



UNIVERSITÉ DE
SHERBROOKE

Étude de la durabilité au gel-dégel et de la résistance à l'écaillage de bétons de type V-S fabriqués avec des liants ternaires

Présentée à :

M. Alain Hovington, ing.

Ministère des Transports du Québec
Service des matériaux d'infrastructures
Direction du laboratoire des chaussées

Dossier : 4502-13-RA04

Activité : R758.1

Rédigé par :

Richard Gagné, ing. Ph.D

Olivier Bonneau, Ph.D.

Régis Bouchard, M.Sc.A

Pierre-Olivier Morin-Morissette, M.Sc.A

Département de génie civil
Université de Sherbrooke

Février 2017

(Version 2.0)



STRUCTURE DU CONTENU DU RAPPORT

Partie I Introduction

Partie II Durabilité aux cycles de gel-dégel de bétons fabriqués avec des liants binaires et ternaires

Partie III Étude de la durabilité à l'écaillage au sel fondant des bétons avec liant ternaire

Partie IV Données complémentaires in situ pour des structures réalisées avec des bétons de type v-s contenant des ciments ternaires

Partie V Conclusion

Partie VI Annexes

PARTIE I

INTRODUCTION

Cette étude, réalisée au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke, découle du contrat de recherche R758.1 octroyé le 11 février 2014 par la Direction du laboratoire des chaussées - Service des matériaux d'infrastructures du Ministère des Transports du Québec. Le titre du contrat est : *Recommandations sur la limite du facteur d'espacement, la température critique lors de l'hydratation du ciment et la résistance à l'écaillage du béton des ouvrages d'art.*

Ce rapport présente les résultats de travaux de recherche portant sur les volets *recommandations sur la limite du facteur d'espacement* et sur la *résistance à l'écaillage du béton des ouvrages d'art*. Ces deux volets du contrat de recherche ont été sous la supervision du Pr Richard Gagné, ing. Ph. D. du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke.

Les recommandations sur la *température critique lors de l'hydratation du ciment* font l'objet d'un autre rapport. Ce volet du contrat de recherche a été sous la supervision du Pr Arezki Tagnit-Hamou, ing. Ph. D. du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke.

Ce rapport est constitué de 5 parties identifiées par des chiffres romains. Les parties II, III et IV présentent l'essentiel du contenu technique de l'étude.

- La partie II - *Durabilité aux cycles de gel-dégel de bétons fabriqués avec des liants binaires et ternaires* a été réalisée dans le cadre du projet de maîtrise de M. Régis Bouchard qui a effectué ses essais au sein du CRIB-Sherbrooke du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke.
- La partie III - *Étude de la durabilité à l'écaillage au sel fondant des bétons avec liant ternaire* a été réalisée dans le cadre du projet de maîtrise de M. Pierre-Olivier Morin-Morissette qui a effectué ses essais au sein du CRIB-Sherbrooke du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke.
- La partie IV - *Données complémentaires in situ pour des structures réalisées avec des bétons de type V-S contenant des ciments ternaires* a été réalisée sous la supervision de M. Olivier Bonneau, Ph. D. qui a planifié et coordonné les travaux en chantier. M. Bonneau a aussi analysé et rédigé cette partie du rapport.

La rédaction de ces trois parties a été effectuée et organisée pour les rendre indépendantes les unes des autres. C'est-à-dire que chacune de ces trois parties peut comporter une introduction, une revue de la littérature, des objectifs, une méthodologie, une analyse et des conclusions et recommandations

spécifiques. Elles peuvent donc être lues et comprises sans qu'il soit nécessaire de lire les autres parties de ce rapport. Les parties II (gel-dégel) et III (écaillage) ont cependant en commun les matériaux utilisés pour fabriquer les bétons en laboratoires. Pour ces deux parties, les mêmes liants, les mêmes granulats et les mêmes adjuvants ont été utilisés.

Dans ce rapport, tous les matériaux ont été identifiés de manière générique, c'est-à-dire sans faire référence à un fabricant ou à une marque de commerce. Ils sont identifiés par des lettres, des acronymes ou des numéros. Pour faciliter l'analyse des résultats, la composition chimique ou certaines caractéristiques de composition des matériaux ont été indiquées dans ce rapport. Les noms commerciaux et les sources des matériaux utilisés pour les parties II, à IV sont indiqués dans un document séparé qui n'est pas inclus dans ce rapport.

La partie IV porte sur des mesures et des essais réalisés lors de six chantiers utilisant des liants ternaires ayant été utilisés aussi pour les Parties II et III. Les chantiers sont identifiés par des numéros de 1 à 6. Les essais et prélèvements in situ ont été effectués dans le cadre de la construction de six ouvrages réels. Les noms des ouvrages, et les noms commerciaux des matériaux et des adjuvants ne sont pas indiqués dans ce rapport. Ils apparaissent dans un document séparé qui n'est pas inclus dans ce rapport.

Les auteurs de ce rapport tiennent à remercier le personnel technique du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke pour leur participation à l'organisation et à la réalisation du programme expérimental en laboratoire et en chantier. Ils souhaitent notamment remercier M. Rajko Vojnovic qui a réalisé les essais et les mesures de la durabilité au gel-dégel et l'écaillage et Mme Ghislaine Luc qui a mesuré les caractéristiques du réseau de bulles d'air des bétons durcis.

PARTIE II

DURABILITÉ AUX CYCLES DE GEL-DÉGEL DE BÉTONS FABRIQUÉS AVEC DES LIANTS BINAIRES ET TERNAIRES

Résumé

La dégradation du béton associée à l'exposition en ambiance hivernale rigoureuse est une problématique connue en Amérique du Nord en raison de la sévérité du climat en période hivernale. Un des types de dégradation, la fissuration interne, se manifeste par l'apparition d'une intense microfissuration du béton en surface, mais aussi à l'intérieur de la masse. Celle-ci peut conduire à une perte de cohésion du matériau, réduisant ses caractéristiques mécaniques et sa perméabilité. Dans un souci de développement durable et de recherche performancielle, des liants ternaires, comprenant des ajouts minéraux autre que la fumée de silice ont été développés. Les études scientifiques portant sur l'influence du facteur d'espacement à ce type de dégradation sont peu nombreuses, voire inexistantes. Il est par conséquent important de vérifier si les spécifications actuelles permettent d'assurer la confection d'un matériau durable au gel.

Dans cette partie du document, nous avons étudié l'influence du facteur d'espacement, du paramètre E/L, de l'influence du type de superplastifiant et d'un granulat marginal sur la résistance à la fissuration interne des bétons en utilisant l'essai accéléré normalisé ASTM C666, procédure A lors de l'utilisation de liants ternaires.

Une grande partie de cette recherche a porté sur l'étude de la relation entre le facteur d'espacement et la tenue aux cycles gel-dégel des bétons. Le projet est divisé en 4 phases, la première a permis de déterminer un intervalle contenant le facteur d'espacement critique pour chacun des liants étudiés. Il est ainsi établi qu'il est nécessaire d'avoir un facteur d'espacement inférieur à 340 μm pour assurer la durabilité au gel-dégel des bétons V-S formulés à partir de liants ternaires. La deuxième phase a montré que le type de superplastifiant n'influe pas sur le facteur d'espacement critique, mais change les caractéristiques du réseau d'air à l'état frais. La troisième phase a porté sur l'analyse de l'influence d'une variation du rapport E/L sur la durabilité au gel-dégel. Il en résulte qu'une variation dans les limites permises n'a pas d'incidence sur le facteur d'espacement critique tant que les hypothèses restent dans l'intervalle prescrit par le tome VII de la norme 3101. La dernière et quatrième phase a permis de montrer que le granulat marginal sélectionné n'a pas d'incidence particulière sur la résistance à la fissuration interne causée par les cycles répétés de gel-dégel.

PARTIE II DURABILITÉ AUX CYCLES DE GEL-DÉGEL DE BÉTONS FABRIQUÉS AVEC DES LIANTS BINAIRES ET TERNAIRES

II-1	INTRODUCTION.....	II.9
II-2	ÉTAT DE L'ART.....	II.10
II-2.1	LA GÉLIVITÉ DE L'EAU DANS LA PÂTE DE CIMENT.....	II.10
II-2.1.1	Porosité interne de la pâte de ciment.....	II.10
II-2.1.2	Température de fusion de la glace.....	II.10
II-2.1.3	L'influence du rapport E/L sur la porosité.....	II.11
II-2.1.4	Le degré de saturation de la pâte.....	II.12
II-2.1.5	L'influence du mûrissement.....	II.12
II-2.2	LES MODÈLES DE PRESSIONS ENGENDRÉES PAR LES MOUVEMENTS D'EAU DANS LA PÂTE.....	II.13
II-2.2.1	Pressions hydrauliques.....	II.13
II-2.2.2	Pressions osmotiques.....	II.13
II-2.3	LE RÉSEAU DE BULLES D'AIR.....	II.14
II-2.3.1	Le facteur d'espacement.....	II.14
II-2.3.2	Le facteur d'espacement critique.....	II.14
II-2.3.3	Le volume d'air dans le béton frais.....	II.15
II-2.4	LES ADDITIONS MINÉRALES ET LA DURABILITÉ AU GEL.....	II.16
II-2.4.1	La fumée de silice.....	II.16
II-2.4.2	Les laitiers de hauts fourneaux.....	II.17
II-2.4.2.1	Influence sur le réseau d'air.....	II.18
II-2.4.3	Les cendres volantes.....	II.18
II-2.4.3.1	Influence sur le réseau d'air.....	II.19
II-2.5	L'AMBIANCE HIVERNALE RIGOREUSE EN LABORATOIRE.....	II.20
II-2.5.1	Simplification théorique de distribution des bulles d'air.....	II.20
II-2.5.2	Observation du réseau de bulles d'air.....	II.21
II-2.6	HYPOTHÈSES.....	II.22
II-3	BUT DE LA RECHERCHE ET METHODOLOGIE.....	II.22
II-3.1	CONTEXTE, PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIF DE RECHERCHE.....	II.22
II-3.1.1	Contexte et problématique.....	II.22
II-3.2	OBJECTIF GÉNÉRAL ET OBJECTIFS SPÉCIFIQUES.....	II.23
II-3.3	MÉTHODOLOGIE.....	II.23
II-3.3.1	Hypothèses et justifications.....	II.23
II-3.3.2	Choix des paramètres à étudier.....	II.24
II-3.3.3	Procédures expérimentales.....	II.24
II-3.3.4	Essais et normes utilisées dans le cadre du projet.....	II.26
II-3.3.4.1	Caractéristiques des bétons à l'état frais.....	II.26
II-3.3.4.2	Caractéristiques des bétons à l'état durcis.....	II.26
II-3.3.4.3	Procédure de l'essai de gel-dégel en laboratoire.....	II.27
II-3.3.4.4	Les techniques d'évaluation de la dégradation.....	II.27
II-4	MATERIAUX ET PROCEDURES EXPERIMENTALES.....	II.30
II-4.1	LIANTS.....	II.30
II-4.2	ADJUVANTS.....	II.30
II-4.3	GRANULAT FIN.....	II.30

II-4.4	GROS GRANULATS	II.31
II-4.4.1	Gros granulat de référence	II.32
II-4.4.2	Gros granulat marginal.....	II.34
II-4.5	MÉLANGES ET PROCÉDURE DE GÂCHAGE	II.35
II-4.5.1	Procédure de gâchage.....	II.35
II-4.5.2	Échantillonnage.....	II.36
II-4.5.3	Mûrissement	II.36
II-4.5.4	Formulations.....	II.36
II-4.5.4.1	Phase 1	II.36
II-4.5.4.2	Phase 2	II.41
II-4.5.4.3	Phase 3	II.43
II-4.5.4.4	Phase 4	II.44
II-5	PRESENTATION DES RESULTATS	II.45
II-5.1	INTRODUCTION.....	II.45
II-5.2	RÉSISTANCES À LA COMPRESSION ET CARACTÉRISATION DU RÉSEAU DES BULLES D’AIR	II.46
II-5.2.1	Résistance à la compression	II.46
II-5.2.1.1	Phase 1- Liants A, B, C et D et dosages variables en agent entraîneur d’air	II.46
II-5.2.1.2	Phase 2 – Liant C et superplastifiant de type polycarboxylates	II.48
II-5.2.1.3	Phase 3 – Liant C et formulation avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible....	II.49
II-5.2.1.4	Phase 4 – Liant C et utilisation d’un gros granulat marginal	II.50
II-5.2.2	Caractérisation du réseau de bulles d’air.....	II.51
II-5.2.2.1	Phase 1 – Liants A, B, C et D et dosages variables en agent entraîneur d’air	II.51
II-5.2.2.2	Phase 2 – Bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP	II.56
II-5.2.2.3	Phase 3 – Bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant.....	II.57
II-5.2.2.4	Phase 4 – Bétons fabriqués avec le liant C avec l’utilisation d’un gros granulat marginal.....	II.58
II-5.3	ESSAIS DE GEL-DÉGEL	II.59
II-5.3.1	Phase 1	II.59
II-5.3.1.1	Liant A.....	II.59
II-5.3.1.2	Liant B.....	II.61
II-5.3.1.3	Liant C.....	II.62
II-5.3.1.4	Liant D	II.64
II-5.3.2	Phase 2 – Liant C et superplastifiant à base de PCP	II.65
II-5.3.3	Phase 3 – Liant C et formulation avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible.....	II.66
II-5.3.4	Phase 4 – Liant C et utilisation d’un gros granulat marginal	II.67
II-6	DISCUSSION DES RESULTATS	II.69
II-6.1	RELATION ENTRE LE DOSAGE EN AGENT ENTRAINEUR D’AIR ET LE VOLUME D’AIR.....	II.69
II-6.2	INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DES CYCLES DE GEL-DÉGEL	II.70
II-6.2.1	Bétons fabriqués avec le liant A (phase 1	II.70
II-6.2.2	Bétons fabriqués avec le liant B (phase 1)	II.72
II-6.2.3	Bétons fabriqués avec le liant C (phase 1)	II.73
II-6.2.4	Bétons fabriqués avec le liant D (phase 1).....	II.75
II-6.2.5	Bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP (phase 2)	II.76

II-6.2.6 Bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant (phase 3).....	II.78
II-6.2.7 Bétons fabriqués avec le liant C et un gros granulat marginal (phase 4)	II.79
II-6.3 RELATION ENTRE LE RÉSEAU D’AIR ET LA RÉSISTANCE AU GEL-DÉGEL.....	II.81
II-6.4 ANALYSE DES FACTEURS D’ESPACEMENTS CRITIQUES.....	II.83
II-7 CONCLUSION	II.86
II-8 REFERENCES.....	II.90

PARTIE II Liste des figures

Figure II-1	Échelle des pores présents habituellement dans une pâte de ciment hydraté [4]	II.10
Figure II-2	Point de fusion de la glace en fonction de la taille des pores de la pâte de ciment durci [2]	II.11
Figure II-3	Influence du rapport E/C sur la porosité de la pâte de ciment durci [5]	II.11
Figure II-4	Influence du degré de saturation d'un béton sur sa résistance au gel [6]	II.12
Figure II-5	Représentation schématique du modèle des pressions osmotiques [10].....	II.14
Figure II-6	Détermination du facteur d'espacement critique à partir du graphe Facteur d'espacement – Durabilité [10]	II.15
Figure II-7	Relation entre le volume d'air du béton à l'état frais et le facteur d'espacement [14]	II.16
Figure II-8	Réseaux de bulles d'air obtenus partir de la norme EN 480-11 – CEM I 42,5R + AEA (a), CEM II/B-S 42,5N (b), CEM III/A 42,5N-HSR/NA +AEA (c), béton de référence sans AEA (d).....	II.18
Figure II-9	Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement pour un béton formulé à partir d'un ciment 50% GU et 50% Cendres volantes [20].....	II.19
Figure II-10	Diagramme illustrant l'absence de corrélation entre le %LOI et le dosage critique du Foam Index test [26]	II.20
Figure II-11	Illustration des différentes méthodes de mesure du facteur d'espacement [10].....	II.21
Figure II-12	Représentation schématique du plan de recherche	II.26
Figure II-13	Coffres réfrigérés utilisés dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke : vue de l'extérieur a) et vue intérieure b)	II.27
Figure II-14	Appareil de test ultrasonique utilisé au laboratoire de l'Université de Sherbrooke	II.28
Figure II-15	Appareil de mesure d'allongement utilisé dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke.....	II.29
Figure II-16	Granulométrie au cours du projet des gros granulats combinés	II.33
Figure II-17	Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1.....	II.47
Figure II-18	Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1.....	II.47
Figure II-19	Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1.....	II.48
Figure II-20	Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1.....	II.48
Figure II-21	Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant C et superplastifiant à base de polycarboxylates – Phase 2.....	II.49
Figure II-22	Résistance à la compression des éprouvettes des bétons fabriqués avec liant C avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible – Phase 3	II.50
Figure II-23	Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant C et le gros granulat marginal – Phase 4	II.50
Figure II-24	Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1	II.51
Figure II-25	Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1	II.52
Figure II-26	Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1.....	II.52
Figure II-27	Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1.....	II.53
Figure II-28	Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1.....	II.54
Figure II-29	nfluence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1.....	II.54
Figure II-30	Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1	II.55
Figure II-31	Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1	II.56

Figure II-32. Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP – Phase 2	II.56
Figure II-33 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP – Phase 2.....	II.57
Figure II-34 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur en liant de 365 kg/m ³ – Phase 3.....	II.58
Figure II-35 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4	II.58
Figure II-36 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4	II.59
Figure II-37 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1	II.60
Figure II-38 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1	II.61
Figure II-39 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1	II.61
Figure II-40 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1	II.62
Figure II-41 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1	II.63
Figure II-42 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1	II.63
Figure II-43 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1	II.64
Figure II-44 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1.....	II.65
Figure II-45 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP – Phase 2	II.65
Figure II-46 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP– Phase 2	II.66
Figure II-47 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible – Phase 3.....	II.67
Figure II-48 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible – Phase 3	II.67
Figure II-49 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4	II.68
Figure II-50 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4.....	II.68
Figure II-51 Volume d'air à l'état frais en fonction du dosage en AEA des bétons fabriqués dans la phase 1.....	II.69
Figure II-52 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant A– Phase 1	II.71
Figure II-53 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant A– Phase 1	II.71
Figure II-54 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B– Phase 1	II.72
Figure II-55 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1.....	II.73
Figure II-56 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués	

	avec le liant C– Phase 1	II.74
Figure II-57	Facteur de durabilité en fonction du facteur d’espacement des bétons fabriqués avec le liant C– Phase 1	II.74
Figure II-58	Déformation finale en fonction du facteur d’espacement des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1	II.75
Figure II-59	Facteur de durabilité en fonction du facteur d’espacement des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1	II.76
Figure II-60	Déformation finale en fonction du facteur d’espacement des bétons fabriqués avec le liant C et superplastifiant à base de polycarboxylates – Phase 2	II.77
Figure II-61	Facteur de durabilité des bétons fabriqués avec le liant C et superplastifiant à base de polycarboxylates – Phase 2	II.77
Figure II-62	Déformation finale en fonction du facteur d’espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant - Phase 3	II.78
Figure II-63	Facteur de durabilité des bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant – Phase 3	II.79
Figure II-64	Déformation finale en fonction du facteur d’espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec l’utilisation d’un gros granulat marginal – Phase 4	II.80
Figure II-65	Facteur de durabilité des bétons fabriqués avec le liant C avec l’utilisation d’un gros granulat marginal – Phase 4	II.80
Figure II-66	Durabilité du béton en fonction du facteur d’espacement et du dosage en AEA pour les phases 1 et 2	II.82
Figure II-67	Durabilité du béton en fonction du facteur d’espacement et du volume d’air pour les phases 1 et 2	II.83

PARTIE II Liste des tableaux

Tableau II-1	Influence de la durée de cure sur des mélanges cimentaires de cendres volantes et de fumée de silice (tiré de Radlinski [8]).....	II.13
Tableau II-2	Influence du rapport E/C et de la fumée de silice sur le facteur d'espacement critique	II.17
Tableau II-3	Hypothèses de formulations des bétons confectionnés dans le cadre de la recherche	II.23
Tableau II-4	Liants utilisés	II.30
Tableau II-5	Granulométrie, module de finesse, densité et absorption du granulat fin utilisé.....	II.31
Tableau II-6	Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence utilisé.....	II.32
Tableau II-7	Proportions de gros granulats de référence utilisés au cours du projet.....	II.33
Tableau II-8	Résultats du test micro-Deval pour le granulat de référence	II.34
Tableau II-9	Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat de référence	II.34
Tableau II-10	Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence	II.34
Tableau II-11	Résultats du test micro-Deval pour le granulat marginal.....	II.35
Tableau II-12	Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat marginal.....	II.35
Tableau II-13	Formulation des bétons de la phase 1 - Liant A	II.37
Tableau II-14	Formulation des bétons de la phase 1 - Liant B	II.38
Tableau II-15	Formulation des bétons de la phase 1 - Liant C	II.40
Tableau II-16	Formulation des bétons de la phase 1 - Liant D	II.41
Tableau II-17	Formulation des bétons de la phase 2	II.42
Tableau II-18	Formulation des bétons de la phase 3	II.44
Tableau II-19	Formulation des bétons de la phase 4	II.45
Tableau II-20	Facteurs d'espacement critiques pour différents liants et différents rapports E/L.....	II.85

PARTIE II Liste des équations

Équation II-1	Calcul des paramètres du réseau d'air d'une plaque de béton polie.....	II.22
Équation II-2	Calcul du module relatif d'élasticité dynamique	II.28

PARTIE II Liste de acronymes et des symboles

AEA :	Agent Entraîneur d'Air
GU :	General Use
GUb-SF :	General Use blended with Silicate Fume
GUb-F/SF :	General Use blended with Fly ash and Silicate Fume
GUb-S/SF :	General Use blended with Slag and Silicate Fume
\bar{L} :	Facteur d'espacement
\bar{L}_{crit} :	Facteur d'espacement critique
PCP ou PC :	Polycarboxylate (Polycarboxylate Poly)
PNS :	Polynaphtalènes Sulfonates
SP :	Superplastifiant

II-1 INTRODUCTION

La détérioration du béton associée à l'exposition au gel-dégel est une problématique importante en Amérique du Nord et est peut-être à l'origine de dégradations importantes si elle conduit à la corrosion des aciers. Des recherches menées dans le milieu du XX^e siècle se sont penchées sur cette problématique, il est apparu que la résistance d'un béton exposé en ambiance hivernale rigoureuse dépend de la qualité de son réseau de bulles d'air [1]. Par ailleurs, dans un souci de développement durable et de recherche performancielle, des liants ternaires, comprenant des ajouts minéraux en plus de la fumée de silice, ont été développés. Ces liants modernes présentent des comportements différents. Ainsi, des recherches sont menées afin de relier les caractéristiques des bétons formulés avec de tels liants, à leur durabilité.

La fissuration interne du béton causée par une exposition du matériau à des cycles de gel et de dégel se manifeste par une intense fissuration de la pâte de ciment. A un stade avancé de la dégradation, il est possible d'observer une perte de cohésion pâte-granulat. Ce mécanisme peut alors conduire à la ruine d'un ouvrage en affectant les résistances du matériau, ou en diminuant la perméabilité, augmentant ainsi les risques de corrosion des armatures [2]. Afin d'évaluer la qualité du réseau de bulles d'air d'un béton, certains paramètres ont été définis. Parmi eux, le facteur d'espacement semble être celui qui joue le rôle prépondérant dans la protection au gel-dégel [3]. Il est donc important de connaître le facteur d'espacement limite assurant la durabilité du matériau exposé à un environnement hivernal rigoureux.

Ce projet de recherche se penche sur la détermination du facteur d'espacement critique pour des ciments ternaires en considérant des hypothèses de formulation utilisées de nos jours par les fabricants de béton pour la construction d'ouvrages d'art. Dans un premier chapitre, un état de l'art est présenté. Celui-ci regroupe des résultats issus d'études sur le phénomène de gel-dégel et la relation entre le facteur d'espacement et la résistance des bétons soumis à cette contrainte environnementale. Dans un deuxième chapitre, l'objectif, le contexte ainsi que la méthodologie de la recherche sont exposés afin de connaître le champ de l'étude. Dans le troisième et quatrième chapitre, les résultats de cette maîtrise de type « recherche » ainsi que leur interprétation sont mis en avant.

II-2 ÉTAT DE L'ART

II-2.1 LA GÉLIVITÉ DE L'EAU DANS LA PÂTE DE CIMENT

L'eau se trouve sous ses trois états, solide, liquide et gazeux dans la pâte de ciment. L'eau qui est sous forme liquide dans la porosité est celle qui est susceptible de causer le plus de détérioration en raison des pressions qu'elle génère dans la pâte.

II-2.1.1 Porosité interne de la pâte de ciment

L'eau liquide peut se trouver dans les pores de la pâte décrits dans la Figure II-1. Les plus gros pores sont les vides d'air entrappé, rarement saturés, dont la dimension est de l'ordre du mm. On trouve ensuite les bulles d'air entraîné, sphériques, dont le diamètre varie de 10 μm à 1mm. On trouve ensuite les pores capillaires, 0,01 μm à 5 μm . Et enfin les pores de gel de C-S-H dont la dimension est inférieure à 40 Å.

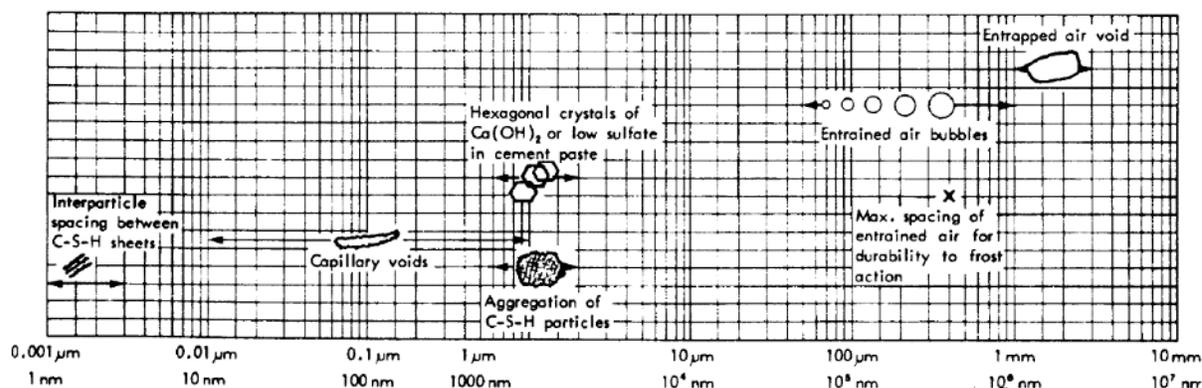


Figure II-1 Échelle des pores présents habituellement dans une pâte de ciment hydraté [4]

L'eau est dite « libre » dans les bulles d'air entraîné et dans les bulles d'air entrappé, c'est-à-dire qu'elle n'est pas soumise à des tensions de surface. L'eau contenue dans les pores capillaires est quant à elle « non libre », le diamètre des pores est tel qu'il retient l'eau par capillarité. On trouve enfin l'eau combinée chimiquement aux cristaux de C-S-H ainsi que l'eau piégée entre les feuillets de C-S-H.

II-2.1.2 Température de fusion de la glace

La quantité d'eau gelable d'une pâte de ciment durci dépend de la taille des pores. La Figure II-2 montre que plus le pore est petit et plus la température de fusion de la glace sera faible. L'eau contenue dans les pores allant de l'air entrappé aux pores capillaires est qualifiée de gelable. L'eau contenue dans les gels de C-S-H est qualifiée de non gelable en raison de la température de cristallisation atteignant -78°C .

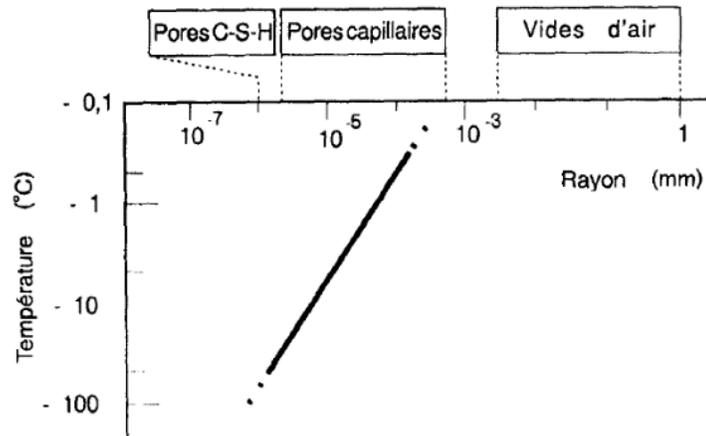


Figure II-2 Point de fusion de la glace en fonction de la taille des pores de la pâte de ciment durci [2]

L'eau contenue dans la pâte de ciment gèle dans les vides les plus gros jusqu'aux pores capillaires au fur et à mesure que la température s'abaisse sous 0°C. On en déduit alors, que plus les pores capillaires sont fins et moins l'eau libre a de risque de geler, et donc de causer des désordres dus aux cycles de gel-dégel.

II-2.1.3 L'influence du rapport E/L sur la porosité

Le rapport E/L est directement lié à la porosité de la pâte de ciment durci. Ce rapport détermine l'espace initial entre les grains de ciments anhydres en suspension dans l'eau de gâchage.

La Figure II-3 montre que les grains de ciment sont d'autant plus rapprochés que le rapport E/C est faible. Par conséquent, les espaces entre les grains sont plus susceptibles d'être comblés par des produits d'hydratation.

