impact of One-, Two- and Three-component Hydraulic Road Binder on the Properties of the Hydraulically Bound Mixture. *Procedia Engineering*, 108, 116-123. doi: 10.1016/j.proeng.2015.06.126
- Cabane, N. (2004). *Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation* (École nationale supérieure des mines de Saint-Étienne, Saint-Étienne, France).
- Carter, A. (2015). *Notes de cours CTN-771: Construction et dimensionnement des chaussées*. Montréal, Québec, Canada.
- Chatterji, S. (2003). Freezing of air-entrained cement-based materials and specific actions of air-entraining agents. *Cement and Concrete Composites*, 25(7), 759-765. doi:

[https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00099-9](https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00099-9).

Repéré

à

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946502000999>

- Chen, D.-H., Hong, F., & Zhou, F. (2011). Premature Cracking from Cement-Treated Base and Treatment to Mitigate Its Effect. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 25(2), 113-120. doi: 10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000140
- Choquette, M., Bérubé, M.-A., & Locat, J. (1987). Mineralogical and microtextural changes associated with lime stabilization of marine clays from eastern Canada. *Applied Clay Science*, 2(3), 215-232. doi: [https://doi.org/10.1016/0169-1317\(87\)90032-9](https://doi.org/10.1016/0169-1317(87)90032-9). Repéré à <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0169131787900329>
- Christensen, A. (1969). *Cement Modification of clay soils*. Skokie, Illinois, États-Unis: Portland Cement Association.
- Cimbéton. (2001). *La maîtrise de la fissuration des graves hydrauliques* (n° Supplément routes #77). Paris, France: Centre d'information sur le ciment et ses applications.
- Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., & Heineck, K. S. (2007). Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), 197-205. doi: doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197)
- CRR. (2009a). Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. In C. d. r. r. (CRR) (Éd.), *Guide pratique*. Bruxelles, Belgique: CRR.
- CRR. (2009b). Plats-formes industrielles Fondations par traitement de sol. In C. d. r. r. (CRR) (Éd.), *Guide pratique*. Bruxelles, Belgique: CRR.
- De Beer, M. (1985). *Behaviour of Cementitious Subbase Layers in Bitumen Base Road Structures* (University of Pretoria, Pretoria, Afrique du sud).
- Di Benedetto, H., & Corté, J. F. (2005). *Matériaux routiers bitumineux 2 - Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges*. Hermès science - Lavoisier.
- Diffiné, T. (2012). *Analyse des déformations d'une chaussée contenant des matériaux bitumineux recyclés à froid* (École de Technologie Supérieure, Montréal, Québec, Canada).
- Dong, J. (2013). *Investigation of Aggregates Size Effect on the Stiffness of Lime and Cement Treated Soils from Laboratory to Field Conditions* (École des Ponts ParisTech, Paris, France).

- Filz, G. M., Duncan, J. M., & Brandon, T. L. (2000). *Compactive Effort Applied by Hand-Operated Compactors*. West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials.
- Flon, P., & Besner, J. (1987). *Étude en laboratoire de mélanges d'argile ou de sable avec des additifs minéraux pour le traitement d'infrastructures routières*. Québec, Québec: MTMDET (Ministère des transports).
- François, A. A. (2016). *Evaluation the Impact of Different Types of Stabilized Bases on the Overall Performance of Flexible Pavements* (Rowan University, Glassboro, New Jersey, États-Unis).
- Guthrie, W. S., Sebesta, S., & Scullion, T. (2002). *Selecting Optimum Cement Contents for Stabilizing Aggregate Base Materials* (n° Report 7-4920-2). College Station, Texas, États-Unis: The Texas A&M University Institute.
- Halsted E., G. (2010). *Minimizing Reflective Cracking in Cement-Stabilized Pavement Bases* présentée à 2010 Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Halifax, Nova Scotia, Canada.
- Helson, O., Beaucour, A.-L., Eslami, J., Noumowe, A., & Gotteland, P. (2016). Physical and mechanical properties of soilcrete mixtures: Soil clay content and formulation parameters. *Construction and Building Materials*, (131), 775-783.
- Holt, C. (2010). *Chemical stabilization of inherently weak subgrade soils for road construction - Applicability in Canada*. Halifax, Nova Scotia, Canada: Geoblend Canada Corporation.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1981). *Introduction à la géotechnique*. Montréal, Québec, Canada: École Polytechnique de Montréal.
- IRDA. (1977). Informations sur les sols. Repéré à <https://www.irda.qc.ca/fr/outils-et-services/informations-sur-les-sols/>
- Jamshidi, R. J. (2014). *Evaluation of cement-treated soils subjected to cycles of freezing and thawing* (Dalhousie University, Halifax, Nova Scotia, Canada).
- Johnson, A. E. (2012). *Freeze-thaw Performance of Pavement Foundation Materials* (Iowa State University, Ames, Iowa, États-Unis).
- Lauriston, A. L. (2008). *Advances in Design of Cement Stabilized Pavement Subgrades* (Howard University, Washington D.C., États-unis).