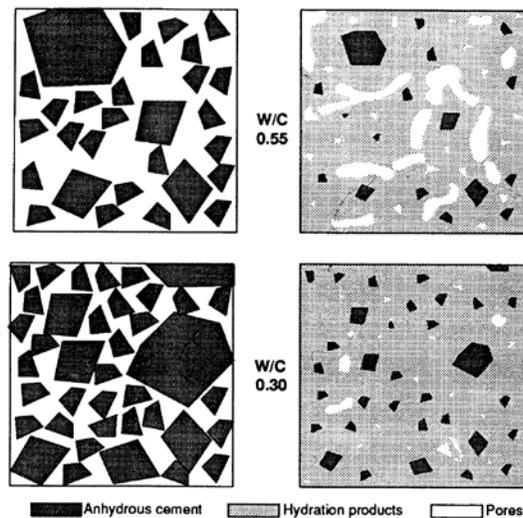


Figure II-3 Influence du rapport E/C sur la porosité de la pâte de ciment durci [5]

II-2.1.4 Le degré de saturation de la pâte

Une des principales causes de détérioration due au gel-dégel, est la saturation en eau de la pâte. Une étude a montré que des bétons présentant un degré de saturation supérieur à 90% étaient plus enclins à avoir une faible résistance au gel-dégel. [6]. La Figure II-4 montre qu'il existe un degré de saturation critique d'environ 90% qui sépare les bétons durables au gel-dégel des bétons non durables au gel-dégel.

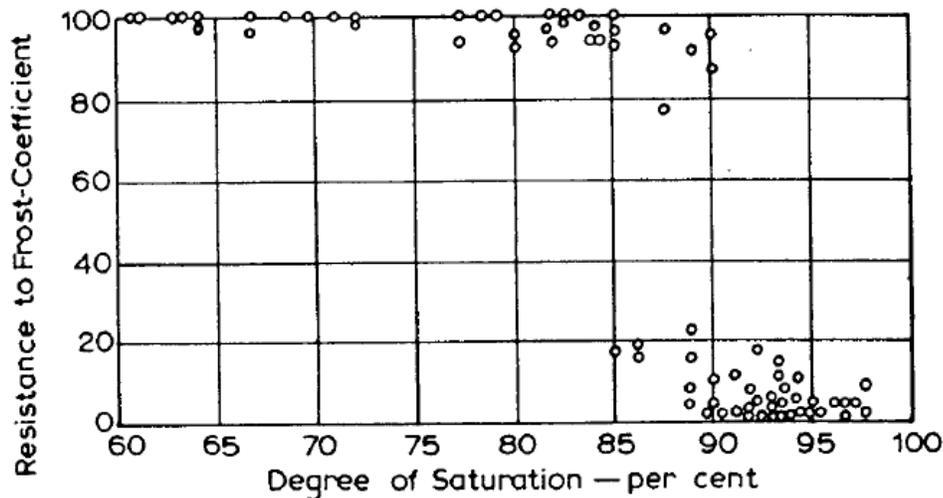


Figure II-4 Influence du degré de saturation d'un béton sur sa résistance au gel [6]

Les travaux de Popic [7] ont montré qu'il n'y a pas de relation directe entre le degré de saturation et le comportement au gel dans des bétons sans air entraîné : Les bétons scellés et non saturés pendant les cycles de gel-dégel offrent une excellente durabilité. Néanmoins, des éprouvettes saturées puis scellées sont en mesure d'offrir une excellente durabilité. La conclusion de cette étude est que la dégradation de l'éprouvette au gel est causée par l'apport d'eau extérieur lors des cycles. [7]

II-2.1.5 L'influence du mûrissement

On pourrait penser qu'allonger la période de cure en chambre humide pourrait augmenter les résistances en gel-dégel des bétons formulés à partir de ciments contenant des cendres volantes puisque leur résistance en traction augmente elle aussi sur cette période. Cependant, une étude a montré qu'il n'y avait pas de relation directe entre le facteur de durabilité au gel-dégel (FD) et l'allongement de la durée de cure en chambre humide de 14 à 56 jours pour des bétons à air entraîné (5,0% à 8,5% d'air) formulés avec des cendres volantes [8]. Il est même possible de remarquer une diminution de la durabilité des bétons contenant des ajouts cimentaires lors de l'allongement de la période de cure (Tableau II-1). La durabilité de ces bétons est d'autant plus faible à 56 jours de cure humide que le pourcentage en ajout cimentaire est important [8]. Ce phénomène pourrait être dû à la diminution de la porosité de la pâte lors du mûrissement qui accroît les pressions hydrauliques lors des périodes de gel-dégel.

Tableau II-1 Influence de la durée de cure sur des mélanges cimentaires de cendres volantes et de fumée de silice (tiré de Radlinski [8])

Mélange		Facteur de durabilité (%)	
Cendres volantes	Fumée de silice	14 jours de cure	56 jours de cure
20 %	5 %	56	64
20 %	7 %	67	46
30 %	5 %	51	40
30 %	7 %	67	35

De même, Cohen [9] a montré que la durée de cure (7, 14, 21 et 56 jours) pour des bétons à air entraîné formulés à partir de ciment d'usage général, mais avec des rapports E/C de 0,35, n'influe pas sur la résistance au gel-dégel.

II-2.2 LES MODÈLES DE PRESSIONS ENGENDRÉES PAR LES MOUVEMENTS D'EAU DANS LA PÂTE

II-2.2.1 Pressions hydrauliques

Les pressions les plus importantes exercées dans les pâtes de ciment durci sont les pressions hydrauliques. Lorsque l'eau commence à geler, son volume augmente, et ainsi, de l'eau liquide est expulsée dans la pâte avoisinante. La quantité d'eau expulsée dépend de la température finale, de la taille du pore, de sa saturation en eau ainsi que de la perméabilité de la pâte. Cependant, la vitesse de refroidissement est le paramètre principal déterminant la résistance ou non de la pâte au voisinage de la bulle d'air. Powers a pu établir un lien entre la distance maximale que l'eau peut parcourir sans qu'il y ait rupture [1]. Il a montré que le \bar{L}_{crit} est proportionnel à :

- R : vitesse de refroidissement
- K : coefficient de perméabilité de la pâte de ciment
- U : quantité d'eau gelable lorsque la température s'abaisse de 1°C
- σ_t : résistance à la traction de la pâte

II-2.2.2 Pressions osmotiques

L'eau gèle tout d'abord dans les gros pores lorsque la température s'abaisse. Les pressions hydrauliques expliquent le fait que l'eau migre des plus gros pores vers les pores dont le diamètre est le plus faible. Néanmoins, un autre phénomène provoque des mouvements d'eau dans la pâte, et par conséquent la création des nouvelles pressions. Lorsque le béton est exposé à des ions, notamment lors de l'utilisation de sels de déverglaçage, et que la température s'abaisse suffisamment, l'eau gèle dans les pores les plus gros. La glace formée est composée uniquement d'eau pure et la solution liquide restante est alors plus concentrée en ions. La différence de concentration entre l'eau des gros pores et l'eau des pores capillaires induit des mouvements d'eau dans la pâte des pores les plus petits vers les pores les plus gros (Figure II-5). [2]

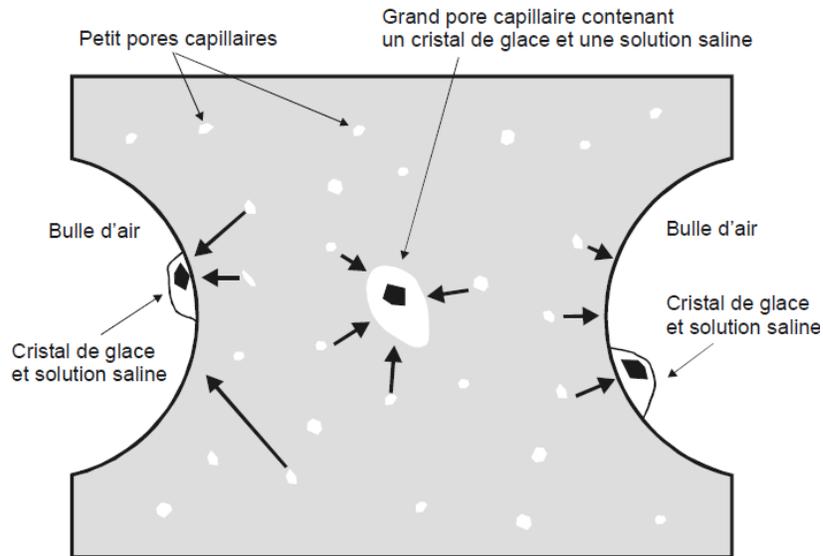


Figure II-5 Représentation schématique du modèle des pressions osmotiques [10]

Ce phénomène est considéré lors de l'étude de l'écaillage, car la concentration en sel est bien plus importante en surface que dans le reste du matériau. Pour l'étude de la fissuration interne, les pressions osmotiques ne sont pas considérées étant donné leur influence mineure.

II-2.3 LE RÉSEAU DE BULLES D'AIR

II-2.3.1 Le facteur d'espacement

Le facteur d'espacement des bulles d'air, noté \bar{L} , a pu être défini suite aux travaux de Powers comme la demi-distance moyenne séparant 2 bulles d'air [1]. Il est ainsi mesuré à l'aide de la méthode normalisée ASTM C-457 en tant que demi-distance moyenne entre les bulles d'air de la pâte observée, [2], [3].

II-2.3.2 Le facteur d'espacement critique

Le facteur d'espacement critique, noté \bar{L}_{crit} , est défini comme étant la valeur limite du facteur d'espacement au-dessus de laquelle le béton n'est pas durable lorsqu'exposé à une ambiance hivernale rigoureuse. En effet, la résistance au gel-dégel ne décroît pas progressivement, mais chute brutalement lorsqu'on dépasse cette valeur critique (Figure II-6).

La détermination de cette valeur repose sur un travail expérimental qui nécessite la confection de plusieurs bétons de même composition, mais dont le facteur d'espacement varie. En plus de donner une indication sur l'espacement à respecter entre les bulles d'air, il permet de classer les bétons entre eux ou déterminer l'influence de certains paramètres sur le comportement au gel-dégel (rapport E/C, type de granulats, additions minérales). En effet, un béton ayant un \bar{L}_{crit} plus faible qu'un autre nécessitera une meilleure répartition des bulles d'air. [2]

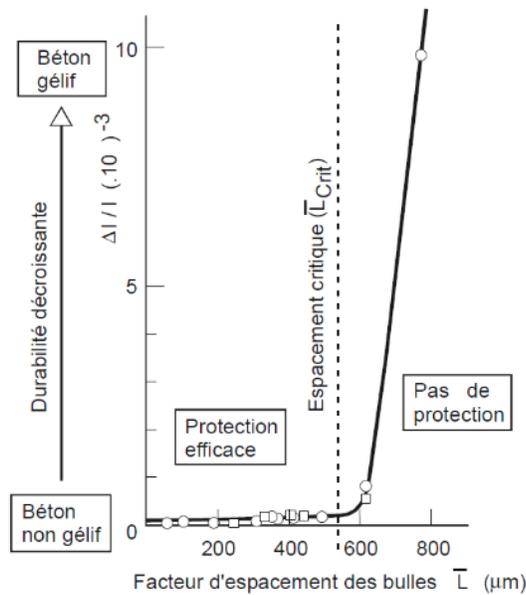


Figure II-6 Détermination du facteur d'espacement critique à partir du graphe Facteur d'espacement – Durabilité [10]

Comme vu précédemment, le facteur d'espacement critique dépend de plusieurs facteurs. Les plus déterminants sont : la perméabilité de la pâte, la résistance mécanique, le degré d'hydratation et de saturation en eau.

Dans la littérature, différentes valeurs de facteur d'espacement sont recommandées pour d'assurer une bonne durabilité face aux cycles gel-dégel. Cramer et Walls spécifient une teneur en air minimum de 4% avec un facteur d'espacement de 400 μm [11]. Pigeon et Pleau ont eux aussi recommandé cette valeur [10].

En 1987, une étude a permis de démontrer qu'un béton contenant de la fumée de silice aura un facteur d'espacement critique plus faible qu'un béton ordinaire et qu'il dépend fortement du rapport E/C initial [12].

La norme CSA A23.1 exige une valeur maximale de 230 μm . Elle recommande de ne pas dépasser les 170 μm lors de la mesure du \bar{L} selon la norme ASTM C457, pour assurer une résistance au gel dans une ambiance hivernale modérée [13]. Cependant, cette valeur est fixée pour assurer une durabilité face au phénomène d'écaillage dont les exigences sont plus sévères.

II-2.3.3 Le volume d'air dans le béton frais

Le moyen le plus couramment utilisé sur chantier pour déterminer si le béton pourra ou non répondre aux exigences de durabilité au gel, est de prélever un échantillon afin de le soumettre à un test de volume d'air. En effet, le volume d'air n'est pas directement lié au facteur d'espacement, mais plus celui-ci sera élevé et plus il y aura de chance d'obtenir une distance faible entre les bulles d'air. Les travaux de Saucier et al. [14] ont permis de montrer qu'il est difficile de déterminer le facteur d'espacement à partir du volume d'air dans un échantillon. Toutefois, il est possible d'identifier

certaines régions en fonction du dosage en entraîneur d'air (Figure II-7). Ces régions sont décrites comme suit :

- Un facteur d'espacement de 200 μm n'est jamais atteint ($V_{air} < 4,5\%$) – zone 1
- Zone d'incertitude où le facteur d'espacement varie entre 100 et 400 μm ($4,5\% < V_{air} < 8,5\%$) – zone 2
- Le facteur d'espacement est tout le temps inférieur à 200 μm ($V_{air} > 8,5\%$) – zone 3

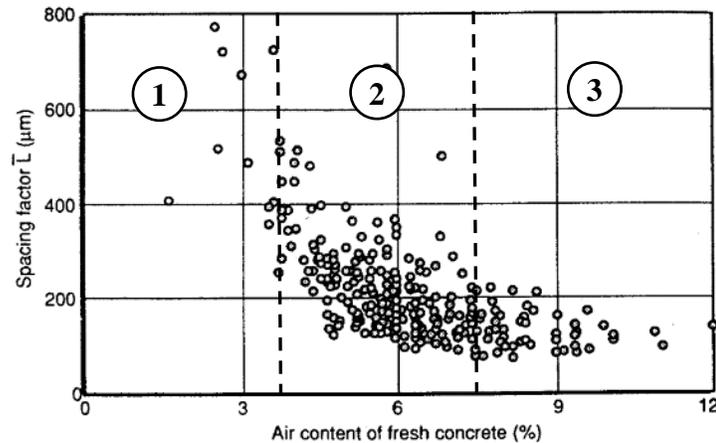


Figure II-7 Relation entre le volume d'air du béton à l'état frais et le facteur d'espacement [14]

Ce type de graphe permet de donner une indication sur des valeurs limites de volume d'air permettant d'obtenir un facteur d'espacement désiré. Il faut noter que les résultats obtenus ne s'extrapolent pas. Ils sont propres à une combinaison ciment/adjuvants et dépendent également des conditions de fabrication.

II-2.4 LES ADDITIONS MINÉRALES ET LA DURABILITÉ AU GEL

II-2.4.1 La fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit industriel utilisé pour sa réactivité et sa finesse par l'industrie du ciment. Elle est obtenue pendant la production de silicium et d'alliage en ferrosilicium, en réduisant le quartz à l'aide d'un apport de carbone et en l'élevant à une température de 2000°C [15].

L'influence de la fumée de silice sur la durabilité au gel des bétons dépend du rapport E/L. La fumée de silice accroît la durabilité des éprouvettes pour des rapports E/L faibles (0,30) alors qu'elle semble diminuer la durabilité des éprouvettes dont le E/L est élevé (0,40) [7].

On peut voir dans le Tableau II-2 tiré de Pigeon et Gagné [11], que l'ajout de fumée de silice diminue fortement la résistance au gel-dégel lorsque le rapport E/C est élevé. L'explication la plus plausible selon les auteurs serait que la diminution de perméabilité de la pâte diminue la mobilité de l'eau vers les bulles d'air, alors que la résistance ne permet pas de supporter les pressions internes.

Tableau II-2 Influence du rapport E/C et de la fumée de silice sur le facteur d'espacement critique

Rapport E/C	Facteur d'espacement critique, \bar{L}_{crit} (µm)	
	Ciment Portland ordinaire	Ciment Portland avec 8% de fumée de silice
0,50	500	250
0,30	400	300
0,25	750	< 700

Lorsqu'on passe d'un rapport E/C de 0,5 à 0,3, on constate que la durabilité au gel augmente légèrement pour le béton contenant de la fumée de silice et diminue pour celui à base de ciment Portland. Tel qu'expliqué à la section II-0, le facteur d'espacement critique est fonction de plusieurs paramètres associés aux caractéristiques du béton (perméabilité, résistance à la traction de la pâte, porosité totale). La diminution du facteur d'espacement critique du béton avec ciment Portland ordinaire consécutive à l'abaissement du rapport E/C de 0,5 à 0,3 pourrait découler d'une forte baisse de la perméabilité qui limiterait l'accessibilité aux bulles d'air. La baisse de la porosité ne serait pas suffisante pour compenser l'effet défavorable de la baisse de la perméabilité.

Dans le cas du béton avec fumée de silice, la baisse du rapport E/C de 0,5 à 0,3 produit une légère augmentation de la durabilité. Pour ces deux bétons, la fumée de silice a déjà fortement abaissé la perméabilité et limité l'accessibilité des bulles d'air. La baisse du rapport E/C diminue la quantité d'eau gelable et a probablement un effet favorable sur la résistance à la fissuration interne.

Enfin, pour un rapport E/C de 0,25, la durabilité est fortement accrue pour les deux ciments en raison d'une forte hausse de la résistance à la traction de la pâte et une baisse de la quantité d'eau gelable. La protection par air entraîné devient donc inutile.

II-2.4.2 Les laitiers de hauts fourneaux

Le laitier provient de l'industrie sidérurgique [16]. Il peut être vitrifié lorsqu'il est obtenu par trempe, ou cristallisé lors d'un refroidissement lent. Lorsqu'il est cristallisé, il est utilisé comme granulats. Dans le cas d'une vitrification, la structure amorphe et son broyage lui confèrent la capacité de réagir en présence d'un catalyseur. Il est dit liant « latent », car il peut réagir directement avec l'eau, mais la présence de chaux provenant de la Portlandite après l'hydratation du ciment Portland augmentera sa vitesse de réaction. Cette vitesse de réaction dépend également d'autres paramètres tels que sa finesse de broyage. Les grains les plus petits (<10 µm) ont tendance à réagir avant 28 jours alors que les plus gros (>45 µm) mettent plus de temps à s'hydrater. [16]

L'utilisation de laitier n'a pas d'incidence sur la rhéologie. La résistance peut-être plus faible que celle obtenue avec un béton ordinaire, mais elle peut être ajustée par ajout de fumée de silice. L'ajout de laitier a de nombreux avantages sur la durabilité du béton [16] :

- Plus faible porosité à long terme
- Réduction des attaques aux sulfates
- Meilleure résistance à la carbonatation à long terme

II-2.4.2.1 Influence sur le réseau d'air

D'après une étude de 2009, l'utilisation de laitier dans le ciment pourrait modifier la distribution des vides d'air dans la pâte [17]. Dans cette étude, les ciments contenant 30% (CEM II/B-S 42,5N) et ceux contenant 57% (CEM III/A 42,5N-HSR/NA) de laitier ont vu la surface spécifique moyenne des bulles d'air diminuer de 10 mm^{-1} et le facteur d'espacement augmenter de $100 \mu\text{m}$ par rapport à un mélange sans laitier ayant le même dosage en agent entraîneur d'air.

La Figure II-8 montre qu'il est plus difficile d'obtenir un bon réseau d'air avec un ciment ternaire avec laitier de haut fourneau qu'avec un ciment de type GU. Néanmoins, ceci ne permet pas de conclure que le réseau d'air sera, en toute circonstance, moins bon que dans un ciment GU et d'autre part que le facteur d'espacement critique sera plus élevé.

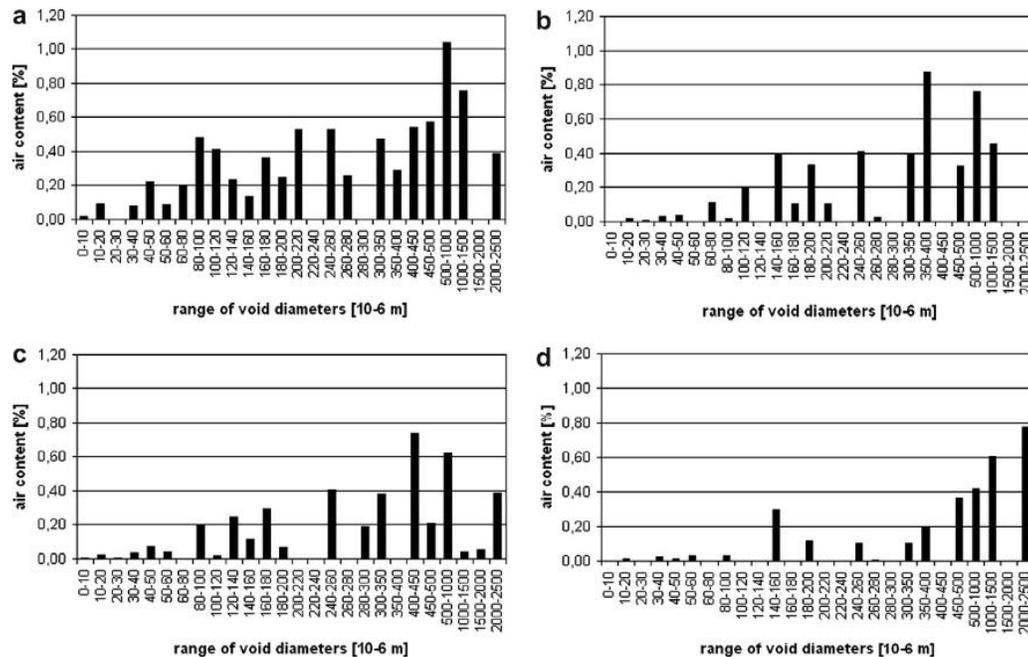


Figure II-8 Réseaux de bulles d'air obtenus partir de la norme EN 480-11 – CEMI 42,5R + AEA (a), CEM II/B-S 42,5N (b), CEM III/A 42,5N-HSR/NA +AEA (c), béton de référence sans AEA (d)

II-2.4.3 Les cendres volantes

Les cendres volantes sont pour la plupart récupérées à partir de la fumée de centrales de combustion au charbon. Les ciments ternaires contenant des cendres volantes, régis par la norme [18], sont composés de cendres de classe F ou C [15]. Leur réactivité pouzzolanique confère au béton une meilleure résistance ainsi qu'une diminution de la perméabilité à long terme. De nombreux articles traitent de la résistance au gel des ciments ternaires contenant des cendres volantes en ambiance hivernale rigoureuse [19]. Cependant, tout comme pour les laitiers de hauts fourneaux, aucun d'entre eux ne relie cette résistance au facteur d'espacement des bulles d'air.

Des travaux menés à l'université de Hohai et l'université technologique de Nanjing ont montré que le facteur d'espacement critique est d'environ 300 μm (Figure II-9). Ceci, pour un béton formulé avec 100 kg/m^3 de ciment Portland et 100 kg/m^3 de cendres volantes [20]. Il serait donc logique de penser que les cendres volantes diminuent la résistance au gel-dégel par rapport à un béton formulé uniquement à partir de ciment de type GU.

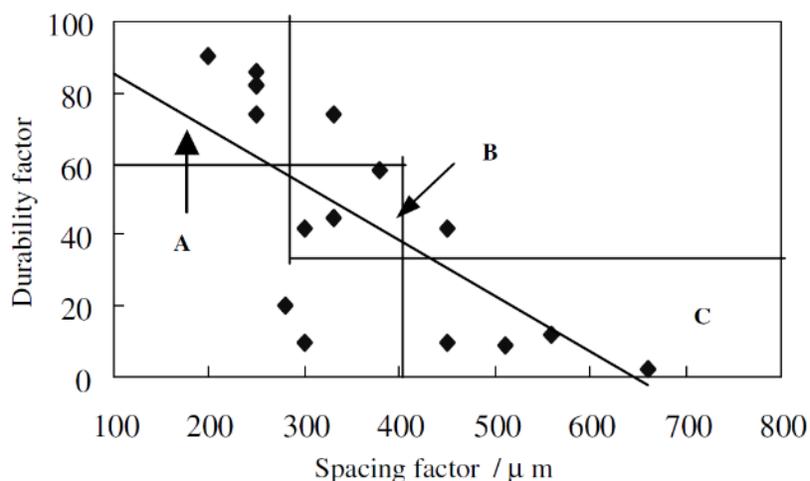


Figure II-9 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement pour un béton formulé à partir d'un ciment 50% GU et 50% Cendres volantes [20]

Cette conclusion a été confirmée par Radlinski [8] et Gosh et Nasser [21]. Ces derniers ont constaté que leurs éprouvettes formulées avec 50% et plus de cendres volantes se fissuraient et perdaient rapidement de la masse lors des essais gel-dégel. Les mélanges contenant 20-35% de cendres volantes et 10% de fumée de silice ont eu un facteur de durabilité similaire à l'échantillon de référence à la fin des 300 cycles [21]. Dans leurs travaux, aucun rapprochement avec le facteur d'espacement n'a été effectué.

II-2.4.3.1 Influence sur le réseau d'air

De nombreuses études ont pu montrer que les particules de carbones des cendres volantes ont un effet négatif sur l'entraînement d'air en raison de leur adsorption des molécules d'agents surfactants [22–25]. Parmi les principales raisons de cette adsorption, on peut retenir :

- La quantité de carbone contenue dans les cendres (%LOI)
- La surface spécifique accessible
- La polarité de surface des particules

La quantité de carbone contenue dans les cendres est souvent considérée dans le milieu cimentier comme la raison majeure de la non-moussabilité au « Foam Index Test » (test permettant d'évaluer l'efficacité du couple AEA - ciment). Néanmoins, des travaux de Yu-ming Gao ont montré que ce facteur n'était pas l'unique en cause de la perte d'efficacité de l'AEA. [26]

La Figure II-10 montre que la cendre volante FA3 (1,5%) a une teneur plus faible en carbone que la cendre volante FA2 (3,4%). Pourtant, le « end-point » du test, c'est-à-dire la quantité d'AEA à

introduire pour atteindre la moussabilité désirée, est supérieure 0,7 mL pour FA2 contre 0,4 mL pour FA3.

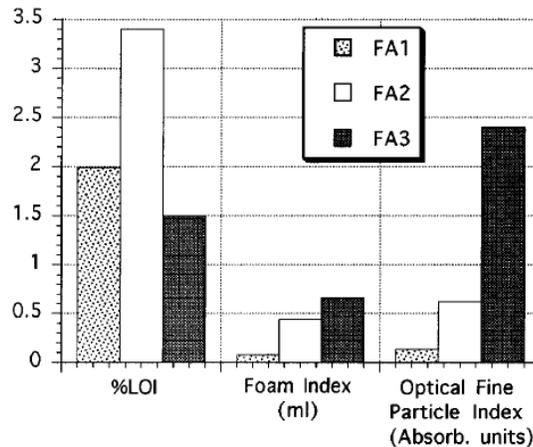


Figure II-10 Diagramme illustrant l'absence de corrélation entre le %LOI et le dosage critique du Foam Index test [26]

Les travaux de Külaots [22] portent sur l'influence de la taille et de la surface spécifique des particules de carbone contenues dans les cendres volantes. Ces travaux montrent que les cendres volantes de classe C ont une capacité d'adsorption supérieure à celles de classe F. Par ailleurs, plus la surface spécifique de la particule est élevée, et plus celle-ci adsorbe de l'AEA. Ainsi, les particules dont les dimensions sont inférieures à 106 μm participent davantage à la neutralisation de l'action de l'AEA que celles dont le diamètre est supérieur à 355 μm .

II-2.5 L'AMBIANCE HIVERNALE RIGOUREUSE EN LABORATOIRE

Afin de mesurer la durabilité au gel-dégel des bétons, et dans le souci de pouvoir comparer les résultats, des essais normalisés ont été définis. Ceux-ci permettent de caractériser le réseau de bulles d'air selon 3 paramètres (volume d'air, facteur d'espacement, surface spécifique). Mais également de tester le matériau en ambiance hivernale rigoureuse à l'aide d'une méthode accélérée.

II-2.5.1 Simplification théorique de distribution des bulles d'air

Les bulles d'air contenues dans un béton sont réparties dans l'ensemble de l'échantillon et se présentent sous la forme de petites sphères. Pour simplifier la mesure, des plaques sont préparées afin d'obtenir une répartition des bulles dans le plan. Il est supposé que les bulles sont coupées dans un de leur plan médian. Les méthodes de lecture à l'œil en 1 dimension et 0 dimension donnent des résultats sous forme de moyenne. On suppose alors que les bulles sont réparties de manière uniforme dans la plaque et que le diamètre est constant (Figure II-11).

Des appareils récents permettent maintenant d'observer et de recueillir les données en 2D. Cette méthode permet d'obtenir, en plus du facteur d'espacement et du volume d'air, la distribution du volume ou de la surface spécifique de l'ensemble des vides de l'échantillon. Néanmoins, cette méthode automatique n'est pas conforme à la norme ASTM C457 à ce jour, car il est possible

d'observer de grandes variations de résultats entre deux mesures dont la qualité de polissage est légèrement différente.

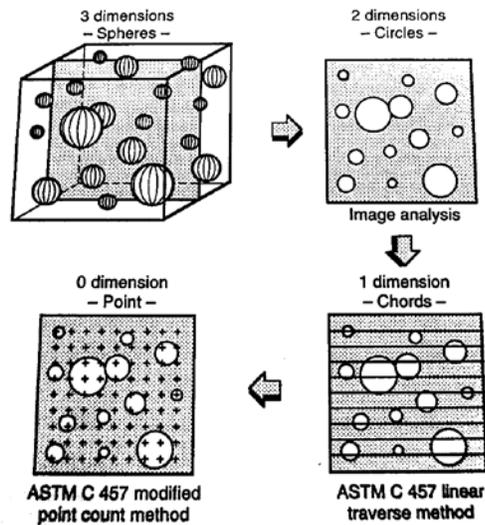


Figure II-11 Illustration des différentes méthodes de mesure du facteur d'espacement [10]

II-2.5.2 Observation du réseau de bulles d'air

L'observation des bulles d'air permet de déterminer les 3 paramètres du réseau d'air, le plus important étant le facteur d'espacement.

L'exploitation des résultats issus de l'observation des bulles d'air au microscope selon la méthode ASTM C457 – « Modified Points Count » fait appel à des principes de stéréologie [3]. L'opérateur doit parcourir une plaque polie de béton par un pas variant entre 600 μm et 5 mm, pour un nombre minimum de points définis par la norme. La méthode consiste à dénombrer les 4 éventualités suivantes :

Le curseur a croisé un vide d'air : N

Le curseur s'est arrêté dans un vide : Sv

Le curseur s'est arrêté sur de la pâte : Sp

Le curseur s'est arrêté sur un granulat : St - (Sp+Sv+N)

À partir de ces valeurs déterminées par des points, il est possible de déduire le volume d'air, la surface spécifique et le facteur d'espacement (Equation II-1). (On note l : le pas de lecture) [3]

Teneur en air	Surface spécifique	Facteur d'espacement
$A(\%) = \frac{100S_v}{S_t}$	$\alpha(\text{mm}^{-1}) = \frac{4N}{S_v.l}$	$\bar{L}(\mu\text{m}) = \frac{S_p.l}{4N} \quad , \text{ si } S_p/S_v < 4,342$ $\bar{L}(\mu\text{m}) = \frac{3}{\alpha} \left(1,4 \cdot \left(\frac{S_p}{S_v} \right)^{1/3} - 1 \right) \quad , \text{ si } S_p/S_v > 4,342$

Équation II-1. Calcul des paramètres du réseau d'air d'une plaque de béton polie

La mesure du facteur d'espacement n'est pas une mesure exacte. De nombreuses hypothèses simplificatrices sont utilisées afin de pouvoir mesurer ce paramètre au microscope.

De plus, des paramètres liés à la préparation, au matériel et à l'interprétation de l'observation, peuvent affecter la qualité du résultat obtenu. La variabilité du résultat pour le même opérateur sur la même plaque a été estimée à 5%. L'intervalle de confiance pour le facteur d'espacement mesuré est de plus ou moins 15%. [3]

II-2.6 HYPOTHÈSES

D'après les résultats recueillis dans ce chapitre, il apparaît que les caractéristiques du réseau de bulles d'air, et en particulier, le facteur d'espacement, jouent un rôle important dans la résistance du béton face aux cycles de gel-dégel. L'utilisation de ciments binaires et ternaires a une influence sur le réseau d'air ainsi que sur d'autres paramètres telle que la perméabilité. En raison de l'absence de documents scientifiques sur une éventuelle corrélation entre l'utilisation de liant binaire ou ternaire et le facteur d'espacement critique, les travaux de recherche présentés dans ce mémoire se sont portés sur la détermination du facteur d'espacement critique pour des liants choisis par le financeur de projet.

II-3 BUT DE LA RECHERCHE ET METHODOLOGIE

II-3.1 CONTEXTE, PROBLÉMATIQUE ET OBJECTIF DE RECHERCHE

II-3.1.1 Contexte et problématique

Dans un souci de développement durable et de recherche performancielle, des liants ternaires ont été développés. Cependant, peu de recherches sont disponibles sur le comportement au gel-dégel en fissuration interne de tels liants et aucune ne relie la durabilité de bétons formulés avec ces mélanges au facteur d'espacement des bulles d'air. Par conséquent, il convient de mener une étude sur l'influence du facteur d'espacement sur la durabilité au gel-dégel de ces liants afin de comparer leur durabilité avec les résultats à disposition (liants GU et GUb-SF) et ainsi savoir s'il est nécessaire ou non d'adapter les exigences concernant le réseau d'air.

II-3.2 OBJECTIF GÉNÉRAL ET OBJECTIFS SPÉCIFIQUES

L'objectif principal de ce projet est de déterminer une limite supérieure acceptable du \bar{L} en répondant aux caractéristiques d'un béton de type V-S, un type de mélange structural couramment soumis aux cycles gel-dégel.

Au terme du projet, il est important de répondre aux exigences fixées par le cahier des charges du client, à savoir :

- Déterminer le \bar{L}_{crit} pour les 4 liants utilisés (3 liants ternaires et 1 liant binaire);
- Étudier l'influence d'une légère augmentation du rapport E/L et d'une légère diminution de la masse de liant sur le \bar{L}_{crit} ;
- Étudier l'influence du superplastifiant (SP) et d'un SP à base de polycarboxylate (PCP) sur l'entraînement d'air et sur le \bar{L}_{crit} ;
- Étudier l'influence du granulats marginal sur le \bar{L}_{crit} .

II-3.3 MÉTHODOLOGIE

II-3.3.1 Hypothèses et justifications

L'étude est basée sur une formulation existante régulièrement utilisée au Québec. Elle concerne les bétons de type V-S, c'est-à-dire les bétons d'ouvrage d'art offrant un affaissement plus important par ajout de superplastifiant, et une meilleure résistance à l'écaillage par réduction du rapport E/C. Les caractéristiques des bétons pour les ouvrages d'art se trouvent dans le tableau 3101-2 du Chap.3, Tome VII de la Norme 3101 [32]. Cette norme a été mise à jour au cours du projet de recherche (15 Décembre 2015), cependant, la version initiale a été conservée, car des essais avaient déjà été effectués durant l'été 2014. Dans le cadre du projet, certains critères de formulations ont été fixés :

- Masse de liant : 360 kg/m³ (pour le liant binaire) et 385 kg/m³ (pour les ciments ternaires) soit 20 kg/m³ de plus que le minimum prescrit dans chacun des cas;
- Le rapport E/C est fixé à 0,40 (compris entre 0,38 et 0,42);
- La dimension des gros granulats est comprise entre 5 mm et 20 mm;
- L'affaissement doit être de 130 mm ± 30.

Les hypothèses ci-dessus sont rassemblées dans le Tableau II-3.

Tableau II-3 Hypothèses de formulations des bétons confectionnés dans le cadre de la recherche

Béton V-S		Requis	Choix pour « Effet du liant »
Masse de liant (kg/m ³)	Binaire	> 340	360
	Ternaire	> 365	385
E/L		0,38 à 0,42	0,40
Gros granulats (mm)		5-20	5-20 Carrière St Dominique

Puisque l'étude porte sur l'influence du réseau d'air dans les bétons à liant ternaire, la spécification selon laquelle la teneur en air à l'état frais doit être entre 5% et 8% n'a pas été prise en compte. Afin de produire une large plage de variation du facteur d'espacement, la quantité de l'agent entraîneur d'air a été ajustée pour obtenir des bétons ayant une teneur en air allant de 2,5% à 10,0%.

II-3.3.2 Choix des paramètres à étudier

L'objectif principal est de définir les caractéristiques du réseau d'air permettant d'assurer une durabilité au gel-dégel des bétons de type V-S formulés à partir de mélanges ternaires. Pour répondre à cet objectif, il a été établi d'étudier les paramètres suivants :

- Le type de liant : 2 liants ternaires avec cendres volantes, 1 liant ternaire avec laitier et 1 liant binaire ont été sélectionnés pour évaluer la résistance au gel-dégel fissuration interne des bétons de type V-S formulés avec ces liants.
- Le facteur d'espacement des bulles d'air : Les bétons fabriqués avaient des facteurs d'espacement compris dans l'intervalle [100 μm ; 800 μm] afin de déterminer le facteur d'espacement critique des bulles d'air pour chacune des phases du projet : 1-Étude de l'influence du type de liant; 2- Étude de l'influence du superplastifiant; 3- Étude de l'influence du dosage en liant et rapport E/C; 4- Étude de l'influence du type de granulat.
- Le type de superplastifiant : Deux superplastifiant ont été testés, 1 PNS et 1 PCP pour évaluer l'influence du type de superplastifiant sur l'entraînement d'air et sur les caractéristiques des bulles d'air ainsi qu'un éventuel effet sur le \bar{L}_{crit} .
- La durabilité d'une formulation « limite » : Des bétons ont été formulés selon les hypothèses « limite » du tableau 3101-2 du Chap.3, Tome VII de la Norme 3101 (Annexe A). Ceux-ci ont été formulés avec un rapport E/L de 0,42 et un dosage en liant de 365 kg/m³ afin d'évaluer l'impact d'une augmentation légère du rapport E/L et d'une diminution légère de liant sur la résistance au gel-dégel des bétons de type V-S.
- Le type de granulat : 2 types de granulats ont été testés, 1 granulat de référence et 1 granulat marginal, pour évaluer l'impact sur la résistance au gel-dégel des bétons formulés avec un gros granulat dont les performances aux cycles gel-dégel non confiné et dont la résistance à l'abrasion déterminée par le test micro-Deval, sont limites.

II-3.3.3 Procédures expérimentales

Cette partie de l'étude sur la durabilité au gel-dégel à la fissuration interne est divisée en 4 phases afin d'étudier l'influence des paramètres précédemment énoncés.

Phase 1 : Étude de l'influence du type de liant

Dans cette phase, 4 liants ont été sélectionnés :

- 2 liants GUb-F/SF (ternaire fumée de silice + cendres volantes) désignés par « Liant A » et « Liant B »

- 1 liant GUb-S/SF (ternaire fumée de silice + laitier de hauts fourneaux) désigné par « Liant C »
- 1 liant GUb-SF (binaire fumée de silice) désigné par « Liant D »

Pour chaque liant, plusieurs bétons ont été réalisés en faisant varier un seul paramètre : le dosage en agent entraîneur d'air. L'objectif de cette phase était de déterminer le facteur d'espacement critique pour chaque type de béton V-S. Les bétons ont été formulés avec le granulat de référence, avec un SP de type PNS et un AEA d'acides gras sulfonés.

Phase 2 : Étude de l'influence du superplastifiant

Dans cette phase, le superplastifiant utilisé dans la phase 1, un SP de type PNS (polynaphtalène sulfonates) a été remplacé par un PCP (polycarboxylate) afin de déterminer si celui-ci joue un rôle dans l'entraînement d'air et dans la qualité du réseau à l'état durci. Les bétons ont été formulés avec le liant C, avec les mêmes granulats de référence et AEA que dans la phase 1.

Phase 3 : Étude de l'influence du dosage en liant et rapport E/C

Dans cette phase, les formulations étaient réalisées en utilisant la quantité minimum de liant (365 kg/m³ de liant) et en adoptant un rapport E/L maximum (E/L = 0,42). Les formulations étaient réalisées avec le liant C, avec un SP de type PNS, les mêmes granulats de référence et AEA que dans la phase 1 et 2. Dans cette phase, les dosages en AEA ont été adaptés pour obtenir des \bar{L} proches du \bar{L}_{crit} obtenu dans la phase 1 pour le liant C.

Phase 4 : Étude de l'influence du type de granulat

Cette phase visait à déterminer si un gros granulat marginal en termes de performances micro-Deval et gel-dégel non confiné peut influencer sur la résistance au gel-dégel des bétons de type V-S. Les formulations étaient réalisées avec le liant C, avec un SP de type PNS, le même AEA que dans la phase 1, 2 et 3. Dans cette phase, les dosages en AEA ont été adaptés pour obtenir des \bar{L} proches du \bar{L}_{crit} obtenu dans la phase 1 pour le liant C.

La Figure II-12 est un diagramme arborescent du projet de recherche présentant les hypothèses choisies pour chacune des phases.

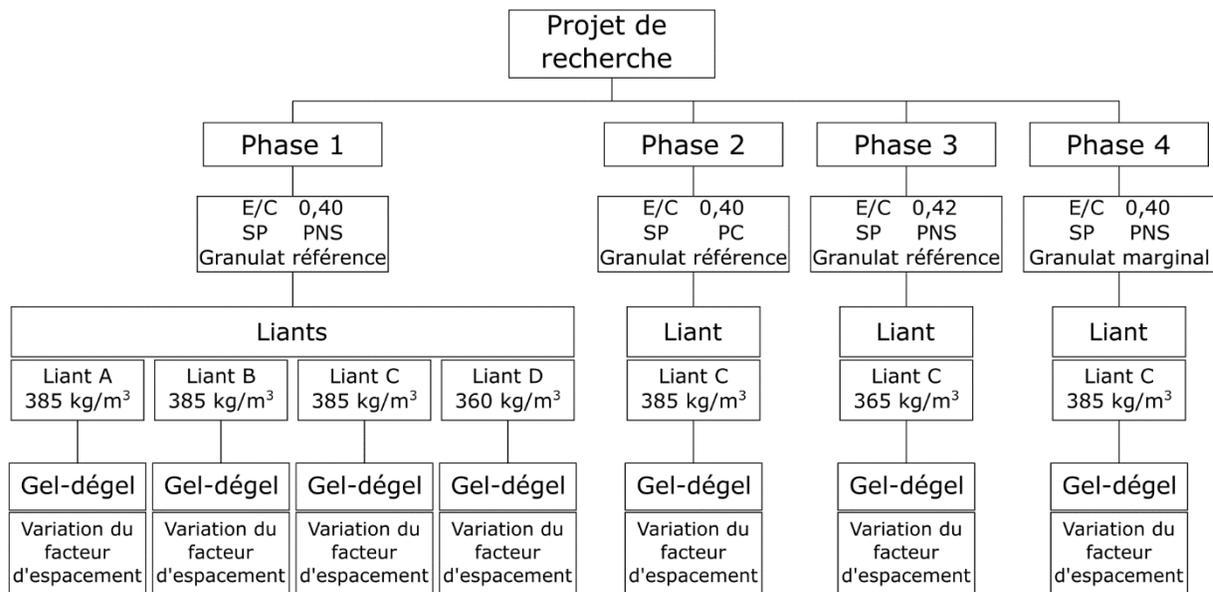


Figure II-12 Représentation schématique du plan de recherche (PNS=Polynaphtalène sulfonate et PC=polycarboxylate)

II-3.3.4 Essais et normes utilisées dans le cadre du projet

II-3.3.4.1 Caractéristiques des bétons à l'état frais

Les caractéristiques des bétons à l'état frais ont été mesurées à l'aide des procédures normalisées suivantes :

- Affaissement à l'état frais - norme CSA A23.2-5C
- Volume d'air à l'état frais - norme CSA A23.2-4C
- Masse volumique - norme CSA A23.2-6C

II-3.3.4.2 Caractéristiques des bétons à l'état durcis

Les 14 éprouvettes cylindriques (100 mm x 200 mm) et les 3 prismes de gel-dégel (75 mm x 75 mm x 350 mm) ont été confectionnés selon la norme ASTM C192.

Pour tous les mélanges, les tests suivants ont été réalisés sur les échantillons prélevés :

- Résistance à la compression à 14, 28 et 56 jours - norme CSA A23.2-9C
 - Surfaçage des éprouvettes cylindriques
 - 3 éprouvettes soumises au test par durée de mûrissement
 - Conservation des éprouvettes dans une chambre humide à $23 \pm 2^\circ\text{C}$ et 100% d'humidité - CSA A23.2-3C
- Mesure du \bar{L} - norme ASTM C457
 - Découpage des cylindres 100 mm x 200 mm pour obtenir deux plaques de 100 mm x 100 mm
 - Polissage des plaques avec 4 poudres de 150 grit à 1200 grit
 - Lecture au microscope optique à un grossissement de 120

- Tests de durabilité face aux cycles gel-dégel des prismes échantillonnés - norme ASTM C666

II-3.3.4.3 Procédure de l'essai de gel-dégel en laboratoire

La méthode décrite dans l'ASTM C666 [27] est utilisée en laboratoire afin de produire des cycles rapides de gel-dégel. Cette norme comporte deux procédures :

- La procédure A : gel rapide et dégel des éprouvettes constamment immergées
- La procédure B : gel rapide à l'air libre et dégel des éprouvettes dans l'eau



Figure II-13 Coffres réfrigérés utilisés dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke : vue de l'extérieur a) et vue intérieure b)

L'Université de Sherbrooke utilise la procédure A. Les éprouvettes sont disposées dans des coffres réfrigérés (Figure II-13). Plusieurs sections permettent ainsi de réaliser le test de manière rigoureuse. Les éprouvettes prélevées à l'état frais, de dimension 75 mm x 75 mm x 350 mm, subissent une cure humide de 14 jours avant d'être accoutumées aux basses températures dans un réservoir d'eau dont la température est voisine de 4°C avec une tolérance permise de -1°C et +2°C. Les cycles périodiques effectuent une descente de température de 4°C à -18°C puis une remontée de -18°C à 4°C. La durée de chaque cycle est d'environ 4h. Tous les 30 cycles environ, des prises de mesure à l'appareil de test ultrasonique, d'allongement et prise de masse sont effectuées.

II-3.3.4.4 Les techniques d'évaluation de la dégradation

Au cours de la procédure de gel-dégel en laboratoire, la dégradation des éprouvettes a été suivie en mesurant 3 paramètres.

La masse de l'échantillon

Les éprouvettes sont sorties des appareils et portées à l'état SSS (saturée surface sèche). Elles sont ensuite pesées individuellement. La moyenne des pesées des trois éprouvettes est retenue et mise en relation avec le cycle correspondant pour dresser le graphe de l'évolution de la masse au cours des cycles gel-dégel.

Le module d'élasticité dynamique relatif

Ce paramètre permet d'évaluer les dégradations internes du béton. Le principe de cette méthode d'évaluation est de mesurer la vitesse de propagation des ondes ultrasonores au travers d'un prisme de béton soumis aux cycles de gel-dégel à l'aide d'un appareil de type Pundit (Figure II-14).

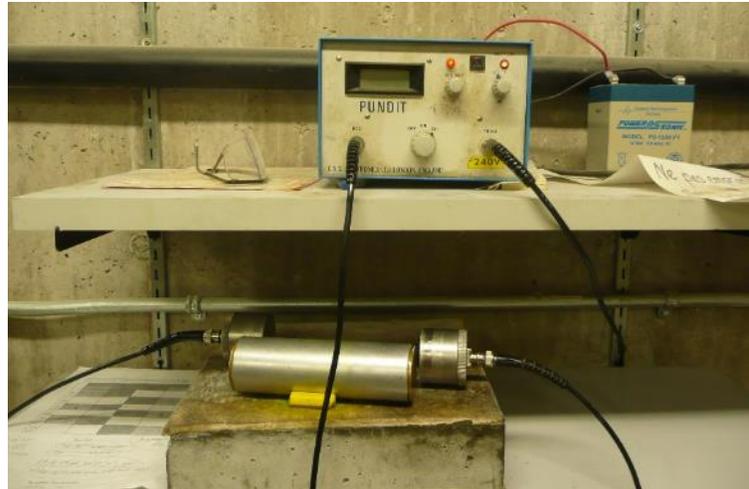


Figure II-14 Appareil de test ultrasonique utilisé au laboratoire de l'Université de Sherbrooke

À partir du temps de parcours de l'onde pour traverser le prisme et de la longueur du prisme, il est possible de déterminer la vitesse de propagation. Pour chaque prisme à un cycle donné, 2 mesures étaient effectuées. On peut obtenir ainsi le module relatif d'élasticité défini par la norme ASTM C666 comme suit (Équation II-2) :

$$P_c = \left(\frac{v_c}{v_0} \right)^2 \times 100$$

P_c : module relatif d'élasticité dynamique après c cycles
 v_0 : vitesse de l'onde à 0 cycle
 v_c : vitesse de l'onde à c cycles

Équation II-2. Calcul du module relatif d'élasticité dynamique

Cette relation est basée sur la supposition selon laquelle, la fréquence fondamentale est proportionnelle à la vitesse de propagation de l'onde. Cette supposition est vraie lorsque, la longueur et la masse de l'échantillon ne varient pas. Dans le cadre du test, la longueur et la masse peuvent varier. Cependant, il est admis que ce calcul « approximatif » du module d'élasticité dynamique est pertinent sur une base de comparaison des résultats entre différents spécimens et différentes formulations [27].

Le facteur de durabilité (FD) offre une indication supplémentaire sur l'état de dégradation de l'éprouvette puisqu'il prend en compte le nombre de cycles gel-dégel effectués avant la ruine. Il permet ainsi de situer l'éprouvette sur une échelle de durabilité.

La valeur retenue pour dresser le graphe de variation du module relatif d'élasticité dynamique des éprouvettes au cours des cycles est la moyenne des valeurs mesurées sur les 3 éprouvettes du même béton.

L'allongement de l'échantillon

L'allongement est la mesure la plus couramment utilisée pour estimer la détérioration du béton. Elle est directement reliée aux propriétés intrinsèques du matériau. L'allongement limite élastique en traction pour un béton d'une résistance à la traction de 6 MPa et de module de Young de 24 GPa se situe autour de 250 $\mu\text{m}/\text{m}$ soit 0,025% d'allongement d'une éprouvette. Il est néanmoins important de considérer le fait que cette valeur n'est pas universelle pour tous les bétons puisqu'elle dépend de la résistance en traction et des propriétés mécaniques du matériau considéré, elle peut également varier avec la qualité de la zone de transition entre les granulats et la pâte.

L'allongement est mesuré à partir de la distance entre deux plots ancrés à la surface de l'éprouvette lors du coulage à l'aide d'un appareil de mesure d'allongement prévu à cet effet (Figure II-15).

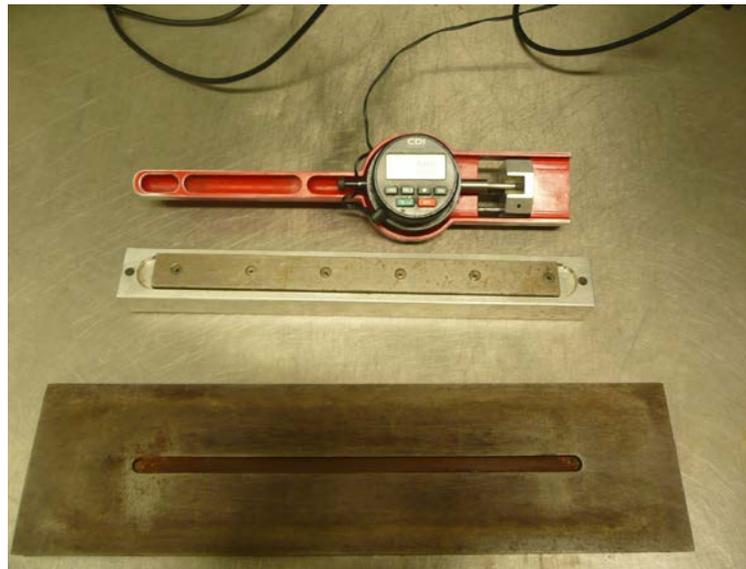


Figure II-15 Appareil de mesure d'allongement utilisé dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke

Pour chaque prisme et pour un cycle donné, 2 mesures étaient effectuées sur chacune des deux faces opposées considérées. Le changement de longueur par éprouvette est donc la moyenne des 4 mesures pour un cycle donné. La valeur retenue pour dresser le graphe de déformation des éprouvettes au cours des cycles est la moyenne d'allongement des 3 éprouvettes du même béton.

II-4 MATERIAUX ET PROCEDURES EXPERIMENTALES

II-4.1 LIANTS

Dans le cadre de ce projet, trois liants ternaires ainsi qu'un ciment binaire ont été utilisés. Pour des raisons de confidentialité, ces liants sont nommés liant A à liant D. Une correspondance entre cette désignation et les informations commerciales est fournie dans une annexe externe à ce rapport et intitulée « codification des matériaux ». Le Tableau II-4 présente la codification utilisée dans ce rapport.

Tableau II-4 Liants utilisés

Liants	Codification
3 liants ternaires	Liant A à C
1 liant binaire	Liant D

II-4.2 ADJUVANTS

Deux types de superplastifiant (SP) ont été utilisés dans cette étude : un de la famille des polynaphtalènes sulfonâtes (PNS) et un de type polycarboxylate (PCP). Pour des raisons de confidentialité, les noms commerciaux des superplastifiants utilisés, ainsi que les fiches techniques sont donnés seulement dans l'annexe intitulée « codification des matériaux » externe à ce rapport.

Les adjuvants PNS-1 et PCP-1 représentent les adjuvants utilisés dans les mélanges réalisés au laboratoire de l'Université de Sherbrooke. Les autres ont été utilisés pour d'autres volets de l'étude.

II-4.3 GRANULAT FIN

Un sable siliceux naturel provenant de la région de l'Estrie a été utilisé pour produire tous les bétons. La densité à l'état SSS (Saturée Surface sèche) était comprise entre 2,61 et 2,68. Le pourcentage massique d'adsorption du sable était compris entre 0,90 et 1,30. Le module de finesse du sable était compris entre 2,38 et 2,59.

Le Tableau II-5 présente les analyses granulométriques du granulats fin utilisé pour ce projet de recherche.

Tableau II-5 Granulométrie, module de finesse, densité et absorption du granulat fin utilisé

Période d'utilisation (mois/année)	Fraction granulaire 0/5		
	06/14 – 04/15	04/15 – 09/15	09/15 – 12/15
Tamisats cumulés (%)			
10 mm	100,0	100,0	100,0
5 mm	98,7	97,9	97,7
2,5 mm	84,9	83,5	85,0
1,25 mm	69,5	68,6	71,0
0,630 mm	51,0	51,9	53,8
0,315 mm	25,7	26,8	29,1
0,160 mm	8,3	7,0	9,2
0,080 mm	3,9	1,6	3,7
< 0,080 mm	0,0	0,1	2,2
Module de finesse	2,62	2,64	2,54
Densité SSS	2,61	2,68	2,67
Absorption	1,30	0,90	0,93

II-4.4 GROS GRANULATS

L'ensemble des gros granulats utilisés dans la confection des bétons de ce projet ont été soumis aux tests classiques pratiqués dans le laboratoire et dont les résultats sont donnés dans les paragraphes II-4.4.1 et II-4.4.2. Deux tests complémentaires ont permis d'apporter des précisions sur les performances des gros granulats utilisés :

Le test micro-Deval

La méthode d'essai CSA A23.2-29A permet de déterminer la perte de masse des gros granulats par abrasion en présence d'eau et d'une charge abrasive. Ce test fournit une information quant à la résistance à l'abrasion du granulat et sa susceptibilité à se dégrader lors de la manutention et lors de la séquence de malaxage.

Les granulats ont été tamisés, lavés puis séchés pour être pesés. Ils étaient par la suite saturés puis soumis à une charge abrasive par rotation du réceptacle micro-Deval.

Pour chacun des granulats testés, deux essais ont été réalisés afin d'obtenir les résultats sur l'ensemble de la courbe granulométrique à savoir :

- Un essai sur les fractions 14-20 mm : 750 g de 10-14 mm et 750 g de 14-20 mm pour une rotation de 2h à 100 tr/min
- Un essai sur les fractions 10-14 mm : 750 g de 5-10 mm et 750 g de 10-14 mm pour une rotation de 105 min à 100 tr/min

Le test de résistance au gel et au dégel

D'après la norme CSA, le test A23.2-24A permet d'évaluer la résistance à la désintégration des gros granulats au gel et au dégel non confiné.

Les granulats ont été soumis à 5 cycles de gel et de dégel. Ils ont été préalablement séparés par fraction et saturés dans une solution d'eau et de chlorure de sodium (mais non immergés). Les cycles se sont décomposés de la manière suivante :

- Une période de gel dans un congélateur dont la température est fixée à -18°C pour une durée de 16h;
- Une période de dégel à température ambiante pendant 8h.

A la fin des 5 cycles, les fractions de chacun des contenants étaient rincées, séchées puis tamisées pendant 3 minutes avec le même appareil que celui utilisé initialement pour séparer les fractions.

II-4.4.1 Gros granulat de référence

Le granulat de référence utilisé était un granulat calcaire concassé. Une analyse détaillée est disponible à l'Annexe B. Le squelette granulaire du gros granulat utilisé est un assemblage de deux fractions de 5/14 et 10/20 dont leurs granulométries respectives sont détaillées dans le Tableau II-6.

Tableau II-6 Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence utilisé

Période d'utilisation (mois/année)	Fraction granulaire 5/14			Fraction granulaire 10/20	
	06/14 - 04/15	04/15 - 10/15	10/15 - 12/15	04/14 - 06/15	06/15 - 12/15
Tamisats cumulés (%)					
28 mm	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20 mm	100,0	100,0	99,8	93,0	96,0
14 mm	90,0	87,0	89,7	14,8	18,9
10 mm	54,4	45,6	60,8	1,4	3,3
5 mm	7,8	3,5	8,1	0,3	0,9
2,5 mm	1,6	1,2	1,8	0,3	0,7
1,25 mm	1,1	1,0	1,1	0,3	0,6
< 1,25 mm	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1
Densité SSS	2,73	2,73	2,73	2,76	2,76
Absorption	0,38	0,41	0,41	0,48	0,48

Lors de la première livraison, l'assemblage a été réalisé de telle sorte que la granulométrie de l'assemblage se situe dans le fuseau 5-20 mm prescrit par la norme CSA A23.1. Lors des livraisons suivantes de gros granulats, les granulométries de chacune des fractions ont légèrement varié. Les proportions de granulats à combiner ont été adaptées pour se rapprocher au plus près de la courbe (Tableau II-7 et Figure II-16). Les squelettes granulaires obtenus étaient tous situés dans le fuseau 5-20 mm prescrit par la norme CSA A23.1.