- Légère, G. (2001). *Étude technico-économique de la stabilisation à la chaux des sols argileux en voirie forestière* (École de Technologie Supérieure, Montréal, Québec, Canada).
- Li, P. (2013). *Characterization and Implementation of Stress Dependent Resilient Modulus of Asphalt Treated Base for Flexible Pavement Design* (University of Alaska Fairbanks, Fairbanks, Alaska, États-Unis). (3599751).
- Li, X. (2014). *Shrinkage Cracking of Soils and Cementitiously-Stabilized Soils Mechanisms and Modeling* (Washington State University, Washington State, États-Unis).
- LROP. (2003). *Catalogue des structures de chaussées*. Paris, France: Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien.
- Luo, R. (2007). *Minimizing Longitudinal Pavement Cracking Due to Subgrade Shrinkage* (University of Texas, Austin, Texas, États-Unis).
- Marchand J., Boisvert L., Ouellet É., & Machabée Y. (1997). *Réalisation d'une section d'essai en utilisant une technique de retraitement à haute performance : Rue Borne, Ville de Québec*.
- Mathieu, R. (2010). Des outils pour les réseaux routiers municipaux. *ViaBitume*, 5(3), 34.
- Mbaraga, A., Jenkins, K., & van de Ven, M. (2014). Influence of Beam Geometry and Aggregate Size on the Flexural Strength and Elastic Moduli of Cement-Stabilized Materials. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2401, 22-29. doi: 10.3141/2401-03
- Miller, H. J., Guthrie, W., Crane, R. A., & Smith, B. (2012). *Evaluation of Cement-Stabilized Full-Depth-Recycled Base Materials for Frost and Early Traffic Conditions*. North Dartmouth, Massachusetts, États-Unis: University of Massachusetts Dartmouth.
- Molard, J. P., Camps, J. P., & Laquerbe, M. (1987). Étude de l'extrusion et de la stabilisation par le ciment d'argiles monominérales. *Materials and Structures/Matériaux et Construction*, (20), 44-50.
- MTMDET. (1989). *Guide d'utilisation des nucléodensimètres*. Québec, Québec: Service de l'assurance de la qualité Transport Québec.
- MTMDET. (2005). Enrobés: formulation selon la méthode LC. Repéré à http://www3.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/produits/ouvrage_routier/guides/guide_17.fr.html
- MTMDET. (2008). *Classification fonctionnelle*. MTQ Tome 1 Chapitre 1. Québec, Canada: Ministère des transports du Québec.