Tableau II-7 Proportions de gros granulats de référence utilisés au cours du projet

	Rapport (5/14) / (10/20)	Combinaison
Période du 03/06/2014 au 31/03/2015	3,76	#1
Période du 22/04/2015 au 26/05/2015	5,86	#2
Période du 02/06/2015 au 13/10/2015	5,24	#3
Période du 20/10/2015 au 08/12/2015	2,77	#4

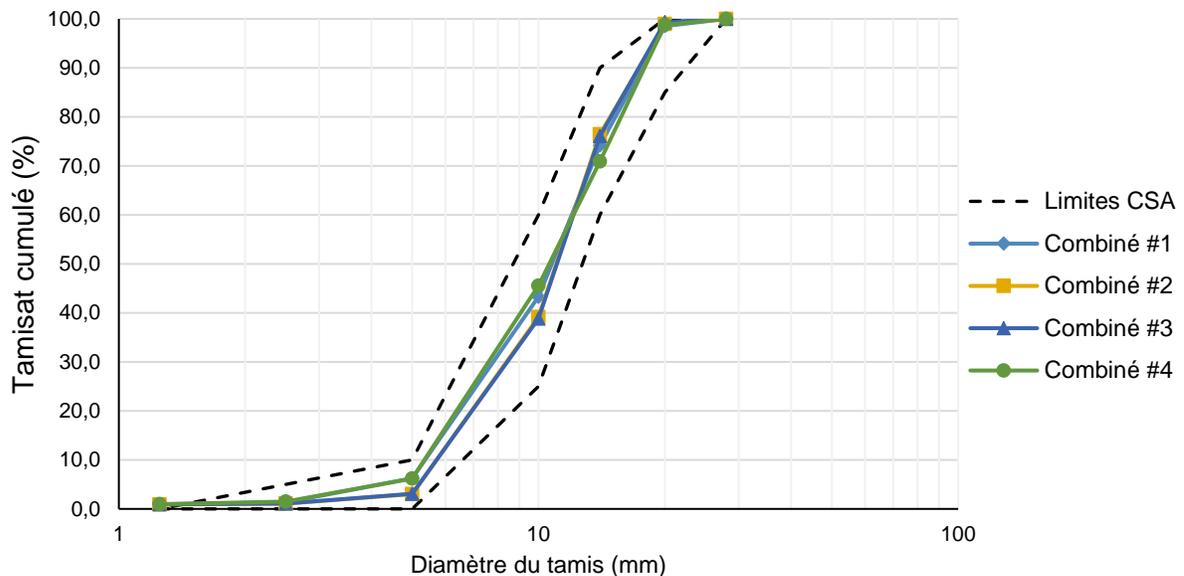


Figure II-16 Granulométrie au cours du projet des gros granulats combinés

Les Tableaux II-8 et II-9 présentent les résultats des tests micro-Deval et gel-dégel non confiné pour le granulat de référence. Les résultats des tests effectués par l'Université de Sherbrooke sont indiqués dans la colonne « U. de Sherbrooke ». Les colonnes « Labo #1 » à « Labo #3 » contiennent les résultats des tests pour le même granulat, menés dans différents laboratoires commerciaux et institutionnels.

Le Tableau II-8 montre que pour l'ensemble des tests effectués, le granulat de référence répond largement aux exigences du test micro-Deval. Les pertes maximales évaluées sont de 11 % et la moyenne sur l'ensemble des laboratoires est de 10 %. Ce granulat de référence est donc un granulat résistant à l'abrasion puisqu'il présente des pertes inférieures à 17 % (19% pour des granulats calcaires et dolomites des Basses-Terres du Saint-Laurent pour des classes d'exposition F-1, C-XL, C-1 et C-2), limite maximale prescrite dans le tableau 12 de la norme CSA A23.1-09.

Le Tableau II-9 montre que le granulat de référence présente des pertes maximales de 5 % et des pertes moyennes de 4 % au test de gel-dégel non confiné. Le granulat de référence est donc classifié comme résistant au gel-dégel puisqu'il répond aux exigences du Tableau 12 de la norme CSA A23.1-09 dont la limite maximale est de 6% (9% pour des granulats calcaires et dolomites des Basses-Terres du Saint-Laurent des classes d'exposition F-1, C-XL, C-1 et C-2).

Tableau II-8 Résultats du test micro-Deval pour le granulats de référence

Granulat		Pertes moyennes				
		U. de Sherbrooke	Labo #1	Labo #2	Labo #3	
Étalon	5-20 mm	15 %	14 %	non mesurée	non mesurée	Intervalle de référence [11,4 %; 14,8 %]
Référence	5-20 mm	7 %	11 %	11 %	10 %	<u>Exigence CSA</u> Max 17 % (ou 19%)

Tableau II-9 Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulats de référence

Granulat		Pertes moyennes				
		U. de Sherbrooke	Labo #1	Labo #2	Labo #3	
Étalon	5-20 mm	10 %	11 %	non mesurée	14 %	Intervalle de référence [8,5 %; 15,3 %]
Référence	5-20 mm	5 %	4 %	3 %	3 %	<u>Exigence CSA</u> Max 6 % (ou 9%)

II-4.4.2 Gros granulats marginal

Pour la phase 4, un granulats marginal a été testé afin d'observer son effet sur le comportement des échantillons de laboratoire. Puisque ce granulats provient d'une source non divulguée, plusieurs tests ont été réalisés à l'interne afin de le caractériser. La densité de ce granulats est de 2,71. Sa granulométrie est présentée dans le Tableau II-10. Cette pierre est désignée dans ce rapport par « Granulats marginal ».

Tableau II-10 Granulométrie, densité et absorption du gros granulats de référence

Période d'utilisation (mois/année)	Fraction granulaire 5/14 11/15 - 12/15	
	Tamisats cumulés (%)	
28 mm		100,0
20 mm		100,0
14 mm		93,0
10 mm		63,0
5 mm		39,0
2,5 mm		5,0
1,25 mm		3,0
< 1,25 mm		0,0
Densité SSS		2,71
Absorption		0,41

Le Tableau II-11 et le Tableau II-12 présentent les résultats des tests micro-Deval et gel-dégel non confiné pour le granulats marginal. Les résultats des tests effectués par l'université de Sherbrooke sont indiqués dans la colonne « U. de Sherbrooke ». Les colonnes « Labo #1 » à « Labo #3 » contiennent les résultats des tests pour le même granulats, menés dans différents laboratoires commerciaux et institutionnels.

Le Tableau II-11 montre que les pertes maximales évaluées du test micro-Deval sont de 18 % et la moyenne sur l'ensemble des laboratoires est de 17,5 %. Ce granulat de marginal répond aux exigences du tableau 12 de la norme CSA A23.1. Néanmoins, il présente une résistance à l'abrasion limite, très proche des 17% maximum (ou 19% selon la provenance du gros granulat).

Le Tableau II-12 montre que ce granulat de marginal présente des pertes maximales de 4 % et des pertes moyennes de 4 % au test de gel-dégel non confiné. Ce granulat marginal est donc classifié comme résistant au gel-dégel puisqu'il répond aux exigences du tableau 12 de la norme CSA A23.1 dont la limite maximale est de 6% (9% selon la provenance du gros granulat).

Tableau II-11 Résultats du test micro-Deval pour le granulat marginal

Granulat		Pertes moyennes				
		U. de Sherbrooke	Labo #1	Labo #2	Labo #3	
Étalon	5-20 mm	15 %	14 %	non mesurée	non mesurée	Intervalle de référence [11,4 %; 14,8 %]
Marginal	5-20 mm	16 %	18 %	18 %	18 %	<u>Exigence CSA</u> Max 17 % (ou 19%)

Tableau II-12 Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat marginal

Granulat		Pertes moyennes				
		U. de Sherbrooke	Labo #1	Labo #2	Labo #3	
Étalon	5-20 mm	10 %	11 %	non mesurée	14 %	Intervalle de référence [8,5 %; 15,3 %]
Marginal	5-20 mm	4 %	4 %	4 %	4 %	<u>Exigence CSA</u> Max 6 % (ou 9%)

II-4.5 MÉLANGES ET PROCÉDURE DE GÂCHAGE

II-4.5.1 Procédure de gâchage

Tous les bétons du projet ont été produits dans un malaxeur toupie d'une capacité de 110 L. La procédure de malaxage suivante a été utilisée pour tous les bétons :

1. Rinçage du malaxeur et introduction du sable; malaxage de 30 sec puis mesure de la teneur en eau. Correction des masses de sable et d'eau si nécessaire
2. Introduction de la pierre; malaxage de 30 sec
3. Introduction de 50% de l'eau en masse et de l'AEA dilué dans l'eau de gâchage; malaxage de 90 sec
4. Introduction du liant; malaxage de 30 sec
5. Ajout de l'eau restante et du SP dilué dans l'eau de gâchage; malaxage de 3 min 30 sec
6. Arrêt du malaxeur pendant 1 min
7. Reprise du malaxage pendant 3 min

8. Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams (CSA A23.2-5C). Si celui-ci correspond à l'intervalle désiré, alors prise de mesure de l'air et masse volumique (CSA A23.2-4C et CSA A23.2-6C). Dans le cas contraire, correction par ajout de SP, reprise du malaxage puis recommencer l'étape 8.

II-4.5.2 Échantillonnage

Pour chaque béton, l'échantillonnage comporte la fabrication de 3 éprouvettes gel-dégel 75 x 75 x 350 mm et 14 cylindres 100 x 200 mm. La mise en place du béton dans les moules a été réalisée selon la norme ASTM C192. Les cylindres 100 x 200 mm ont été remplis en deux couches pilonnées 25 coups. Après chaque séquence de pilonnage, les éprouvettes étaient légèrement frappées avec une masse en caoutchouc pour refermer les vides de compaction. Les prismes de gel-dégel étaient remplis en deux couches pilonnées 38 coups. Après chaque séquence de pilonnage, les éprouvettes étaient légèrement frappées avec une masse en caoutchouc pour refermer les trous.

II-4.5.3 Mûrissement

Les éprouvettes ont été démoulées $28h \pm 8h$ après le contact eau-ciment puis stockées dans une chambre humide conformément à procédure décrite dans la norme CSA A23.2-3C jusqu'aux essais. Le mûrissement des éprouvettes soumises au gel-dégel était de 14 jours (comme indiqué dans la norme ASTM C666). Cependant, quelques éprouvettes de la phase 1, fabriquées avec le liant C, ont subi 2 types de mûrissement. Les formulations choisies étaient dans la zone critique du facteur d'espacement. Pour ces trois formulations un deuxième type de mûrissement de 56 jours en chambre humide a été effectué pour évaluer l'effet d'un mûrissement prolongé sur la durabilité au gel-dégel d'un béton de type V-S fabriqué avec le liant ternaire C.

Les éprouvettes utilisées pour la lecture du réseau de bulle d'air à l'état durci ont subi un mûrissement de 14 jours pour permettre à la pâte de s'hydrater suffisamment pour obtenir un polissage satisfaisant.

II-4.5.4 Formulations

II-4.5.4.1 Phase 1

Pour la phase 1, l'objectif était de déterminer le facteur d'espacement critique pour chaque type de béton V-S fabriqué avec un liant binaire ou ternaire spécifique.

Pour évaluer l'effet du facteur d'espacement sur la durabilité au gel-dégel et déterminer le facteur d'espacement critique, différents dosages en AEA ont été testés. Une augmentation d'AEA provoquant une augmentation du volume d'air, il était nécessaire de corriger le dosage en SP pour conserver un affaissement dans la plage fixée de $100 \text{ mm} \pm 30 \text{ mm}$.

Liant A

Le Tableau II-13 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 1 fabriqués avec le liant A.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,40 et le dosage en liant était compris entre 378 et 398 kg/m³. Le dosage de l'AEA a varié de 0 à 98 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 1,8% et 8,8%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 97 et 849 µm.

Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 ± 30 mm. Cette correction du dosage en SP était nécessaire pour tenir compte de l'influence du volume d'air sur l'affaissement.

Tableau II-13 Formulation des bétons de la phase 1 - Liant A

		Liant A							
		FA-1	FA-2	FA-3	FA-4	FA-5	FA-6	FA-7	FA-8
Dosage des constituants									
Eau	[kg/m ³]	158	157	151	152	155	154	157	155
Ciment	[kg/m ³]	393	392	378	379	387	386	390	386
Sable	[kg/m ³]	803	834	803	777	818	815	823	819
Pierre	[kg/m ³]	1004	1043	1004	971	1023	1019	1029	1024
SP	[mL/100 kg]	1458	1573	1815	1627	1693	1667	1754	2120
Dosage AE	[mL/100 kg]	70	0	40	98	30	35	27	22
Caractéristique des bétons frais									
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air	[%]	4,7	1,8	5,8	8,8	3,7	4,0	3,9	3,4
Affaissement	[mm]	125	110	155	135	125	130	135	130
Masse volumique	[kg/m ³]	2335	2412	2313	2239	2364	2357	2360	2370
Caractéristique des bétons durcis									
Facteur d'espacement	[µm]	198	849	265	97	257	300	322	376
Surface spécifique	[mm ⁻¹]	26,0	8,4	16,1	30,2	25,2	19,0	17,2	16,7
Volume d'air	[%]	4,6	2,5	6,7	9,2	3,0	4,1	3,5	2,9
Résistance à la compression									
14 jours	[MPa]	45,3	52,7	52,1	40,4	53,2	53,7	52,7	50,1
28 jours	[MPa]	-	61,4	57,4	43,7	56,0	52,2	58,8	63,8
56 jours	[MPa]	54,9	63,2	59,7	43,6	60,8	62,6	65,6	67,8
91 jours	[MPa]	56,9	66,5	64,4	48,5	65,1	70,3	67,0	70,8

Au total, 8 formulations, FA-1 à FA-8, ont été nécessaires pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. Il a notamment été nécessaire d'attendre de connaître le comportement au gel-dégel des premières formulations FA-1 à FA-5 pour choisir le dosage en AEA des formulations suivantes pour ainsi mieux préciser le facteur d'espacement critique du liant A.

Liant B

Le Tableau II-14 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 1 fabriqués avec le liant B.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,40 ou 0,41 et le dosage en liant était compris entre 382 et 395 kg/m³. La formulation FB-6 présente un rapport E/L de 0,41 en raison d'une correction de SP après la procédure habituelle de malaxage. Néanmoins, le facteur d'espacement associé à la formulation FB-6 a un impact minime sur les conclusions de ce projet. Le dosage de l'AEA a varié de 0 à 120 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 2,3% et 7,2%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 132 et 752 µm.

Tableau II-14 Formulation des bétons de la phase 1 - Liant B

		Liant B							
		FB-1	FB-2	FB-3	FB-4	FB-5	FB-6	FB-7	FB-8
Dosage des constituants									
Eau	[kg/m ³]	157	159	155	155	155	155	154	155
Ciment	[kg/m ³]	393	395	388	387	387	382	386	387
Sable	[kg/m ³]	798	827	827	788	811	812	822	818
Pierre	[kg/m ³]	998	1035	1035	985	1014	1017	1026	1024
SP	[mL/100 kg]	968	1332	1334	1211	1210	1513	1517	1394
Dosage AE	[mL/100 kg]	70	0	36	120	45	30	27	30
Caractéristique des bétons frais									
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,41	0,40	0,40
Volume d'air	[%]	4,5	2,3	3,5	7,2	4,2	3,9	2,7	3,3
Affaissement	[mm]	100	160	160	155	110	140	160	150
Masse volumique	[kg/m ³]	2332	2388	2365	2368	2344	2348	2382	2368
Caractéristique des bétons durcis									
Facteur d'espacement	[µm]	257	752	352	132	258	277	624	627
Surface spécifique	[mm ⁻¹]	21,4	9,0	21,1	29,6	21,5	21,8	10,7	10,2
Volume d'air	[%]	4,3	2,5	2,2	7,0	4,2	3,3	2,8	3,0
Résistance à la compression									
14 jours	[MPa]	39,4	41,9	41,4	33,1	38,8	41,2	44,3	47,2
28 jours	[MPa]	44,8	45,2	45,7	38,2	42,9	42,1	50,2	50,5
56 jours	[MPa]	50,1	54,0	53,2	38,2	49,4	47,0	53,3	57,1
91 jours	[MPa]	50,1	54,9	51,7	43,2	48,8	53,6	54,2	62,2

Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 ± 30 mm. Cette correction du dosage en SP était nécessaire pour tenir compte de l'influence du volume d'air sur l'affaissement.

Au total, 8 formulations, FB-1 à FB-8, ont été nécessaires pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. Il a notamment été nécessaire d'attendre de connaître le comportement au gel-dégel des premières formulations FB-1 à FB-5 pour choisir le dosage en AEA des formulations suivantes pour ainsi mieux préciser le facteur d'espacement critique du liant B.

Liant C

Le Tableau II-15 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 1 fabriqués avec le liant C.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,40 et le dosage en liant était compris entre 384 et 392 kg/m³. Le dosage de l'AEA a varié de 0 à 119 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 2,3% et 9,0%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 188 et 807 µm.

Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 ± 30 mm, sauf pour le mélange FC-5. Cependant, le facteur d'espacement de 188 µm n'a pas apporté d'information pertinente sur le facteur d'espacement critique, c'est pourquoi le mélange FC-5 a été conservé et échantillonné.

Au total, 8 formulations, FC-1 à FC-8, ont été nécessaires pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. Il a notamment été nécessaire d'attendre de connaître le comportement au gel-dégel des premières formulations FC-1 à FC-5 pour choisir le dosage en AEA des formulations suivantes pour ainsi mieux préciser le facteur d'espacement critique du liant C.

Tableau II-15 Formulation des bétons de la phase 1 - Liant C

		Liant C							
		FC-1	FC-2	FC-3	FC-4	FC-5	FC-6	FC-7	FC-8
Dosage des constituants									
Eau	[kg/m ³]	157	153	155	155	154	154	154	156
Ciment	[kg/m ³]	392	384	386	388	384	386	385	388
Sable	[kg/m ³]	797	818	824	819	761	801	806	804
Pierre	[kg/m ³]	993	1018	1030	1022	952	1003	999	1020
SP	[mL/100 kg]	1094	1080	1289	1295	1288	1100	1098	1267
Dosage AE	[mL/100 kg]	75	40	0	19	119	55	47	43
Caractéristique des bétons frais									
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air	[%]	4,5	3,4	2,5	2,3	9,0	5,2	4,4	3,8
Affaissement	[mm]	150	100	125	155	192	125	130	125
Masse volumique	[kg/m ³]	2230	2365	2386	2391	2219	2318	2341	2351
Caractéristique des bétons durcis									
Facteur d'espacement	[μm]	275	409	807	638	188	289	310	362
Surface spécifique	[mm ⁻¹]	21,4	16,4	8,8	10,3	24,5	19,4	20,0	22,9
Volume d'air	[%]	3,9	2,7	2,0	2,6	5,4	3,1	3,4	2,4
Résistance à la compression									
14 jours	[MPa]	47,2	46,9	52,1	55,4	45,8	47,4	46,8	50,9
28 jours	[MPa]	52,3	55,0	56,0	59,9	46,0	51,4	51,0	57,0
56 jours	[MPa]	54,6	57,9	61,2	58,4	46,8	54,7	53,7	60,2
91 jours	[MPa]	54,3	62,3	65,7	60,7	49,1	52,0	48,3	58,2

Liant D

Le Tableau II-16 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 1 fabriqués avec le liant D.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,40 et le dosage en liant était compris entre 358 et 366 kg/m³. Le dosage de l'AEA a varié de 0 à 75 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 2,9% et 8,0%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 229 et 895 μm .

Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 \pm 30 mm, sauf pour le mélange FD-5. Cependant, le facteur d'espacement de 253 μm n'a pas apporté d'information pertinente sur le facteur d'espacement critique, c'est pourquoi le mélange FD-5 a été conservé et échantillonné. Cette correction du dosage en SP était nécessaire pour tenir compte de l'influence du volume d'air sur l'affaissement.

Tableau II-16 Formulation des bétons de la phase 1 - Liant D

		Liant D										
		FD-1	FD-2	FD-3	FD-4	FD-5	FD-6	FD-7	FD-8	FD-9	FD-10	FD-11
Dosage des constituants												
Eau	[kg/m ³]	145	148	144	143	144	145	144	143	143	143	144
Ciment	[kg/m ³]	360	366	359	358	359	363	358	357	357	357	358
Sable	[kg/m ³]	821	862	830	820	805	812	835	843	826	835	825
Pierre	[kg/m ³]	1025	1078	1028	1025	1007	1017	1033	1044	1032	1033	1036
SP	[mL/100 kg]	1735	2020	1956	1900	1852	1806	2256	1952	2100	2000	2345
Dosage AE	[mL/100 kg]	75	0	50	35	42	30	15	8	13	10	20
Caractéristique des bétons frais												
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air	[%]	5,8	2,9	5,5	6,5	8,0	6,1	3,8	3,3	4,3	4,1	6,0
Affaissement	[mm]	120	115	130	135	190	135	130	100	150	125	160
Masse volumique	[kg/m ³]	2348	2449	2355	2342	2310	2333	2365	2381	2353	2362	2357
Caractéristique des bétons durcis												
Facteur d'espacement	[μ m]	258	895	229	304	253	266	457	448	435	368	329
Surface spécifique	[mm ⁻¹]	21,6	6,9	22,9	16,3	18,3	18,7	11,9	14,2	14,2	12,3	14,2
Volume d'air	[%]	3,8	2,7	3,5	4,3	5,2	5,8	3,5	2,7	3,0	3,7	4,8
Résistance à la compression												
14 jours	[MPa]	51,1	58,5	52,2	56,1	-	52,0	57,9	50,7	54,1	61,3	59,5
28 jours	[MPa]	56,2	65,5	59,7	-	53,6	57,1	64,4	62,8	62,2	65,1	62,9
56 jours	[MPa]	56,0	66,2	61,1	66,1	53,6	60,1	71,2	68,0	63,8	63,9	-
91 jours	[MPa]	61,6	62,9	63,8	62,8	57,7	58,5	66,4	64,1	67,9	71,1	72,6

Au total, 11 formulations, FD-1 à FD-11, ont été nécessaires pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. Il a notamment été nécessaire d'attendre de connaître le comportement au gel-dégel des premières formulations FD-1 à FD-6 pour choisir le dosage en AEA des formulations suivantes pour ainsi mieux préciser le facteur d'espacement critique du liant D.

II-4.5.4.2 Phase 2

Pour la phase 2, l'objectif était de déterminer si le type de SP avait une influence sur le facteur d'espacement critique, mais également d'observer des corrélations entre le facteur d'espacement et le volume d'air à l'état frais avec un autre type de SP. Pour cela, le SP utilisé était de type PCP (polycarboxylate). Le liant C a été utilisé pour cette phase, car la relation entre le dosage en AEA et le facteur d'espacement était bien définie pour ce liant.

Le Tableau II-17 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 2 fabriqués avec le liant C.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,40 et le dosage en liant était compris entre 384 et 397 kg/m³. Le dosage de l'AEA a varié de 0 à 75 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 3,0% et 9,0%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 105 et 588 μ m.

Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 ± 30 mm. Cette correction du dosage en SP était nécessaire pour tenir compte de l'influence du volume d'air sur l'affaissement. Les résultats du Tableau II-17 montrent qu'en comparaison avec le SP de type PNS, les dosages en SP de type PCP sont de 30 à 40% inférieur pour obtenir approximativement la même plage d'affaissement.

Tableau II-17 Formulation des bétons de la phase 2

		Liant C + PCP						
		FC-PCP1	FC-PCP2	FC-PCP3	FC-PCP4	FC-PCP5	FC-PCP6	FC-PCP7
Dosage des constituants								
Eau	$[kg/m^3]$	154	156	159	157	160	159	158
Ciment	$[kg/m^3]$	384	387	396	392	397	395	393
Sable	$[kg/m^3]$	765	803	797	793	827	826	824
Pierre	$[kg/m^3]$	957	1004	996	991	1034	1022	1030
SP	$[mL/100\ kg]$	657	774	675	675	693	781	766
Dosage AE	$[mL/100\ kg]$	75	0	40	50	20	30	35
Caractéristique des bétons frais								
Rapport E/L		0,4	0,4	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air	$[\%]$	9,0	4,5	4,5	5,2	3,8	3,8	3,0
Affaissement	$[mm]$	150	130	130	145	145	160	130
Masse volumique	$[kg/m^3]$	2335	2223	2331	2315	2365	2354	2375
Caractéristique des bétons durcis								
Facteur d'espacement	$[\mu m]$	105	588	291	265	488	522	349
Surface spécifique	$[mm^{-1}]$	25,8	13,2	21,3	20,0	13,0	12,8	22,7
Volume d'air	$[\%]$	8,7	1,9	3,0	4,7	3,1	2,4	1,6
Résistance à la compression								
14 jours	$[MPa]$	41,0	56,1	53,8	52,0	50,1	54,1	57,9
28 jours	$[MPa]$	43,7	63,1	57,6	53,9	59,1	56,9	64,7
56 jours	$[MPa]$	48,6	61,3	61,0	58,7	57,2	64,0	67,2
91 jours	$[MPa]$	52,3	71,0	64,2	61,5	53,8	61,8	66,1

Au total, 7 formulations, FC-PCP1 à FC-PCP7, ont été nécessaires pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. Il a notamment été nécessaire d'attendre de connaître le comportement au gel-dégel des premières formulations FC-PCP1 à FC-PCP4 pour choisir le dosage en AEA des formulations suivantes pour ainsi mieux préciser le facteur d'espacement critique relatif à cette deuxième phase.

II-4.5.4.3 Phase 3

Pour la phase 3, l'objectif était de déterminer l'influence du dosage en liant sur la résistance au gel-dégel. De nouveau, le liant C a été utilisé pour cette phase, car la relation entre le dosage en AEA et le facteur d'espacement était bien définie pour ce liant.

Le Tableau II-18 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 3 fabriqués avec le liant C.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,42 et le dosage en liant était compris entre 366 et 371 kg/m³. Le rapport E/L de 0,42 est la valeur maximale, et le dosage de 365 kg/m³ la valeur minimale pour un liant ternaire, dans la confection d'un béton de type V-S.

Le dosage de l'AEA a varié de 30 à 35 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 3,7% et 4,3%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 295 et 471 µm. Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 ± 30 mm. Cette correction du dosage en SP était nécessaire pour tenir compte de l'influence du volume d'air sur l'affaissement.

Seulement 3 formulations, FC-Lim1 à FC-Lim3, ont été nécessaires pour cette phase pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. En effet, le \bar{L}_{crit} pour ce type de liant avait déjà été établi lors de la phase 1. À partir de cette valeur, il a été facile de choisir les dosages en AEA requis pour produire 3 facteurs d'espacement voisins de la valeur critique.

Tableau II-18 Formulation des bétons de la phase 3

		Liant C limite		
		FC-Lim1	FC-Lim2	FC-Lim3
Dosage des constituants				
Eau	<i>[kg/m³]</i>	156	156	153
Ciment	<i>[kg/m³]</i>	370	371	366
Sable	<i>[kg/m³]</i>	834	823	824
Pierre	<i>[kg/m³]</i>	1042	1029	1031
SP	<i>[mL/100 kg]</i>	1099	1303	1325
Dosage AE	<i>[mL/100 kg]</i>	35	45	30
Caractéristique des bétons frais				
Rapport E/L		0,42	0,42	0,42
Volume d'air	<i>[%]</i>	3,7	4,3	4,1
Affaissement	<i>[mm]</i>	120	160	160
Masse volumique	<i>[kg/m³]</i>	2340	2358	2348
Caractéristique des bétons durcis				
Facteur d'espacement	<i>[μm]</i>	295	352	471
Surface spécifique	<i>[mm⁻¹]</i>	22,8	16,7	12,1
Volume d'air	<i>[%]</i>	2,6	3,6	3,5
Résistance à la compression				
14 jours	<i>[MPa]</i>	45,3	49,1	49,2
28 jours	<i>[MPa]</i>	50,3	59,6	54,1
56 jours	<i>[MPa]</i>	54,1	58,7	63,0
91 jours	<i>[MPa]</i>	59,9	57,8	62,0

II-4.5.4.4 Phase 4

Cette quatrième phase du projet avait pour but de déterminer si un granulats marginal peut influencer la résistance au gel-dégel. Le Tableau II-19 présente le dosage des constituants et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons de la phase 4 fabriqués avec le liant C.

Pour tous les mélanges, le rapport E/L était de 0,40 et le dosage en liant était compris entre 380 et 393 kg/m³. Le dosage de l'AEA a varié de 45 à 120 mL/100 kg pour obtenir des volumes d'air compris entre 3,0% et 7,6%. Cette plage de volume d'air a permis de produire des facteurs d'espacement compris entre 158 et 480 μm.

Pour chaque mélange, le dosage en SP a été ajusté pour obtenir un affaissement dans la plage spécifiée de 100 ± 30 mm. Cette correction du dosage en SP était nécessaire pour tenir compte de l'influence du volume d'air sur l'affaissement.

Tableau II-19 Formulation des bétons de la phase 4

		Liant C- Granulat marginal			
		FC-GM1	FC-GM2	FC-GM3	FC-GM4
Dosage des constituants					
Eau	[kg/m ³]	156	158	158	155
Ciment	[kg/m ³]	393	393	380	387
Sable	[kg/m ³]	818	808	774	789
Pierre	[kg/m ³]	1023	1010	977	986
SP	[mL/100 kg]	1175	1252	1200	1364
Dosage AE	[mL/100 kg]	45	80	120	100
Caractéristique des bétons frais					
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air	[%]	3,0	3,8	7,6	5,5
Affaissement	[mm]	135	120	125	150
Masse volumique	[kg/m ³]	2388	2346	2281	2314
Caractéristique des bétons durcis					
Facteur d'espacement	[μ m]	480	334	158	223
Surface spécifique	[mm ⁻¹]	15,9	20,1	29,2	25,8
Volume d'air	[%]	1,9	2,6	5,8	4,1
Résistance à la compression					
14 jours	[MPa]	51,2	48,5	37,7	49,8
28 jours	[MPa]	52,1	49,2	44,2	56,3
56 jours	[MPa]	57,0	58,8	45,4	55,2
91 jours	[MPa]	62,8	63,2	49,6	60,2

Les résultats du Tableau II-19 montrent que le granulat marginal considéré n'avait pas d'influence sur le dosage en SP ou en AEA. Ces résultats étaient prévisibles compte tenu de la similarité de forme, texture et de granulométrie avec le granulat de référence.

Seulement 4 formulations, FC-GM1 à FC-GM4, ont été nécessaires pour cette phase pour obtenir un facteur d'espacement critique suffisamment bien défini. Les formulations de la phase 4 ont été réalisées de telle sorte que les facteurs d'espacement obtenus soient dans la zone limitée déterminée dans la phase 1 pour le liant C, ou alors, légèrement inférieurs. En effet, si les granulats peuvent avoir un effet néfaste sur la résistance en ambiance hivernale rigoureuse, alors le facteur d'espacement critique devrait être inférieur à celui d'un béton avec les mêmes caractéristiques, mais dont le granulat est résistant dans un environnement de cycles gel-dégel.

II-5 PRESENTATION DES RESULTATS

II-5.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre les résultats bruts et les paramètres utilisés sont exposés pour les bétons présentés dans les tableaux du paragraphe II-4.5.4.

Pour chacun des bétons formulés, le dosage en AEA a été adapté pour viser différents facteurs d'espacement, et ainsi déterminer par la suite un intervalle encadrant le facteur d'espacement critique. Étant donné que cet ajout d'AEA augmentait le volume d'air à l'état frais, il a fallu mesurer la résistance à la compression de chacun des bétons pour vérifier que ceux-ci répondaient à l'exigence de 35 MPa à 28 jours pour des bétons de type V-S.

Dans la deuxième partie se trouvent les caractéristiques du réseau d'air. Pour chaque phase du projet et pour chaque formulation, le facteur d'espacement a été mesuré et comparé au dosage en AEA pour permettre de viser avec précision le \bar{L} suivant en ajustant la quantité d'AEA. Cette partie présente également une comparaison entre le volume d'air à l'état frais et à l'état durci pour la majorité des mélanges.

Dans la troisième partie, les résultats d'allongement des éprouvettes aux cycles gel-dégel pour chacune des phases du projet sont exposés. Pour toutes les formulations, 3 prismes de gel-dégel ont été prélevés, sauf pour les mélanges FC-GM4, F3-8 et F4-8, où 2 prismes étaient testés. Quel que soit le nombre d'éprouvettes, le test était poursuivi jusqu'à la prise de mesure où l'un des échantillons, au moins, arrivait à la ruine alors que les deux autres présentaient des symptômes de dégradation sévère (allongement de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ minimum). La dernière valeur permettant de réaliser une moyenne sur la déformation des 3 éprouvettes était conservée.

II-5.2 RÉSISTANCES À LA COMPRESSION ET CARACTÉRISATION DU RÉSEAU DES BULLES D'AIR

II-5.2.1 Résistance à la compression

II-5.2.1.1 Phase 1- Liants A, B, C et D et dosages variables en agent entraîneur d'air

Les Figure II-17 à Figure II-20 présentent l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps de mûrissement des éprouvettes de la phase 1. On constate que tous les échantillons testés à 28 jours dépassaient les 35 MPa exigés en compression pour les bétons de type V-S. Il faut également noter que les bétons formulés avec le liant binaire présentent des résistances supérieures à celles obtenues avec des mélanges ternaires pour des volumes d'air à l'état frais équivalents.

Toutes les résistances à la compression des bétons fabriqués avec le liant A ont donné des valeurs supérieures à 35 MPa comme prescrit par la norme 3101. Les bétons contenant le plus d'air présentent des résistances à la compression plus faibles. Les résistances à la compression à 28 jours sont comprises entre 44 MPa à 64 MPa pour des volumes d'air variant de 1,8% à 8,8% (Figure II-17).

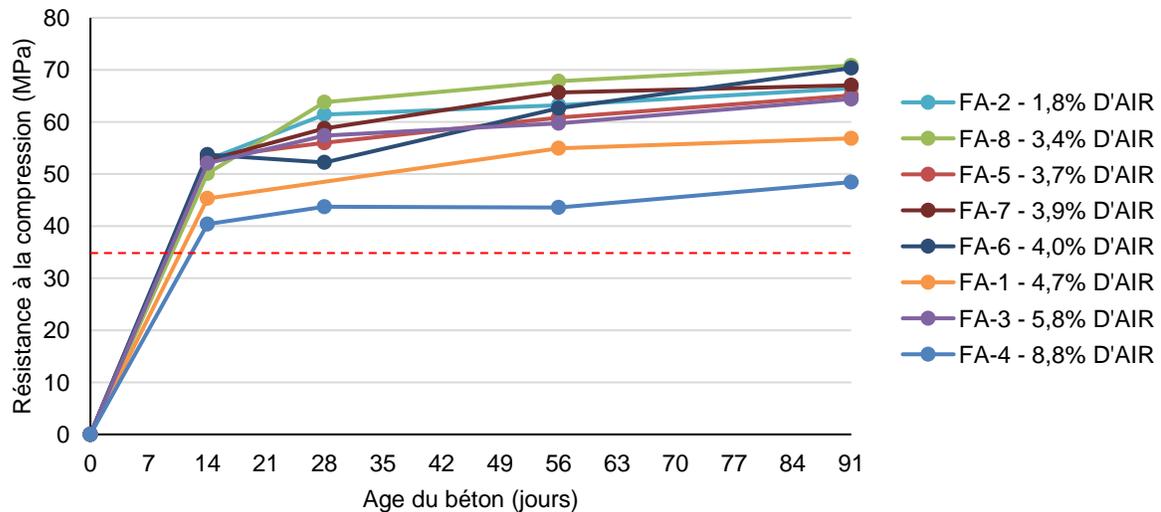


Figure II-17 Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1

Toutes les résistances à la compression des bétons fabriqués avec le liant B sont supérieures à 35 MPa. Les résistances à la compression à 28 jours sont comprises entre 38 MPa à 51 MPa pour des volumes d'air variant de 2,3% à 7,2% (Figure II-18). Globalement, ces résistances sont plus faibles que pour les autres liants pour une même teneur en air.

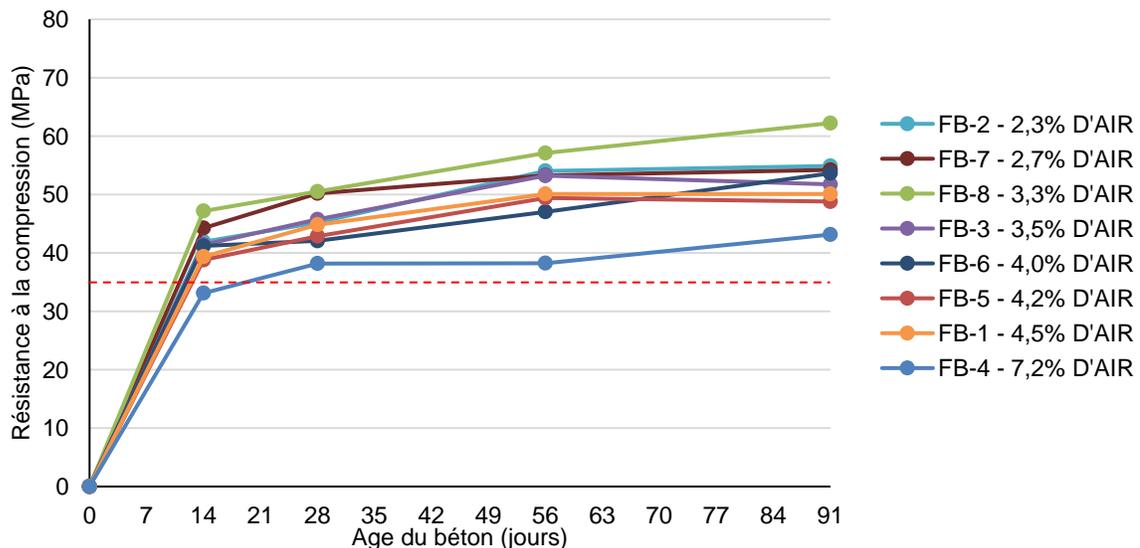


Figure II-18 Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1

Toutes les résistances à la compression des bétons fabriqués avec le liant C sont supérieures à 35 MPa. Les résistances à la compression à 28 jours sont comprises entre 46 MPa à 60 MPa pour des volumes d'air variant de 2,3% à 9,0% (Figure II-19). Globalement, elles sont plus élevées que celles obtenues avec le liant B et équivalentes à celles obtenues avec le liant A.

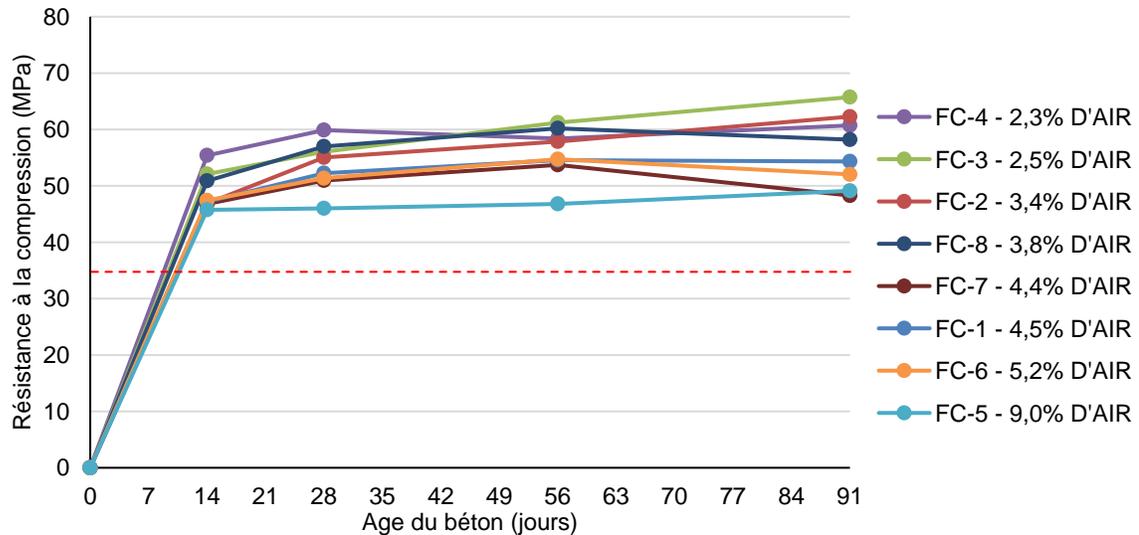


Figure II-19 Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1

Les résistances à la compression des bétons fabriqués avec le liant D sont toutes supérieures à 35 MPa. Les résistances à la compression à 28 jours sont comprises entre 53 MPa à 65 MPa pour des volumes d'air variant de 2,9% à 8,0% (La Figure II-20). Ces résistances à la compression sont dans l'ensemble plus élevées à 28 jours que celles obtenues avec les autres liants pour une même teneur en air. Ceci s'explique par l'utilisation d'un liant binaire qui est plus réactif à court terme que les liants ternaires.

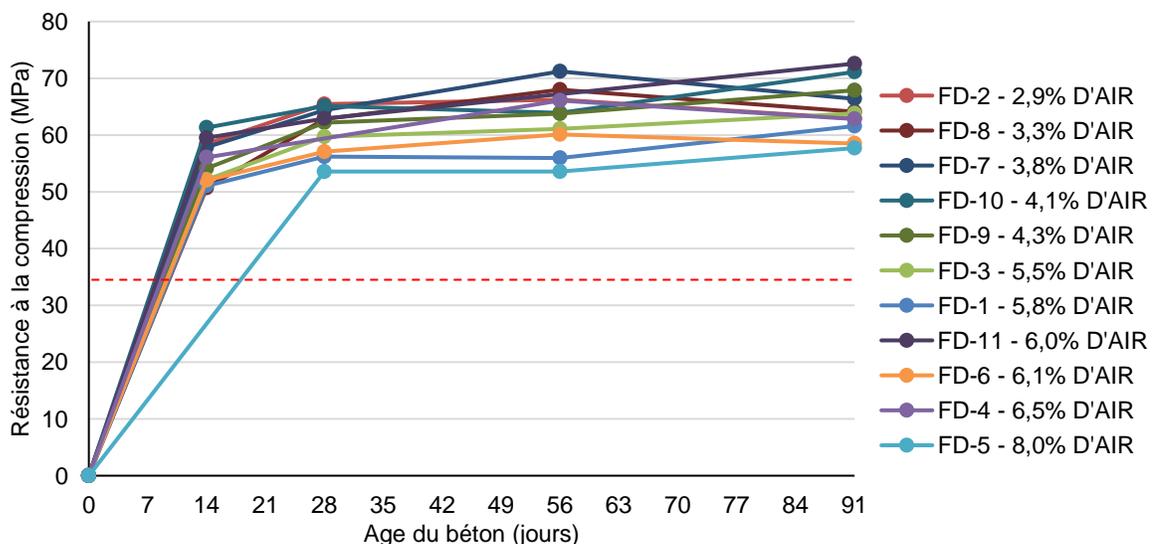


Figure II-20 Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

II-5.2.1.2 Phase 2 – Liant C et superplastifiant de type polycarboxylates

La Figure II-21 présente la résistance à la compression des bétons de la phase 2 fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type polycarboxylates. Globalement, l'utilisation d'un SP de type PCP produit des résistances à la compression légèrement supérieures à celles obtenues avec un SP de type PNS pour un même volume d'air. Par exemple, pour un volume d'air à l'état frais de 5,2%, la résistance

à la compression à 28 jours est de 54 MPa pour un béton formulé avec un PCP contre 51 MPa pour un béton formulé avec un PNS. L'écart est encore plus important pour des teneurs en air faibles. Par exemple, un béton avec 2,3% d'air et un PNS possède une résistance de 60 MPa alors que celle d'un béton avec 4,5% d'air et un PCP atteint 63 MPa. Ces résultats suggèrent que l'utilisation d'un superplastifiant à base de PCP permet d'augmenter légèrement les résistances à la compression par rapport à celles obtenues avec un SP de type PNS. Cette hausse pourrait être due à une meilleure dispersion des grains de ciment, favorisant ainsi leur hydratation.

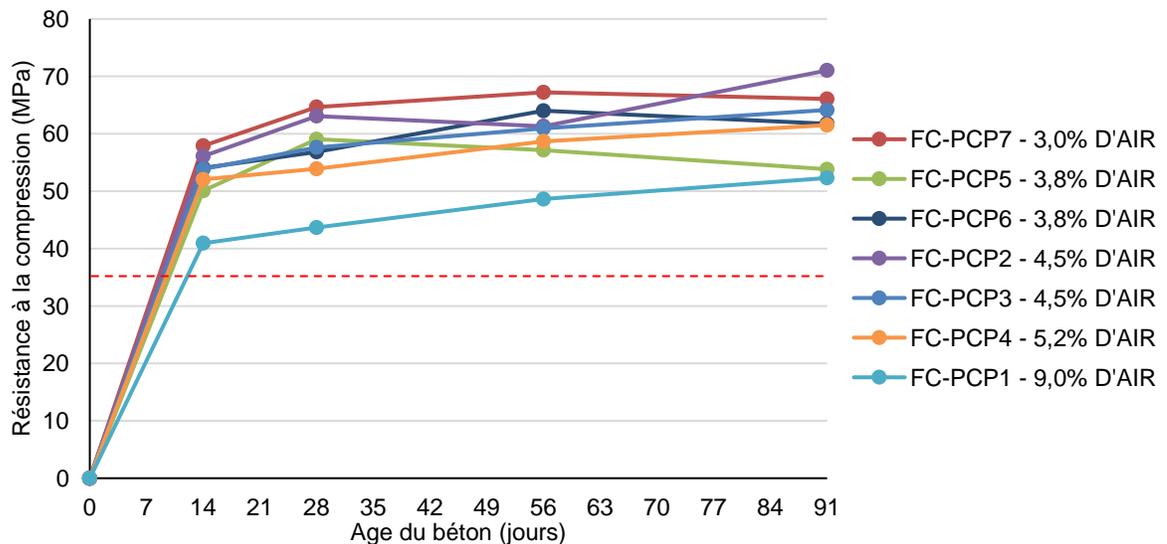


Figure II-21 Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant C et superplastifiant à base de polycarboxylates – Phase 2

II-5.2.1.3 Phase 3 – Liant C et formulation avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible

La Figure II-21 présente les résistances à la compression des bétons de la phase 3 fabriqués avec le liant C et un rapport E/L de 0,42 ainsi qu'un dosage en liant plus faible (voisin de 365 kg/m^3). La comparaison de ces résultats avec ceux de la Figure II-19 montre que pour un volume d'air donné, une augmentation du rapport E/L de 0,40 à 0,42 et une diminution de la masse de liant de 385 kg/m^3 à 365 kg/m^3 n'a pas d'effet important sur les résistances à la compression.

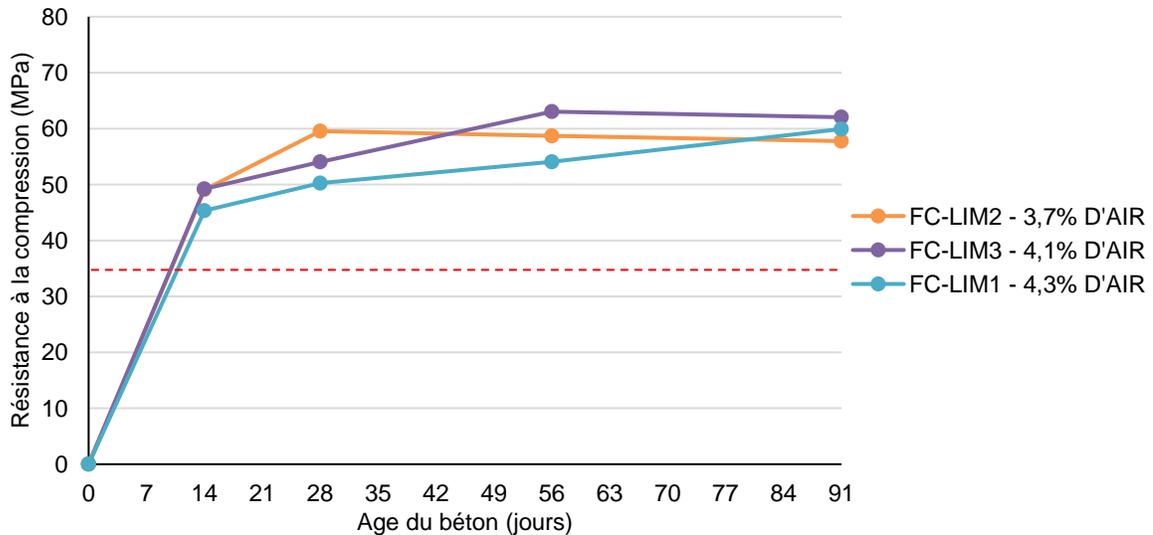


Figure II-22 Résistance à la compression des échantillons de bétons fabriqués avec liant C avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible – Phase 3

II-5.2.1.4 Phase 4 – Liant C et utilisation d'un gros granulat marginal

La Figure II-23 présente les résistances à la compression des bétons de la phase 4 fabriqués avec le gros granulat marginal. La comparaison des courbes de la Figure II-23 avec ceux de la Figure II-19 suggère que l'utilisation d'un gros granulat marginal n'a pas d'influence importante sur la résistance à la compression. Toutes les résistances à la compression obtenues avec ce type de gros granulat sont supérieures à 35 MPa.

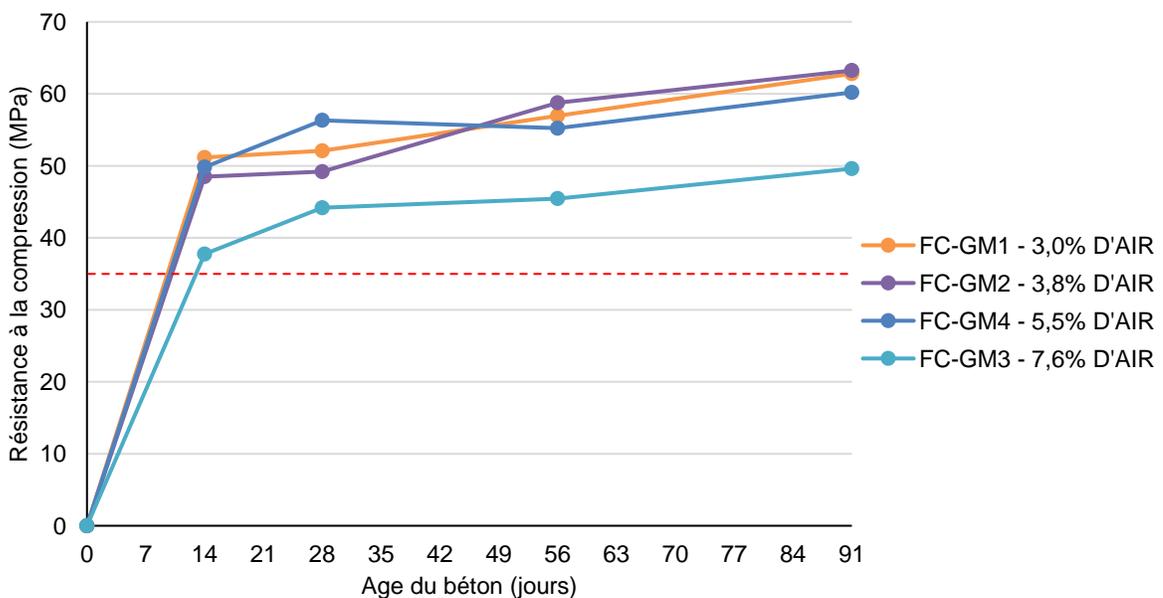


Figure II-23 Résistance à la compression des bétons fabriqués avec le liant C et le gros granulat marginal – Phase 4

II-5.2.2 Caractérisation du réseau de bulles d'air

II-5.2.2.1 Phase 1 – Liants A, B, C et D et dosages variables en agent entraîneur d'air

Pour se rapprocher du facteur d'espacement critique, plusieurs dosages en AEA ont été utilisés pour l'ensemble des formulations. Au cours de l'avancement du projet, il a été observé que la quantité d'AEA nécessaire pour se rapprocher au plus près du facteur d'espacement critique se situait autour de 30 mL pour l'adjuvant utilisé. C'est pourquoi mis à part le dosage nul (0 mL/100 kg de liant d'AEA) et le dosage fort (approximativement de 100 mL/100 kg de liant d'AEA) les dosages se situaient dans l'intervalle [10 mL/100 kg de liant; 45 mL/100 kg de liant].

La Figure II-24 présente la relation entre le dosage d'AEA et le volume d'air (béton frais et durci) dans les bétons fabriqués avec le liant A. Globalement, la relation est approximativement linéaire et il y a peu de différence entre le volume d'air dans le béton durci et dans le béton frais pour un dosage donné de l'AEA. En l'absence d'AEA, le volume d'air est d'environ 2% et le dosage maximal d'AEA (98 mL/100 kg de liant) a produit un volume d'air d'environ 9%. Plusieurs bétons ont été fabriqués avec des dosages d'AEA compris entre 20 et 40 mL/100 kg de liant. Pour ce type de liant, c'est dans cette plage que la probabilité est la plus grande de produire un facteur d'espacement proche de la valeur critique.

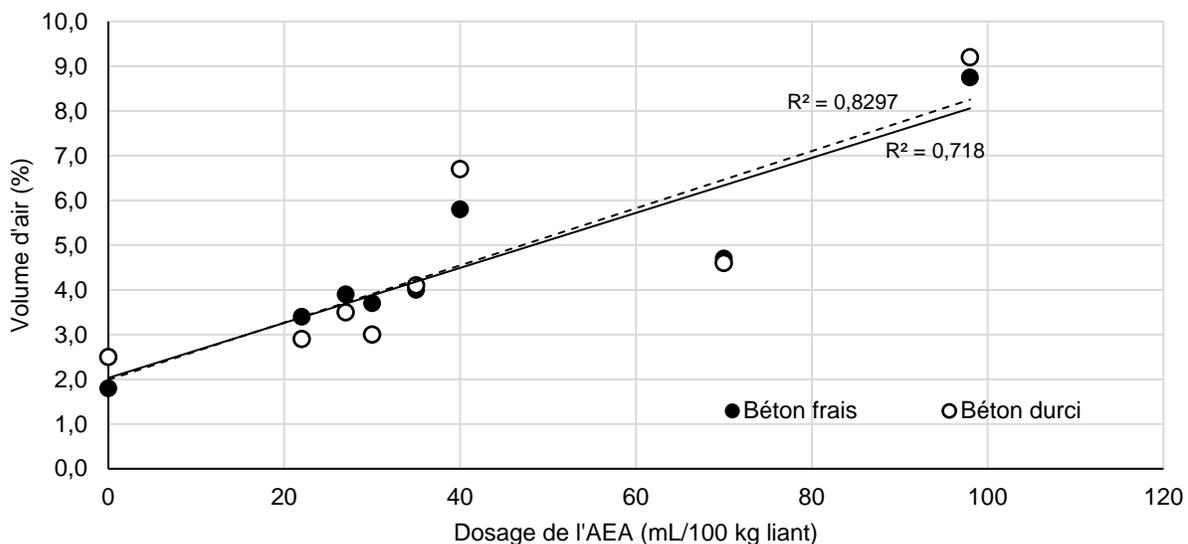


Figure II-24 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1

La Figure II-25 présente la relation entre le dosage d'AEA et le facteur d'espacement des bulles d'air des bétons fabriqués avec le liant A. Contrairement au volume d'air, cette relation n'est pas linéaire. L'absence d'AEA produit un \bar{L} élevé, supérieur à 800 μm . Dans la plage des dosages compris entre 0 et 40 mL/100 kg de liant, l'augmentation du dosage en AEA est plus lente et plus linéaire. Le plus fort dosage en AEA a produit un \bar{L} à 97 μm . Dans le cas du liant A, les résultats de la Figure II-25 montrent qu'un dosage en AEA supérieur à environ 60 mL/100 kg de liant est requis pour produire un \bar{L} inférieur à la limite de 230 μm .

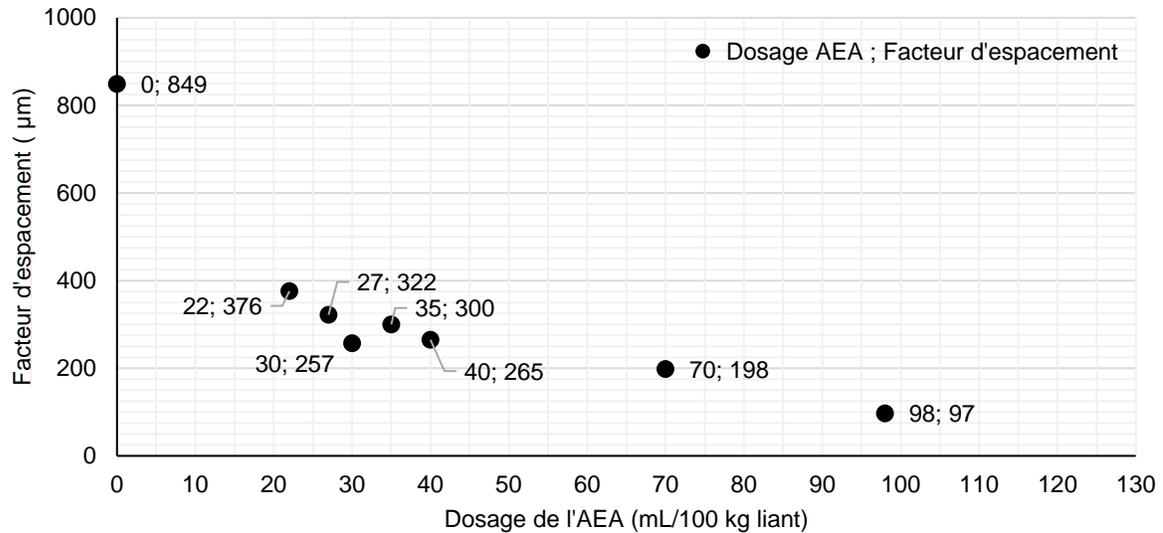


Figure II-25 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espace des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1

La Figure II-26 présente la relation entre le dosage d'AEA et le volume d'air dans les bétons frais et durcis fabriqués avec le liant B. Comme pour le liant A, cette relation est globalement linéaire et il y a peu d'écart entre le volume d'air dans le béton durci et dans le béton frais pour un dosage donné de l'AEA. L'absence d'AEA produit un volume d'air d'environ 2% et le dosage maximal d'AEA de 120 mL/100 kg de liant a entraîné 7% d'air. Ces résultats montrent une pente plus faible, par rapport au liant A, de la relation dosage en AEA – volume d'air. Pour obtenir un volume d'air donné, il faut donc utiliser un dosage en AEA plus élevé avec le liant B qu'avec le liant A. Plusieurs bétons ont été fabriqués avec un dosage en AEA compris entre 30 et 50 mL/100 kg de liant, car le facteur d'espace critique semblait être localisé dans cette plage de volume d'air (2% à 4%).

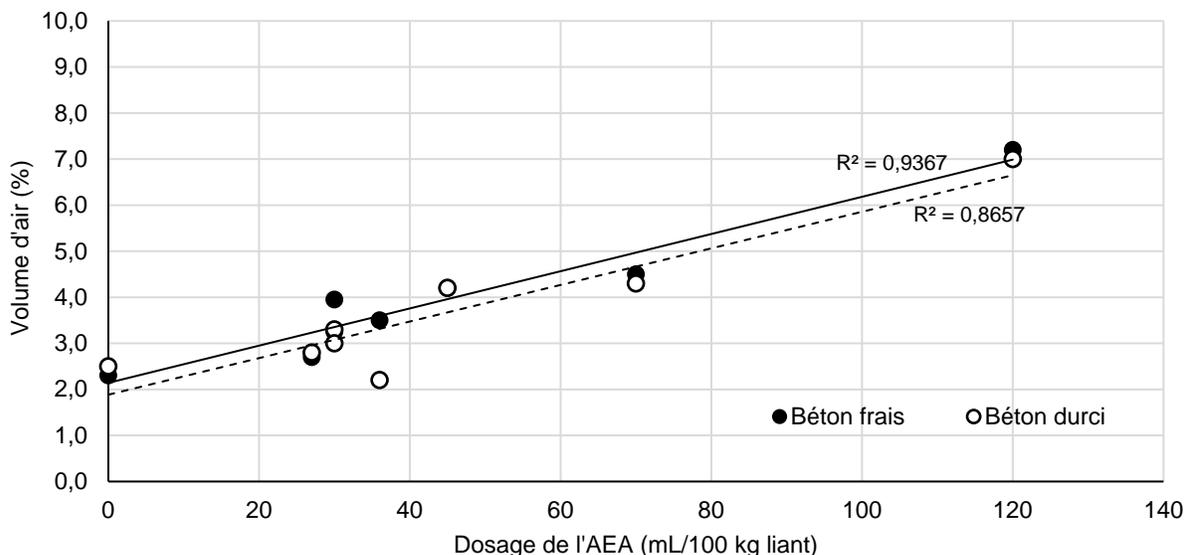


Figure II-26 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1

La Figure II-27 présente la relation entre le dosage d'AEA et le facteur d'espacement des bulles d'air des bétons fabriqués avec le liant B. Cette relation n'est pas linéaire et est similaire à celle obtenue avec le liant A. L'absence d'AEA produit un \bar{L} élevé, d'environ 750 μm . Pour des dosages compris entre 30 et 50 mL/100 kg de liant, le \bar{L} est compris entre 600 et 250 μm . Pour ce type de liant, une faible variation du dosage de l'AEA, d'environ 20 mL/100 kg de liant peut donc conduire à un facteur d'espacement largement non conforme ($> 600 \mu\text{m}$) ou à presque conforme ($< 260 \mu\text{m}$).