- MTMDET. (2018a). Information sur le réseau routier. Repéré à <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/info-reseau-routier/Pages/information-sur-le-reseau-routier.aspx>
- MTMDET. (2018b). Logiciel de dimensionnement des chaussées. Repéré à <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/chaussees/Pages/logiciel-dimensionnement.aspx>
- MTMDET. (2018c). Ouvrages routiers. Repéré à http://www3.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/produits/ouvrage_routier_fr.html
- Muhunthan, B., & Sariosseiri, F. (2008). *Interpretation of geotechnical properties of cement treated soils* (n° WA 99164-2910). Pullman, Washington, États-Unis: Washington State University.
- Murillas, A. Q. (2010). *Application de méthodes et d'outils mécaniste-empiriques pour la conception et la réhabilitation des chaussées* (Université Laval, Québec, Québec, Canada).
- Murillas, A. Q., & Bilodeau, J.-P. (2010). Conception des chaussées municipales. *ViaBitume*, 5(3), 20-21.
- Nagasreenivasu, T. (2013). *Stabilization of high sulfate soils* (University of Texas at Arlington, Arlington, Texas, États-Unis).
- PCA. (1992). *Soil-Cement Laboratory Handbook*. In P. C. Association (Éd.). Skokie, Illinois, États-Unis.
- PCA. (2001). *Thickness Design for Soil-Cement Pavements*. Skokie, Illinois, États-Unis: Portland Cement Association.
- Pelletier, L. (2007). *Étude comparative de la performance en laboratoire de matériaux granulaires stabilisés utilisés comme surfaces de roulement pour les chaussées non revêtues* (Université Laval, Québec, Canada).
- Perraton, D. (2013). *Notes de cours CTN-404 Science et technologie des matériaux*. Montréal, Québec, Canada: École de technologie supérieure.
- Pouliot, N., Savard, Y., De Blois, K., & Boutonnet, M. (2004). *Comportement de fondations stabilisées au ciment et au bitume dans un climat froid*. Québec, Québec, Canada: Ministère des transport du Québec.
- Rioux, N., Savard, Y., & St-Laurent, D. (2010). *Guide de planification et de réalisation des études de reconnaissance de sols*. Québec, Québec: Gouvernement du Québec.

- Rouquès, G., & Caniard, L. (1975). *Gel et dégel des chaussées*. Paris, France: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Rukhsana, L. (2014). *Statistical Sample Size for Quality Control Programs of Cement-Based Solidification Stabilization* (Dalhousie University, Halifax, Nova Scotia, Canada).
- SAAQ. (2017). *Bilan 2016 - Dossier statistique: accidents, parc automobile et permis de conduire*. Québec, Québec: Société de l'assurance automobile du Québec.
- Sariosseiri, F. (2008). *Critical State Framework for Interpretation of Geotechnical Properties of Cement Treated Soils* (Washington State University, Pullman, Washington State, États-Unis). (3370419).
- Sasanian, S. (2011). *The Behaviour of Cement Stabilized Clay At High Water Contents* (University of Western Ontario, London, Ontario, Canada).
- Smith, B. S. (2006). *Design and Construction of Pavements in Cold Regions: State of the Practice* (Brigham Young University, Provo, Utah, États-Unis).
- Smith, T., Barnes, L. C., & Zupko, S. (2014). *The Use of Engineered Soils in Canada* présentée à Green Technologies - Innovation to Implementation and Evaluation Session, Montréal, Canada.
- Sobhan, K., & Das, B. M. (2007). Durability of Soil-Cements against Fatigue Fracture. *Journal of Materials in civil engineering*, 19(1), 26-32. doi: doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:1(26). Repéré à <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290899-1561%282007%2919%3A1%2826%29>
- Szymkiewicz, F. (2013). *Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment* (Université Paris-Est, Paris, France).
- Thébeau, D. (2000). Retraitement en place de la chaussée et stabilisation au ciment sur le chemin Benoît. *Revue Routes et Transports*, 29(1), 28-30.
- Tremblay, H. (1998). *Amélioration mécanique et prédiction de la compressibilité des sols fins du Québec* (Université Laval, Québec, Québec, Canada).
- USACE. (2004). Soil Stabilization for Pavements. In U. A. C. o. Engineers (Éd.), *Unified Facilities Criteria (UFC)*. Washington DC, États-Unis: US Army.
- USDA. (2017). Soil Texture Calculator. Repéré à https://www.nrcs.usda.gov/wps/portal/nrcs/detail/soils/survey/?cid=nrcs142p2_054167

- Wen, H., Muhunthan, B., Wang, J., Li, X., Edil, T., & Tinjum, J. M. (2014). *Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis*. Washington DC, États-Unis: National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
- Yeo, Y. S., & Nikraz, H. (2011). Cement Stabilization of Road Base Course a Chronological Development in Western Australia. *Australian Geomechanics*, 46(3), 10.
- Zhang, Y., Johnson, A. E., & White, D. J. (2016). Laboratory freeze–thaw assessment of cement, fly ash, and fiber stabilized pavement foundation materials. *Cold Regions Science and Technology*, 122, 50-57. doi: 10.1016/j.coldregions.2015.11.005

[Clicours.COM](https://www.clicours.com)