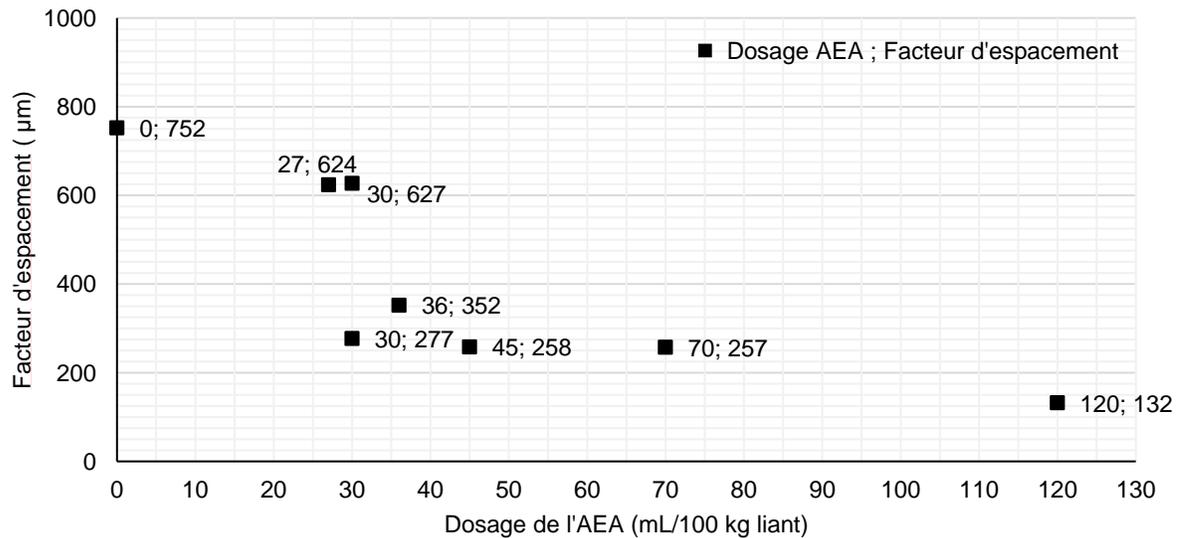


Figure II-27 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1

La Figure II-28 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le volume d'air entraîné dans les bétons fabriqués avec le liant C. Comme pour les liants A et B, la relation est globalement linéaire. Un dosage en AEA élevé de 120 mL/100 kg de liant produit un volume d'air important de 9%. Les résultats de la Figure II-28 montrent que le volume d'air dans le béton durci est presque toujours plus faible que dans le béton frais. L'écart peut atteindre 4% dans le cas du plus fort dosage en AEA. Un plus faible volume d'air dans le béton durci est typique. Il peut s'expliquer par le pilonnage du béton dans les cylindres 100 x 200 mm dans lesquels sont prélevées les plaques de bétons utilisées pour mesurer les caractéristiques du réseau des bulles d'air par l'évaluation des plus grosses bulles.

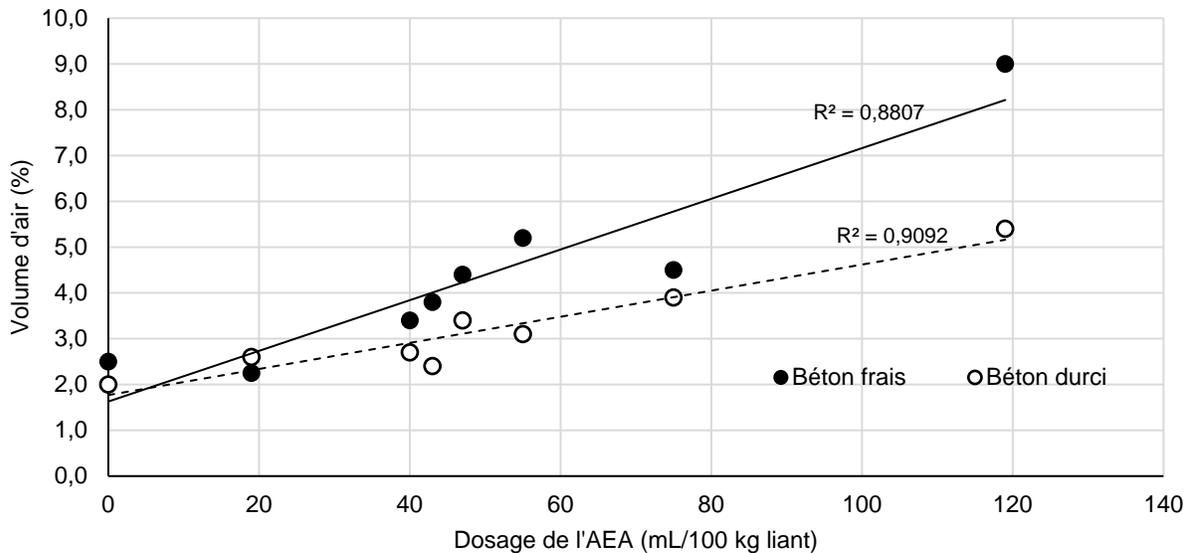


Figure II-28 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1

Comme pour les liants A et B, plusieurs bétons ont été produits avec des dosages en AEA compris entre 40 et 60 mL/100 kg de liant, car c'est pour cette plage de teneur en air (2% à 5%) que le facteur d'espacement critique était susceptible de se trouver.

La Figure II-29 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C. Comme pour les liants A et B, l'utilisation d'un AEA dans la plage de dosage de 0 à 50 mL/100 kg de liant engendre une diminution rapide du facteur d'espacement. Les résultats indiquent qu'il faut utiliser un dosage AEA supérieur à 60 mL/100 kg de liant pour produire un \bar{L} inférieur à 230 μm .

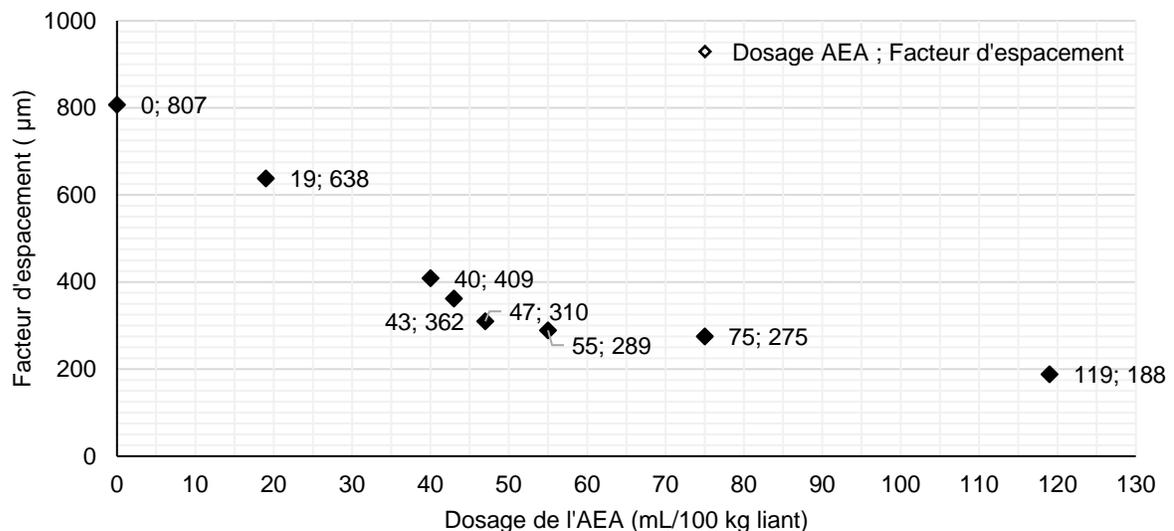


Figure II-29 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1

La Figure II-30 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant D. Pour ce liant, les relations sont globalement linéaires, mais relativement peu précises en raison de la grande dispersion des résultats. De nouveau, le volume d'air dans le béton durci est systématiquement plus faible que dans le béton frais. Cela découle probablement de la perte des plus grosses bulles d'air lors du pilonnage du béton dans les cylindres dans lesquels sont sciées les deux plaques utilisées pour mesurer les caractéristiques du réseau de bulles d'air du béton durci.

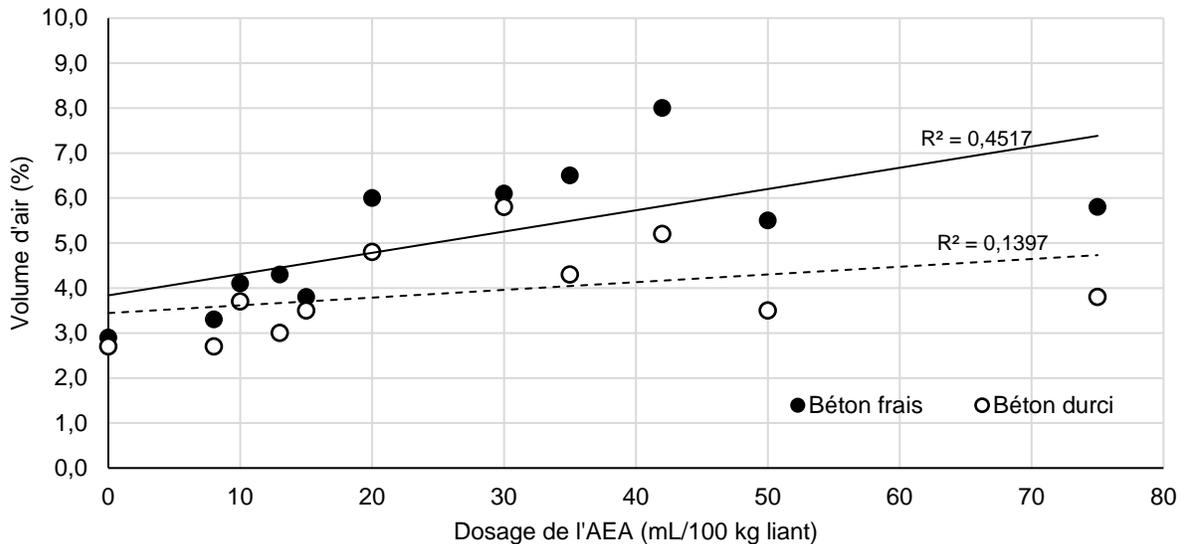


Figure II-30 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

La Figure II-31 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant D. On constate de nouveau qu'un dosage nul en AEA conduit à un facteur d'espacement très élevé aux alentours de 900 μm . Comme pour les autres liants, l'ajout d'un AEA dans la plage de dosage de 0 à 30 mL/100 kg de liant engendre une diminution rapide du facteur d'espacement. Pour obtenir un facteur d'espacement inférieur à 230 μm il faut utiliser un dosage au moins supérieur à 50 mL/100 kg de liant, comme c'est généralement le cas pour les autres types de liants.

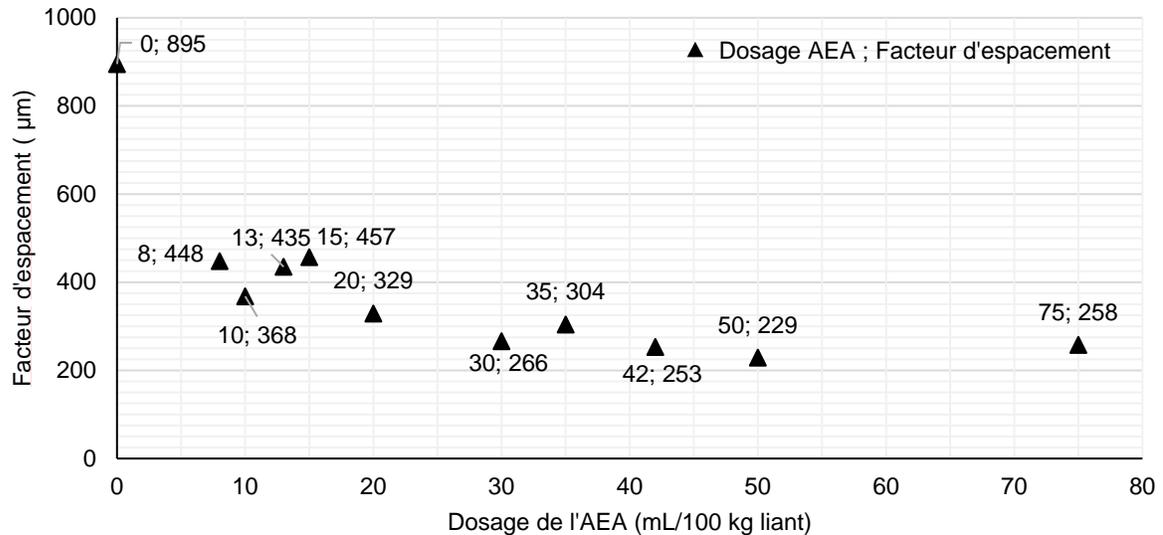


Figure II-31 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

II-5.2.2.2 Phase 2 – Bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP

La Figure II-32 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le volume d'air des bétons frais et durcis fabriqués avec le liant C et le superplastifiant de type PCP. Cette combinaison liant-SP présente une relation atypique entre le dosage de l'AEA et le volume d'air. Les résultats de la Figure II-32 montrent que le volume d'air est plus élevé (3 à 4%) et relativement constant, même pour des faibles dosages de l'AEA (< 50 mL/100 kg de liant). Ces résultats suggèrent que le SP à base de PCP pourrait avoir une fonction secondaire d'entraînement d'air. Cette hypothèse est notamment appuyée par le volume d'air de plus de 4% obtenu sans agent entraîneur d'air.

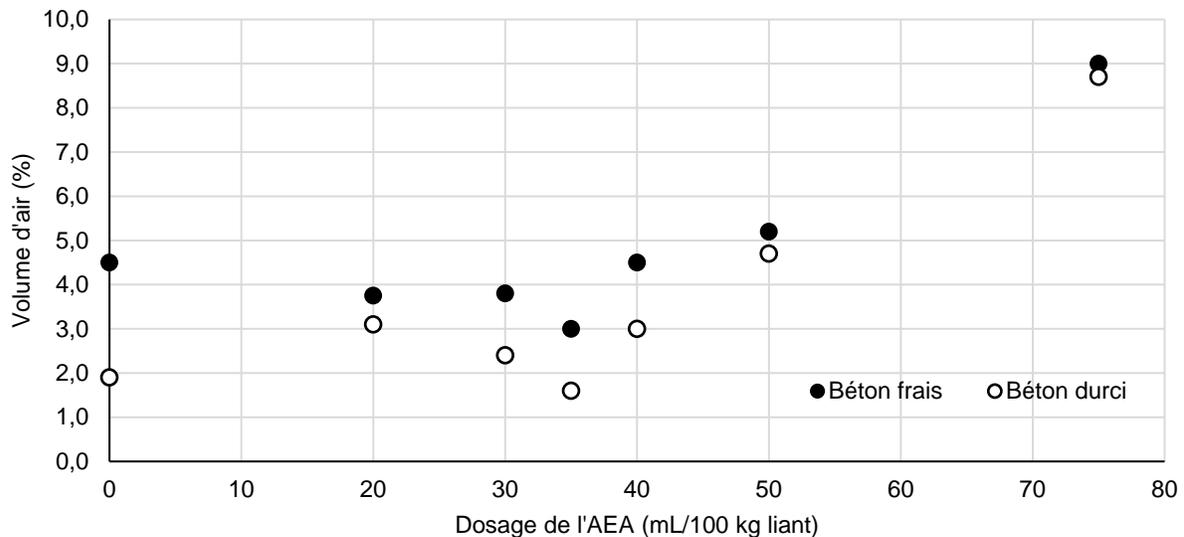


Figure II-32 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP – Phase 2

La Figure II-33 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et le superplastifiant à base de PCP. En l'absence d'AEA, le facteur d'espacement est élevé (588 μm), mais nettement plus faible que ceux obtenus avec le SP à base de PNS. Ce résultat est compatible avec l'hypothèse que le SP à base de PCP possède une fonction secondaire d'entraîneur d'air. Il semble entraîner des grosses bulles d'air qui ont pour effet d'augmenter le volume d'air, mais produit un facteur d'espacement non conforme. [28–31]

Comme pour les autres types de liant et pour le superplastifiant à base de PNS, les résultats de la Figure II-33 montrent qu'il faut un dosage en AEA au moins supérieur à 50 mL/100 kg de liant pour produire un facteur d'espacement inférieur à 230 μm .

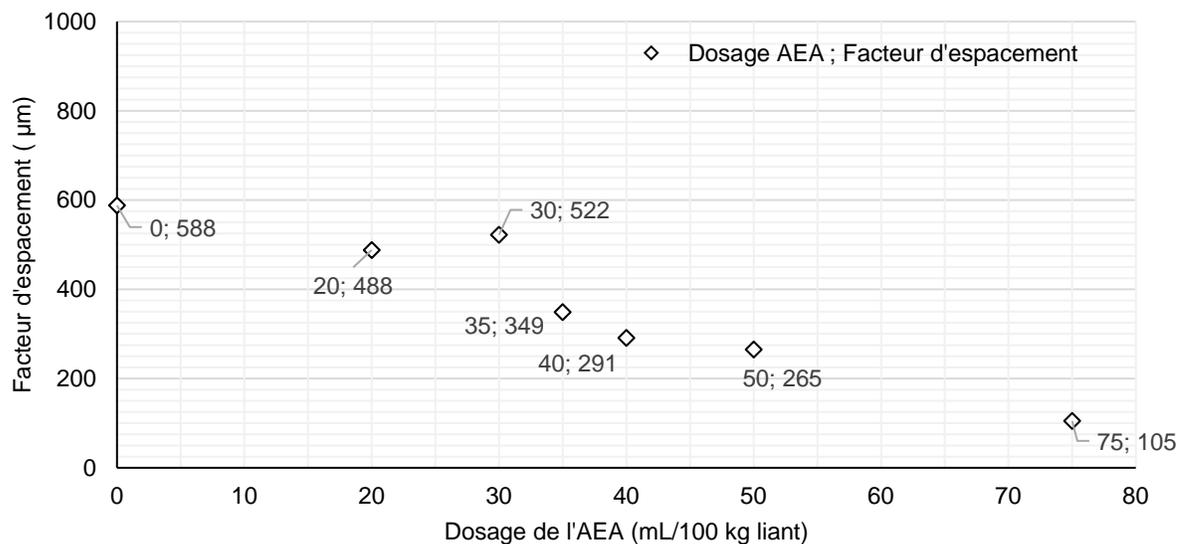


Figure II-33 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP – Phase 2

II-5.2.2.3 Phase 3 – Bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant

La Figure II-34 présente le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et un rapport E/L de 0,42. De plus, ces bétons ont été produits avec un dosage en liant de 365 kg/m^3 au lieu d'un dosage de 385 kg/m^3 utilisé pour les bétons de la phase 1.

Seulement 3 points ont été considérés lors de cette phase. L'hypothèse était que la faible augmentation du rapport E/C et la diminution de 20 kg/m^3 de liant ternaire n'avaient que peu d'incidence sur le facteur d'espacement critique. Par conséquent, les dosages en AEA ont été concentrés autour de 35 mL/100 kg de liant afin de se rapprocher du facteur d'espacement critique déterminé lors de la phase 1. Le dosage le plus fort, à 45 mL/100 kg de liant a permis d'obtenir un \bar{L} de 295 μm tandis que le dosage le plus faible a produit un \bar{L} de 471 μm .

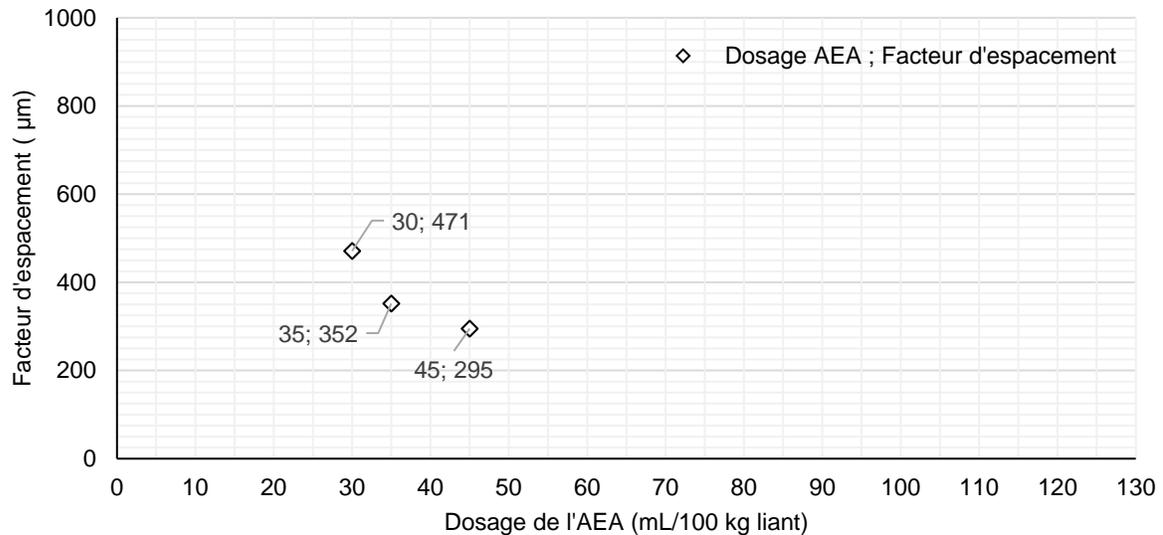


Figure II-34 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur en liant de 365 kg/m³ – Phase 3

II-5.2.2.4 Phase 4 – Bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal

La Figure II-35 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le volume d'air entraîné dans les bétons frais et durcis fabriqués avec le liant C et le gros granulat marginal. Globalement la relation est très semblable à celle obtenue avec le même liant et avec le granulat de référence de la phase 1 (Figure II-28). Cette similarité suggère que le gros granulat marginal a peu d'influence sur l'entraînement d'air.

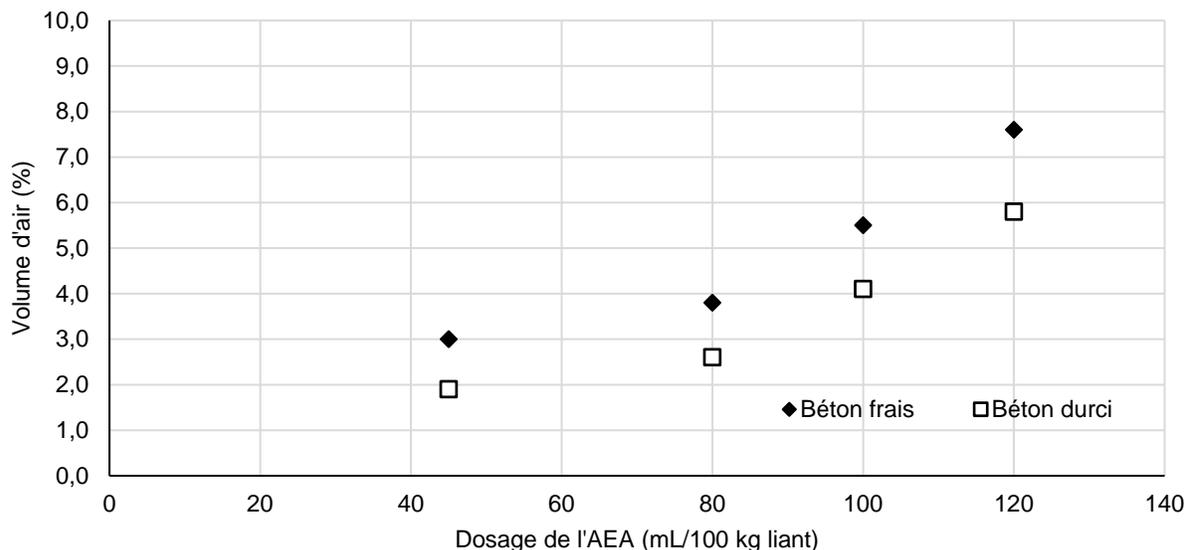


Figure II-35 Relation entre le dosage en AEA et le volume d'air des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4

La Figure II-36 présente la relation entre le dosage en AEA et le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le gros granulat marginal. De nouveau, cette relation est similaire à celle obtenue avec

le gros granulat de référence (Figure II-29). Seulement 4 bétons ont été fabriqués, car le facteur d'espacement critique pouvait être facilement prédit sur la base des résultats de la Figure II-29.

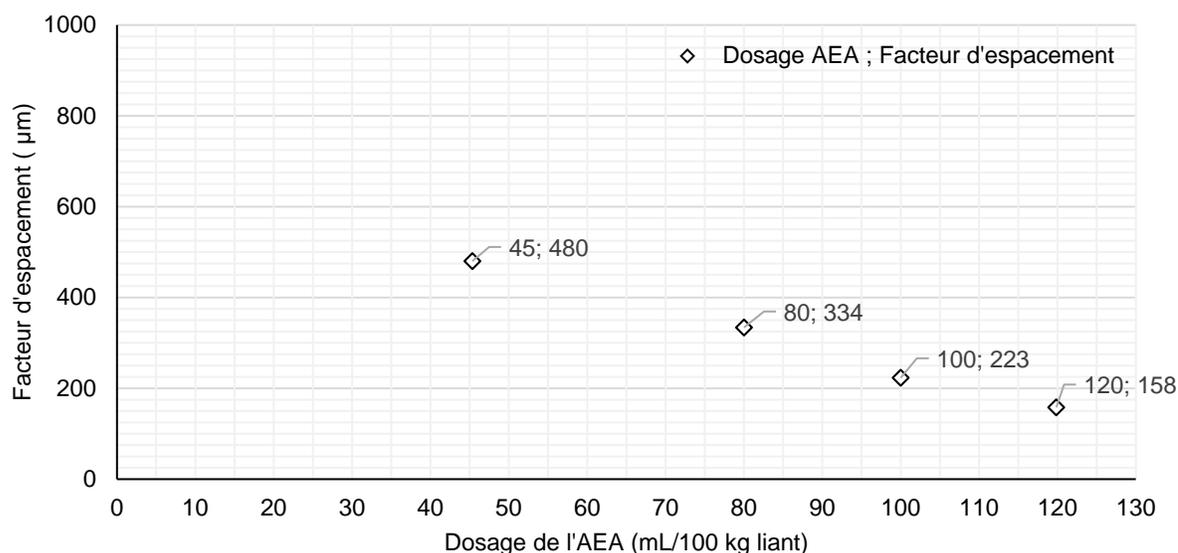


Figure II-36 Influence du dosage en AEA sur le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4

II-5.3 ESSAIS DE GEL-DÉGEL

Cette section présente les résultats de gel-dégel pour chacune des 4 phases de cette partie du projet de recherche. Les résultats sont organisés sous forme de graphiques qui présentent l'évolution de l'allongement et du module d'élasticité en fonction du nombre de cycles de gel-dégel. Les résultats détaillés de l'évolution de la masse en fonction du nombre de cycles de gel-dégel sont regroupés à l'Annexe D. Les résultats détaillés de l'évolution de la vitesse de propagation de l'onde sonore et de l'allongement en fonction du nombre de cycles de gel-dégel sont présentés à l'Annexe E.

Les cycles ont été stoppés lorsque la destruction était totale ou lorsque le nombre de cycles dépassait 300. Un béton « non-durable » au gel-dégel est associé à un béton dont la déformation était supérieure à 500 µm/m à la fin de l'essai ou lorsque l'éprouvette était totalement détruite avant les 300 cycles. Lorsque les déformations étaient supérieures à 500 µm/m, de nombreuses fissures étaient apparentes sur la surface de l'éprouvette et il était possible de remarquer une perte de cohésion du matériau (voir photos en Annexe F).

II-5.3.1 Phase 1

II-5.3.1.1 Liant A

Pour ce liant, les facteurs d'espacement sont compris entre 97 µm et 849 µm. La Figure II-37 montre que seulement deux bétons avec un facteur d'espacement de 849 µm et 376 µm, se sont complètement brisés avant 300 cycles. Les 6 autres bétons ont atteint 300 cycles sans dépasser la limite de 500 µm/m. Les courbes montrent que plus le facteur d'espacement est élevé, plus la

destruction survient tôt. Pour le béton FA-2, avec un \bar{L} de 849 μm , les éprouvettes se sont détruites après moins de 50 cycles alors que le béton FA-8 ayant un \bar{L} de 376 μm n'a pas montré d'endommagement après 310 cycles, mais l'allongement a néanmoins dépassé la limite maximale de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ après un peu moins de 300 cycles.

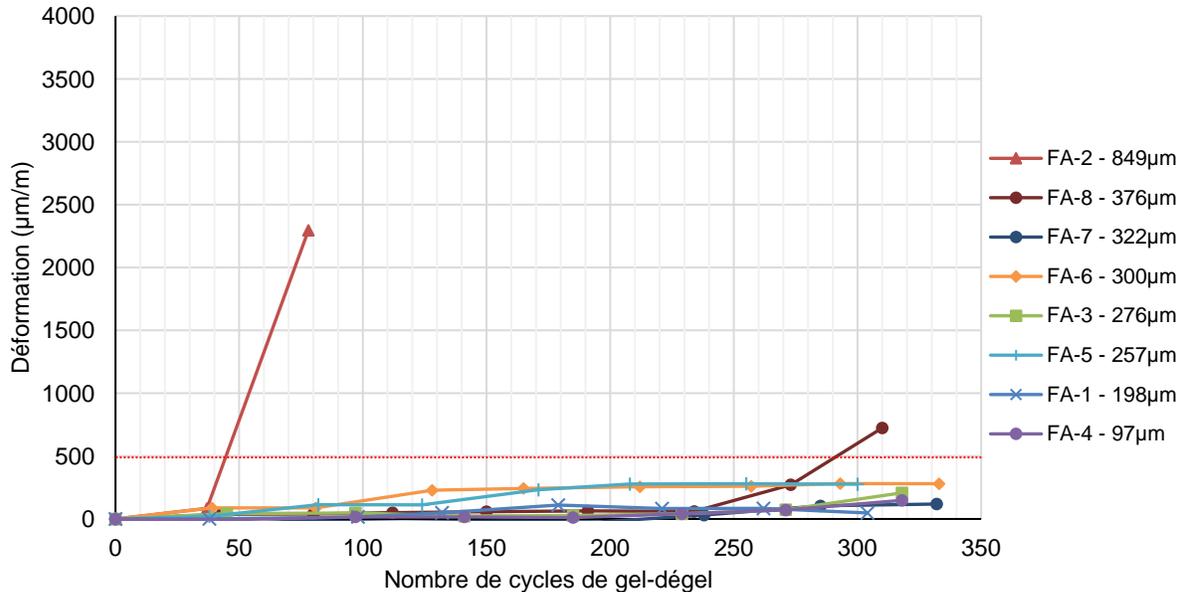


Figure II-37 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1

La Figure II-38 présente les courbes de variation du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel. Les courbes confirment que les bétons FA-2 et FA-8 n'ont pas résisté aux 300 cycles de gel-dégel. Dans le cas du béton FA-2, le module d'élasticité dynamique relatif est inférieur à 40% après seulement 75 cycles. Dans le cas du béton FA-8, la courbe montre que le module d'élasticité dynamique commence à diminuer après environ 200 cycles et sa valeur est inférieure à 90% après 300 cycles.

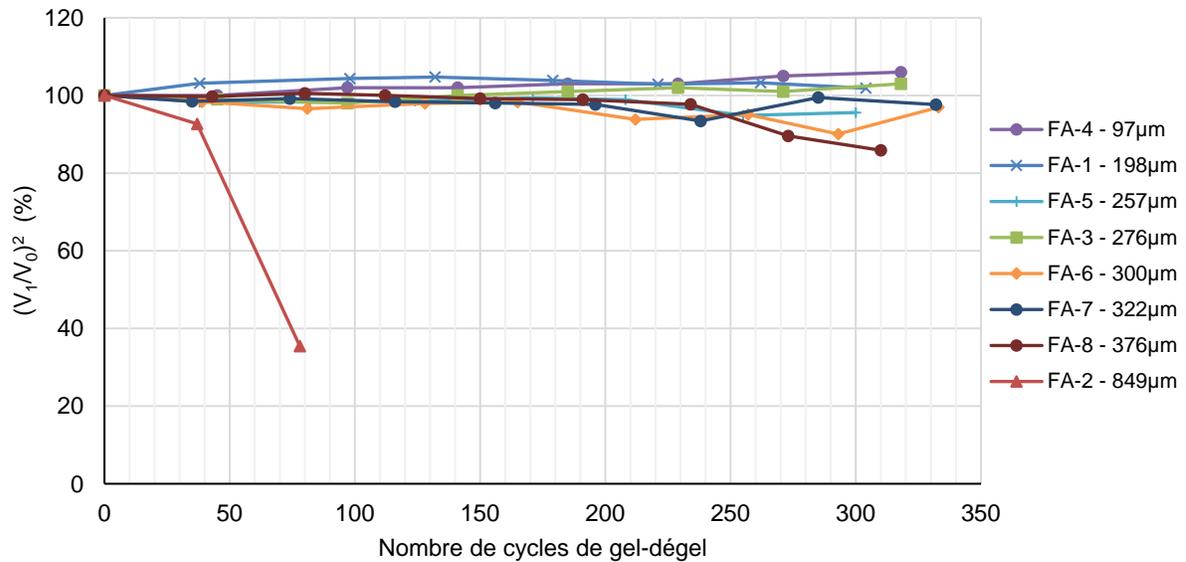


Figure II-38 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant A – Phase 1

II-5.3.1.2 Liant B

Pour le liant B, les facteurs d'espacement sont compris entre 132 µm et 752 µm. Les courbes de la Figure II-39 indiquent que 3 bétons de cette série ont été détruits avant d'atteindre les 300 cycles. Les facteurs d'espacement sont respectivement de 752 µm, 627 µm et 624 µm. L'allongement des bétons FB-1, FB-3, FB-4, FB-5 et FB-6 est inférieur à 500 µm/m après 300 cycles. Ces bétons sont donc tous considérés durables au gel-dégel. Le facteur d'espacement le plus élevé parmi ces bétons durables est de 352 µm (FB-3).

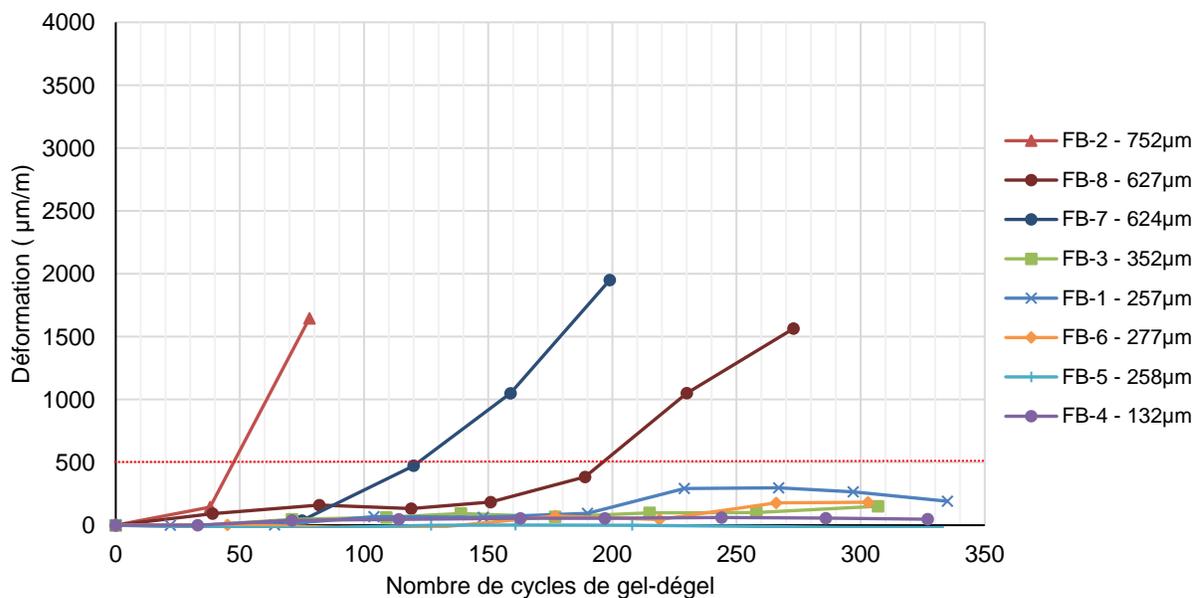


Figure II-39 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1

Les courbes de la Figure II-40 confirment les évaluations de la durabilité au gel-dégel des bétons de cette série. On constate que les bétons ayant un facteur d'espacement de $695 \mu\text{m}$ et plus ont un module d'élasticité dynamique relatif qui chute rapidement avant la fin des cycles gel-dégel. Tous les autres bétons de cette série conservent un module d'élasticité voisin des 100% jusqu'à la fin des cycles.

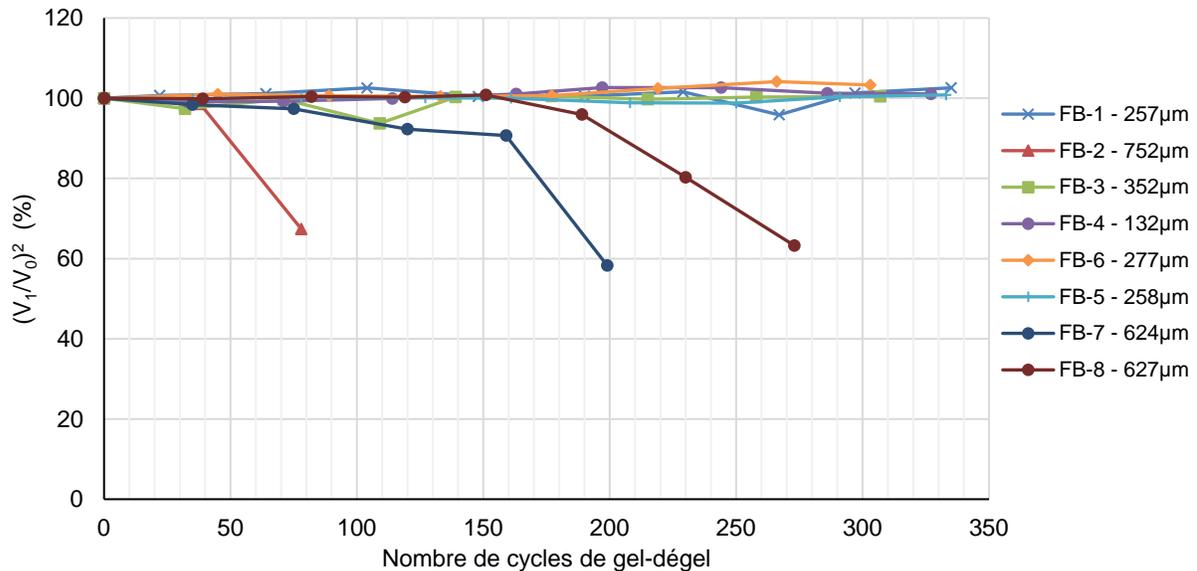


Figure II-40 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1

II-5.3.1.3 Liant C

Le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C sont compris entre $188 \mu\text{m}$ et $807 \mu\text{m}$ (Figure II-41). Les courbes de déformation indiquent clairement que les bétons FC-3, FC-4, FC-2 et FC-8 n'ont pas été en mesure de résister à 300 cycles de gel-dégel. On constate aussi que plus le \bar{L} est élevé, plus la destruction survient tôt et rapidement. Ces 4 bétons ont un facteur d'espacement au moins supérieur à $362 \mu\text{m}$. Les bétons FC-1, FC-5, FC-6 et FC-7 sont considérés durables, car leur allongement n'a pas dépassé $500 \mu\text{m}/\text{m}$ après 300 cycles. Parmi ces 4 bétons, le béton FC-7 possède le facteur d'espacement le plus élevé ($310 \mu\text{m}$).

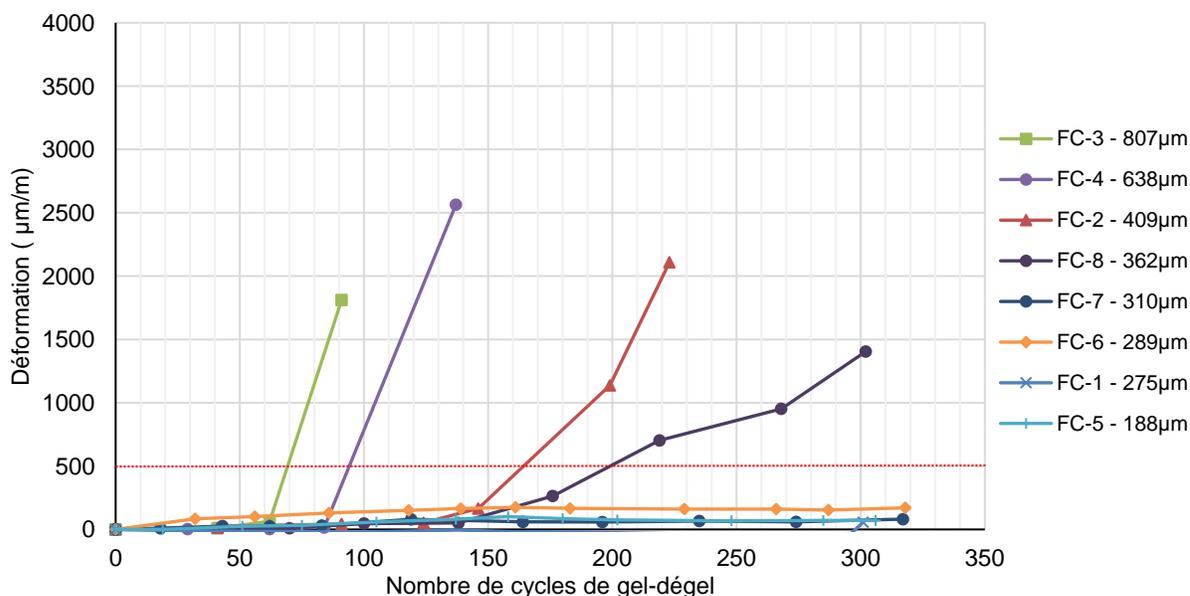


Figure II-41 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1

Les courbes de la Figure II-42 confirment la durabilité relative des bétons fabriqués avec le liant C. Le module d'élasticité dynamique relatif des bétons FC-3, FC-4, FC-2 et FC-8 chute rapidement avant d'atteindre les 300 cycles de gel-dégel. Tous les autres bétons de cette série sont considérés comme durables au gel, car les modules d'élasticité dynamique relatif sont voisins des 100% tout au long des 300 cycles de gel-dégel.

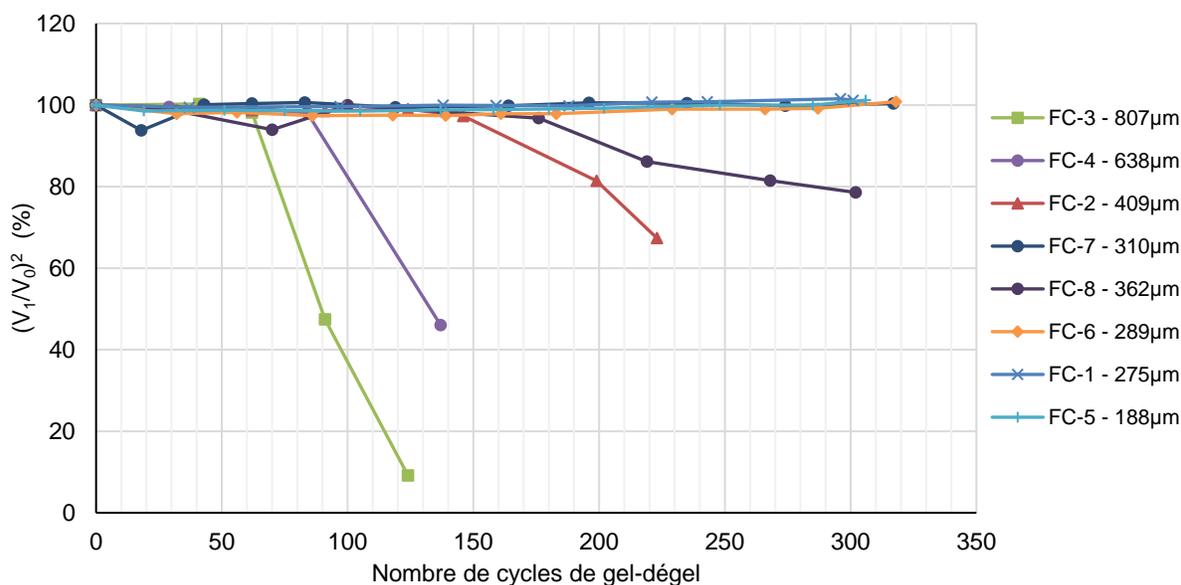


Figure II-42 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C – Phase 1

II-5.3.1.4 Liant D

Au total, 11 bétons ont été produits avec le liant D. Ce grand nombre de bétons découle en partie de la difficulté à préciser la valeur du facteur d'espacement critique. Globalement, les dosages en AEA pour cette série étaient plus faibles. Une faible variation du dosage a parfois engendré une grande variation du volume d'air et du facteur d'espacement (Figure II-31). La Figure II-43 montre que 4 bétons se sont détruits avant d'atteindre 300 cycles de gel-dégel (FD-2, FD-7, FD-8, FD-10). Le béton FD-10 (443 μm) est celui qui s'est détruit le plus tardivement. Tous les autres bétons de cette série ont bien résisté à 300 cycles de gel-dégel. Le béton FD-9 (368 μm) est le béton durable qui possède le \bar{L} le plus élevé.

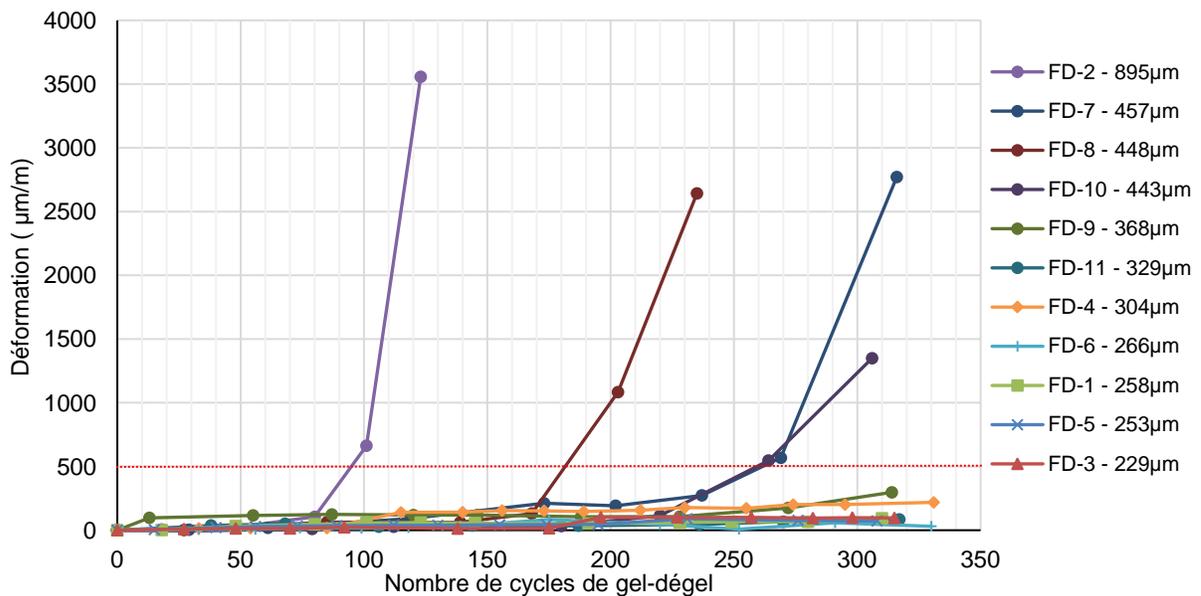


Figure II-43 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

Les courbes du module d'élasticité dynamique de la Figure II-44 confirment que les bétons FD-2, FD-7, FD-8, FD-10 ne sont pas durables puisque les modules chutent rapidement durant les cycles de gel-dégel. Globalement, plus le \bar{L} est élevé, plus la chute débute tôt et progresse rapidement.

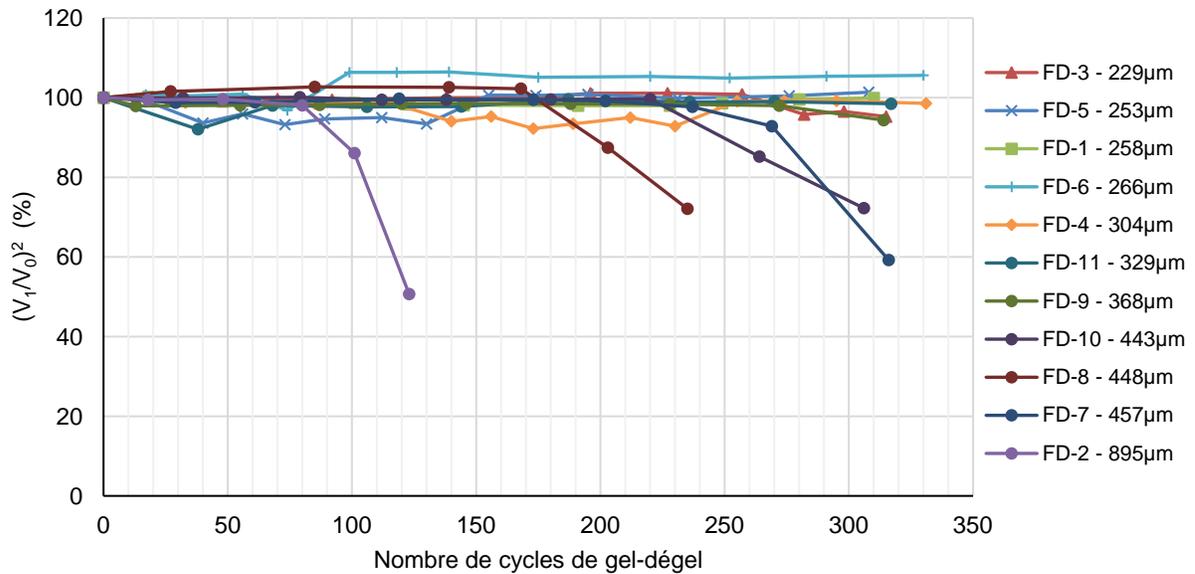


Figure II-44 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

II-5.3.2 Phase 2 – Liant C et superplastifiant à base de PCP

La série de la phase 2 comporte 7 bétons fabriqués avec un superplastifiant à base de PCP. Les courbes de la Figure II-45 montrent que les 4 bétons avec un \bar{L} supérieur ou égal à 394 μm se sont détruits avant d'atteindre les 300 cycles de gel-dégel. Le béton avec le \bar{L} le plus élevé (588 μm) s'est complètement détérioré en moins de 100 cycles alors que le béton avec un \bar{L} de 349 μm a pu résister à environ 200 cycles de gel-dégel. Tous les bétons avec un facteur d'espacement de 291 μm ou moins ont pu atteindre 300 cycles de gel-dégel sans que leur allongement ne dépasse la limite maximale de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$.

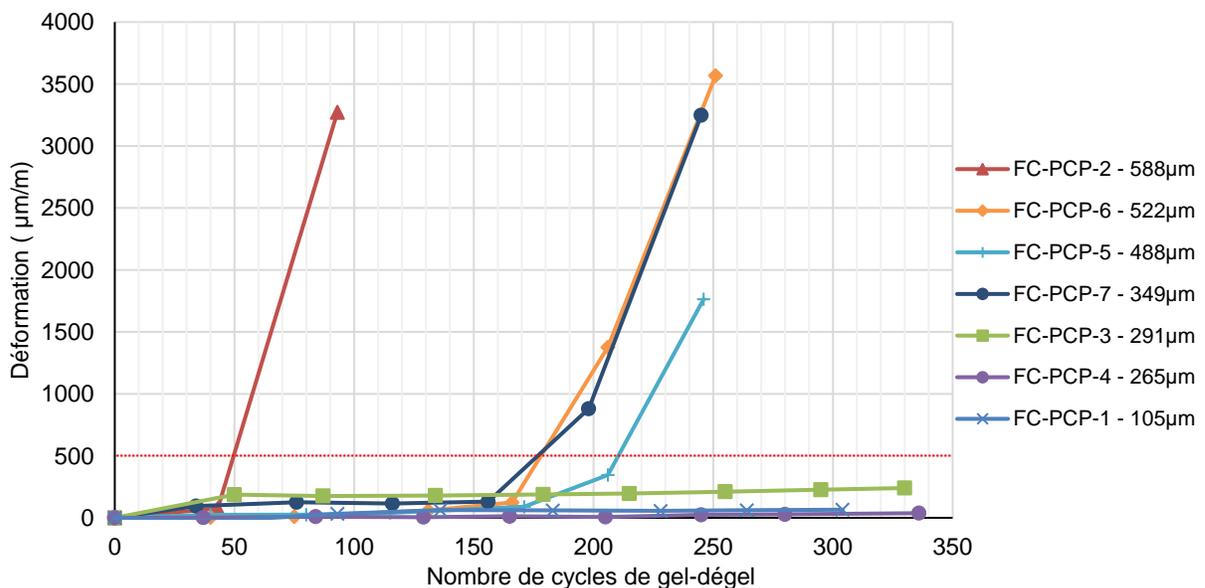


Figure II-45 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP – Phase 2

Les courbes du module d'élasticité dynamique relatif de la Figure II-46 confirment la destruction des 4 bétons dont le facteur d'espacement est égal ou supérieur à 349 μm .

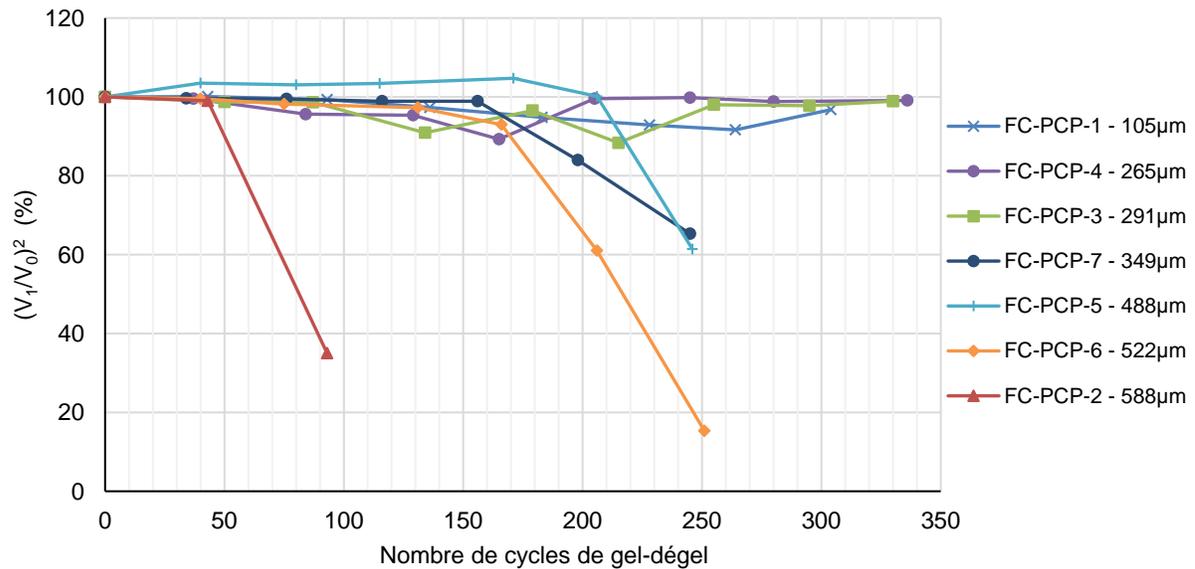


Figure II-46 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP– Phase 2

II-5.3.3 Phase 3 – Liant C et formulation avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible

Seulement trois bétons ont été nécessaires pour évaluer la durabilité au gel-dégel des formulations produites avec un rapport E/L de 0,42 et un dosage en liant de 365 kg/m^3 . Le travail a été facilité grâce aux résultats de la phase 1 avec le liant C. Les résultats ont montré que le \bar{L}_{crit} était de l'ordre de 350 μm . Pour cette troisième phase, les bétons ont été fabriqués de telle sorte que les nouvelles valeurs du facteur d'espacement encadrent ce facteur d'espacement critique de 350 μm . Un béton a un \bar{L} plus faible (295 μm , FC-Lim1), un autre béton a un \bar{L} plus élevé (471 μm , FC-Lim3) et un autre béton a un \bar{L} très proche de la valeur critique estimée (352 μm , FC-Lim2). Les courbes d'allongement de la Figure II-47 montrent que le béton FC-Lim3 s'est clairement dégradé dès les premiers 200 cycles. À l'inverse, le béton FC-Lim1 ne s'est pas dégradé, car l'allongement est inférieur à 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ après les 300 cycles. Le béton FC-Lim2 est probablement très proche de la frontière entre une bonne et une mauvaise durabilité, car l'allongement a tout juste dépassé 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ à la fin des 300 cycles de gel-dégel.

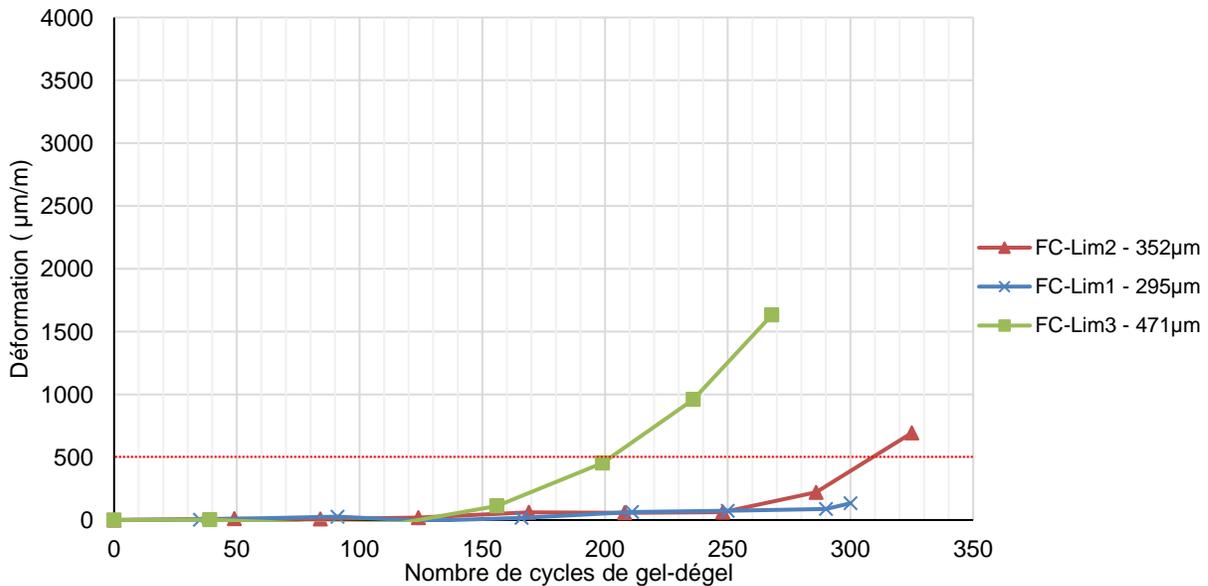


Figure II-47 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible – Phase 3

La Figure II-48 permet de confirmer les observations énoncées à partir des mesures de déformation. Néanmoins, la dégradation des éprouvettes de facteur d'espacement de 352 µm à la toute fin des cycles apparaît de manière moins prononcée que sur la Figure II-47.

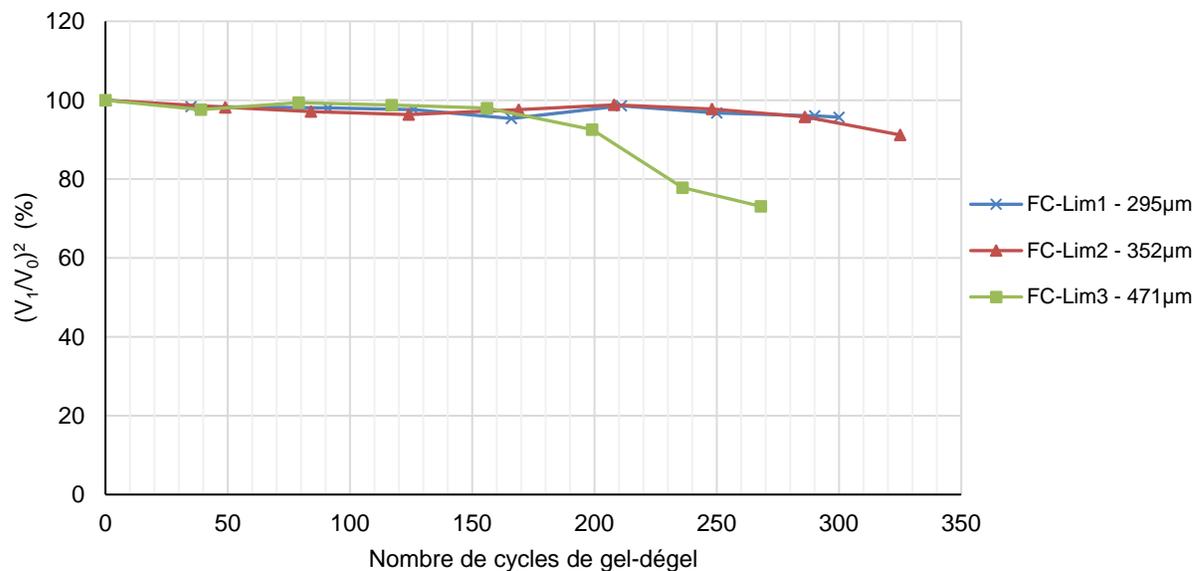


Figure II-48 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec un E/L de 0,42 et dosage en liant plus faible – Phase 3

II-5.3.4 Phase 4 – Liant C et utilisation d'un gros granulat marginal

La série de la phase 4 comporte 4 bétons fabriqués avec un gros granulat marginal. Les courbes de la Figure II-49 montrent que seul le béton FC-GM1 (480 µm) s'est détruit, car son allongement a

rapidement dépassé 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ après 125 cycles de gel-dégel. Tous les bétons avec un facteur d'espacement de 334 μm ou moins ont pu atteindre 300 cycles de gel-dégel sans que leur allongement ne dépasse la limite maximale de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$.

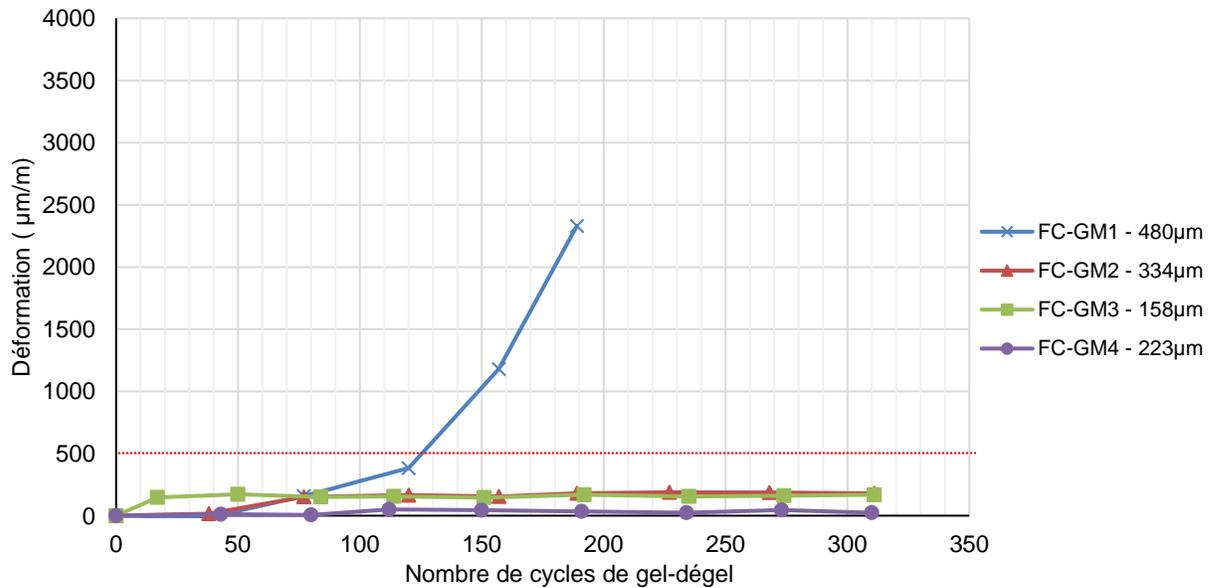


Figure II-49 Évolution de la déformation en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4

La durabilité au gel-dégel des bétons de cette série est confirmée par les courbes d'évolution du module d'élasticité dynamique relatif présentées à la Figure II-50.

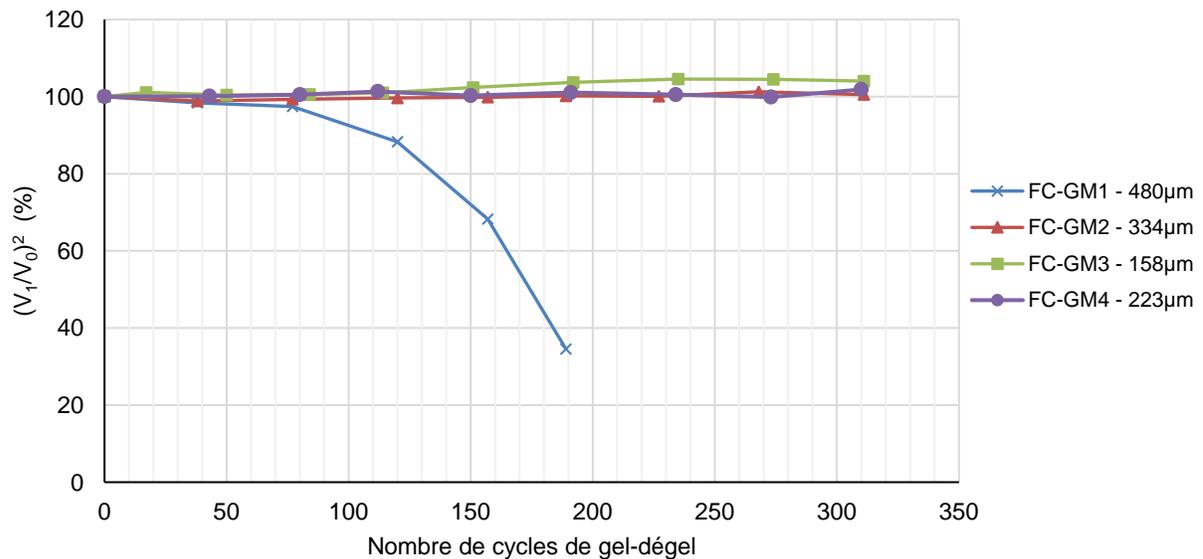


Figure II-50 Évolution du module d'élasticité dynamique relatif en fonction du nombre de cycles de gel-dégel des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4

II-6 DISCUSSION DES RESULTATS

II-6.1 RELATION ENTRE LE DOSAGE EN AGENT ENTRAINEUR D’AIR ET LE VOLUME D’AIR

La Figure II-51 présente la relation entre le dosage de l’AEA et le volume d’air entraîné dans le béton frais. Les points expérimentaux sont obtenus à partir de tous les bétons réalisés pour la phase 1. Globalement, et sans surprise, on constate que le volume d’air augmente en fonction du dosage de l’AEA. La relation générale présente cependant une grande dispersion. Cette dispersion varie en fonction du dosage de l’AEA. Les droites tracées sur le graphique permettent de mettre en évidence la dispersion du volume d’air par rapport au dosage en AEA. Elles sont tracées de façon arbitraire afin de faciliter la lecture, elles n’ont pas été tracées en suivant une courbe de tendance particulière. Pour un dosage nul de l’AEA, le volume d’air varie peu d’un liant à l’autre et il est compris entre 2 % et 3 %. Pour un dosage intermédiaire de l’AEA (20 à 60 mL/100 kg de liant), la dispersion est importante et le volume d’air peut être compris entre 2 % et 8 %. Pour un dosage plus élevé de l’AEA (> 60 mL/100 kg de liant), la dispersion est moins élevée et le volume d’air est généralement compris entre 5 % et 9 %. En général, pour obtenir un volume d’air d’au moins 5 %, il faut utiliser un dosage de l’AEA au moins supérieur à 80 mL/100 kg de liant. Le dosage minimal est fonction du type de liant.

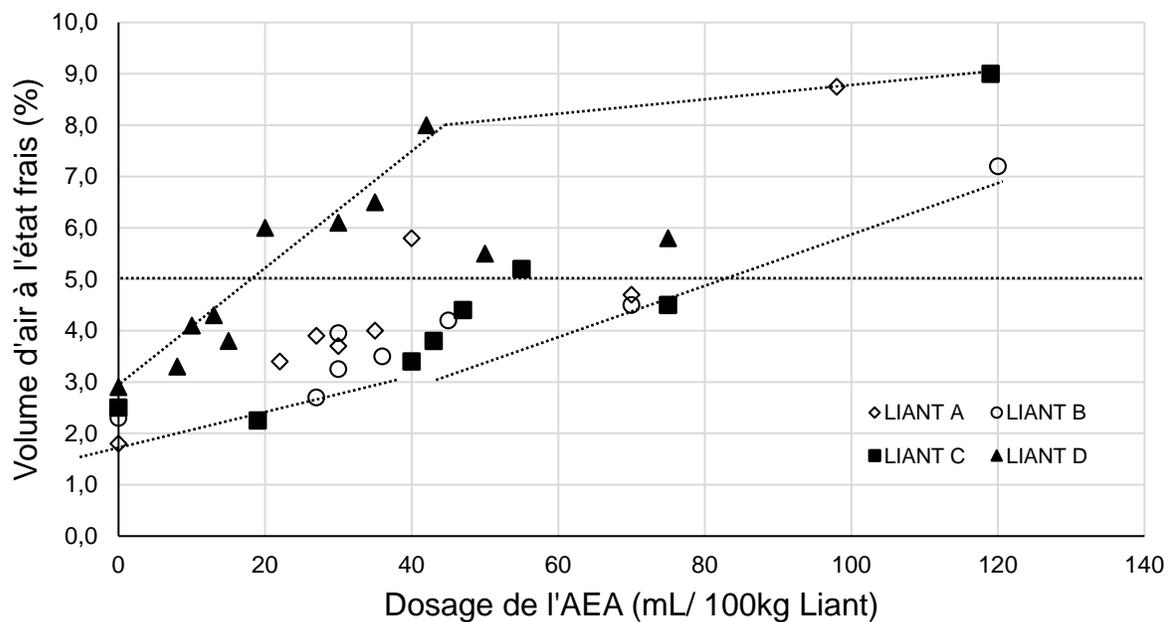


Figure II-51 Volume d’air à l’état frais en fonction du dosage en AEA des bétons fabriqués dans la phase 1

Les résultats expérimentaux présentés dans la Figure II-51 montrent que le liant a une grande importance sur la relation entre le dosage en AEA et le volume d’air. Le liant D facilite l’entraînement d’air, car même des dosages en AEA aussi faibles que 20 à 40 mL/100 kg de liant permettent de satisfaire la limite minimale de 5 % d’air entraîné. A l’inverse, pour les liants A, B et C, il faut utiliser des dosages plus élevés pour entraîner un minimum de 5 % d’air. Pour ces trois liants, les données de la Figure II-51 montrent qu’il faut utiliser un dosage de l’AEA au moins supérieur à 80 mL/100 kg de liant pour garantir un volume d’air supérieur à 5 %.

II-6.2 INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS DES CYCLES DE GEL-DÉGEL

Les essais de gel-dégel permettent de déterminer un facteur d'espacement critique pour chaque formulation de béton à chacune des phases de cette étude. Le facteur d'espacement critique (\bar{L}_{crit}) est un indice de la durabilité à la fissuration interne d'une formulation de béton spécifique. Plus le facteur d'espacement critique est élevé, meilleure est la durabilité au gel d'un béton. Cette section vise à déterminer le facteur d'espacement critique des 4 formulations de béton de la Phase 1 (Liant A, B, C et D) et de chacune des formulations de béton des 3 autres phases.

Le facteur d'espacement critique d'une formulation de béton est obtenu grâce à l'interprétation de 2 types de relations :

- La relation entre le facteur d'espacement et l'allongement après 300 cycles de gel-dégel
- La relation entre le facteur d'espacement et le facteur de durabilité calculé à partir de la variation du module d'élasticité dynamique relatif.

Pour les 2 types de relation, une courbe de tendance, non basée sur un calcul mathématique, est tracée pour mettre en évidence le seuil qui définit le facteur d'espacement critique. Ce type de courbe est courant dans la littérature lorsque le sujet porte sur le facteur d'espacement critique.

Sur les graphes de déformation à la fin de l'essai, des flèches peuvent être présentes au-dessus des points mesurés. Celles-ci indiquent que les éprouvettes n'ont pas terminé les 300 cycles, la déformation mesurée n'est pas représentative d'une déformation réelle à 300 cycles.

II-6.2.1 Bétons fabriqués avec le liant A (phase 1)

La Figure II-52 et la Figure II-53 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant A. L'analyse de ces deux figures permet de déterminer un facteur d'espacement critique de manière relativement précise. La courbe de la Figure II-52 indique que le \bar{L}_{crit} doit être dans la plage entre 322 μm et 376 μm . Celle de la Figure II-53 confirme cette plage. Le facteur d'espacement critique correspond à la valeur centrale arrondie à la dizaine. La valeur centrale est de 349 μm , on obtient ainsi un L_{crit} de 350 μm .

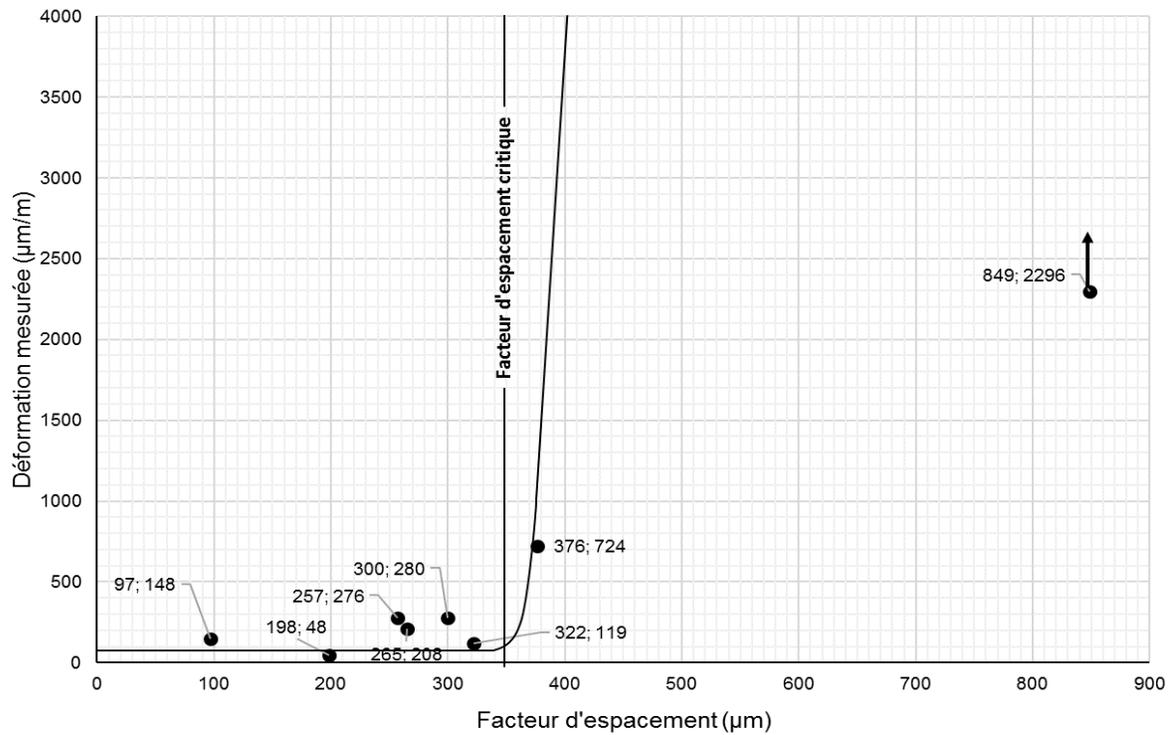


Figure II-52 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant A- Phase 1

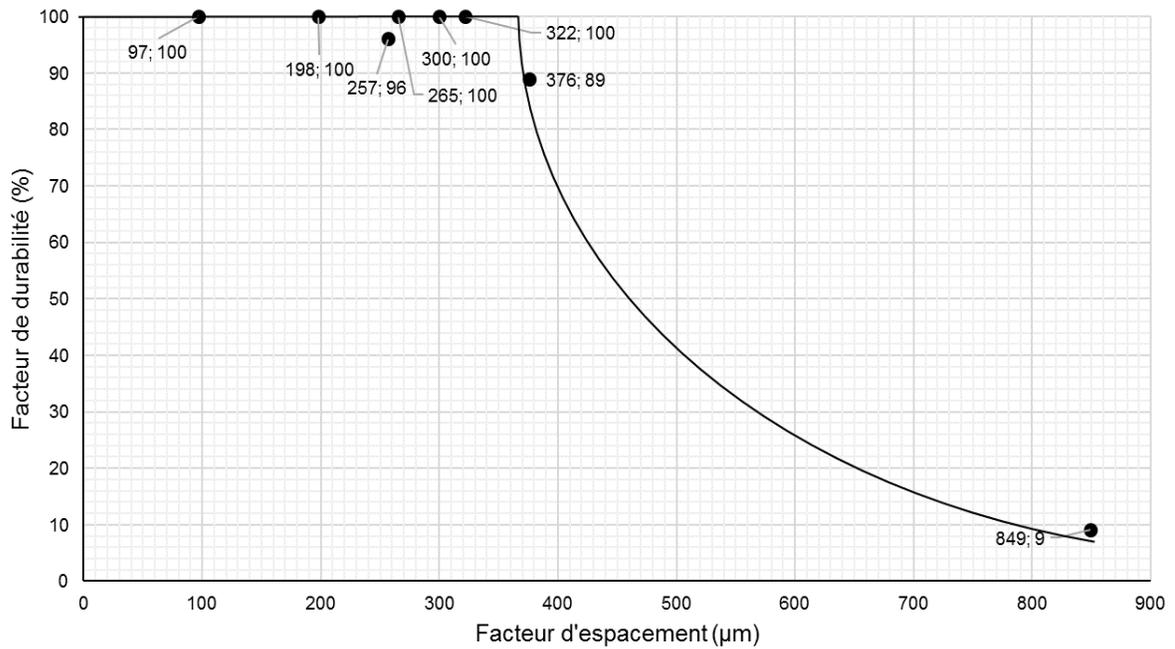


Figure II-53 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant A- Phase 1

II-6.2.2 Bétons fabriqués avec le liant B (phase 1)

La Figure II-54 et la Figure II-55 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B. Pour ce liant en particulier, il n'y a pas de facteur d'espacement dans la zone comprise entre 400 μm et 600 μm . C'est justement dans cette zone que doit se situer le facteur d'espacement critique. La Figure II-55 présente 2 courbes possibles pour décrire l'évolution du facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement. Ces 2 courbes identifient une large plage dans laquelle doit se situer le facteur d'espacement critique (400 – 600 μm). Cette plage est la même que celle identifiée sur la Figure II-54. Dans le cas du liant B, il n'a donc pas été possible d'identifier précisément le facteur d'espacement critique. La valeur centrale est de 500 μm , elle est cependant très incertaine (± 100 μm). La seule certitude est que le \bar{L}_{crit} de ce béton est nécessairement supérieur à 350 μm .

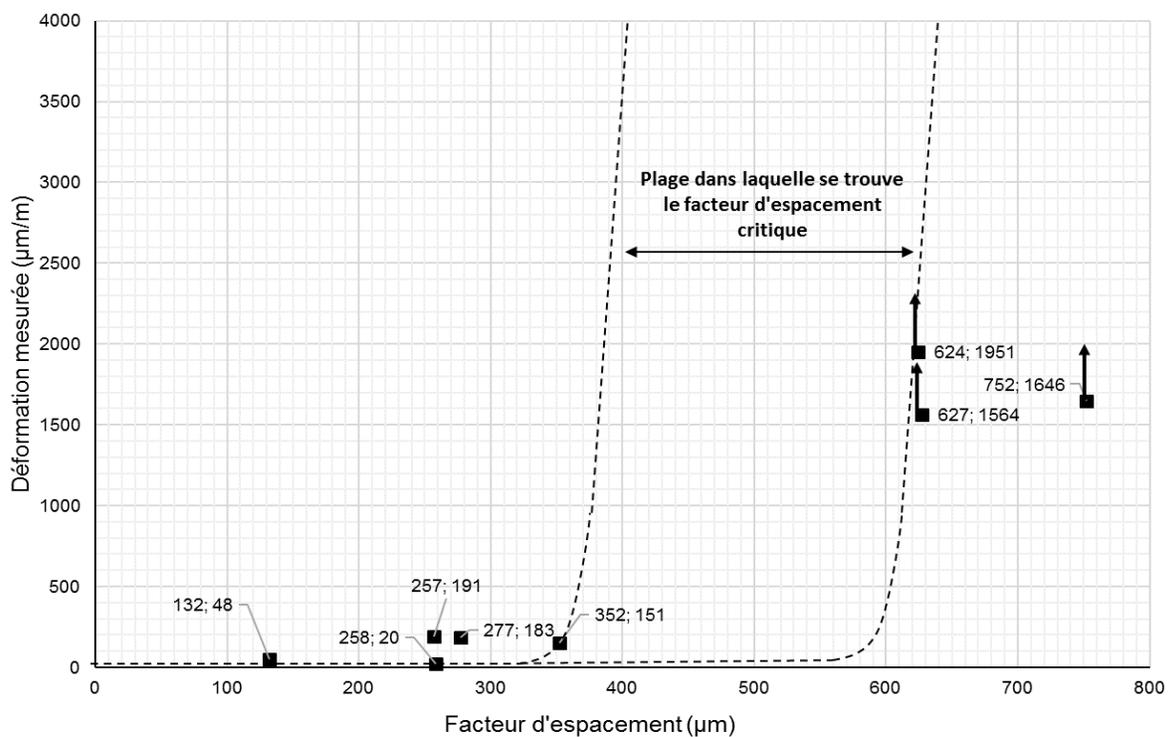


Figure II-54 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B– Phase 1

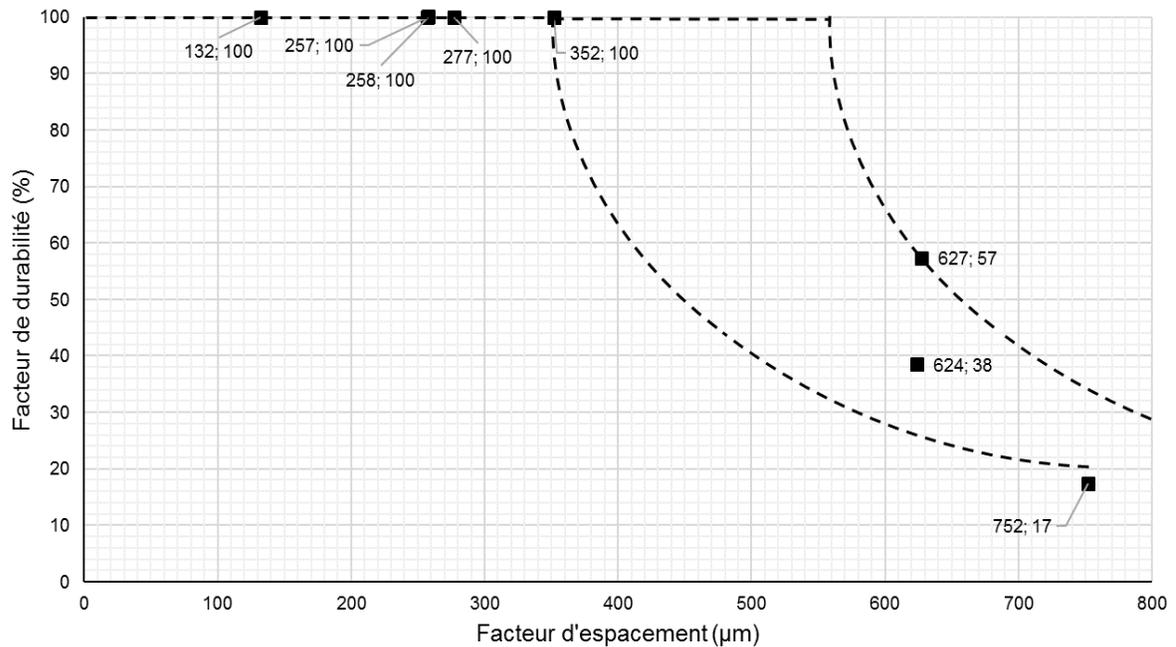


Figure II-55 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant B – Phase 1

II-6.2.3 Bétons fabriqués avec le liant C (phase 1)

La Figure II-56 et la Figure II-57 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C. L'analyse de ces deux figures permet de déterminer un facteur d'espacement critique de manière relativement précise. La courbe de la Figure II-56 indique que le \bar{L}_{crit} doit être dans la plage entre 310 μm et 362 μm . Celle de la Figure II-57 confirme cette plage. Le facteur d'espacement critique correspond à la valeur centrale arrondie à la dizaine. La valeur centrale est de 336 μm , on obtient ainsi un \bar{L}_{crit} de 340 μm .

Le béton avec le facteur d'espacement de 362 μm a été soumis aux cycles de gel-dégel après 14 et 56 jours de mûrissement humide. La Figure II-56 montre qu'il n'y a pas de différence entre les déformations obtenues après 14 et 56 jours de mûrissement et 300 cycles de gel-dégel. Ceci permet donc de conclure que, dans le cas du liant C, le prolongement du mûrissement humide de 14 à 56 jours ne produit pas d'amélioration de la résistance à la fissuration interne. Le facteur d'espacement critique reste donc inchangé à 340 μm .

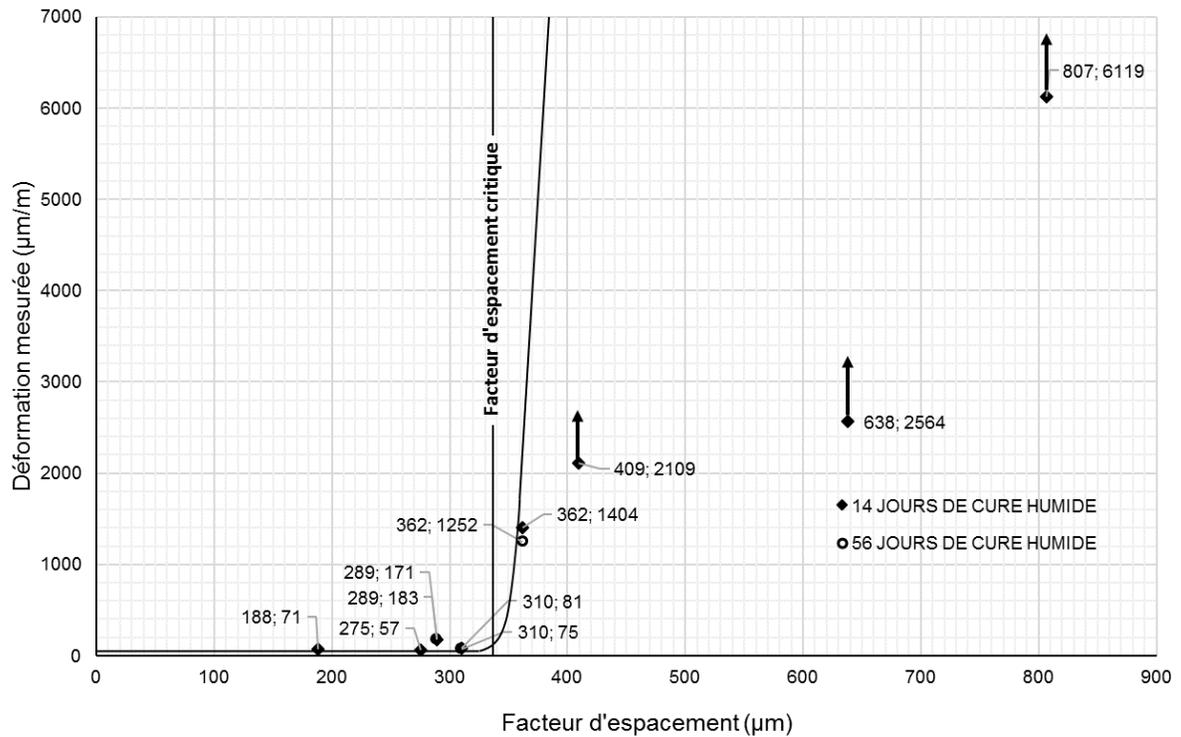


Figure II-56 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C- Phase 1

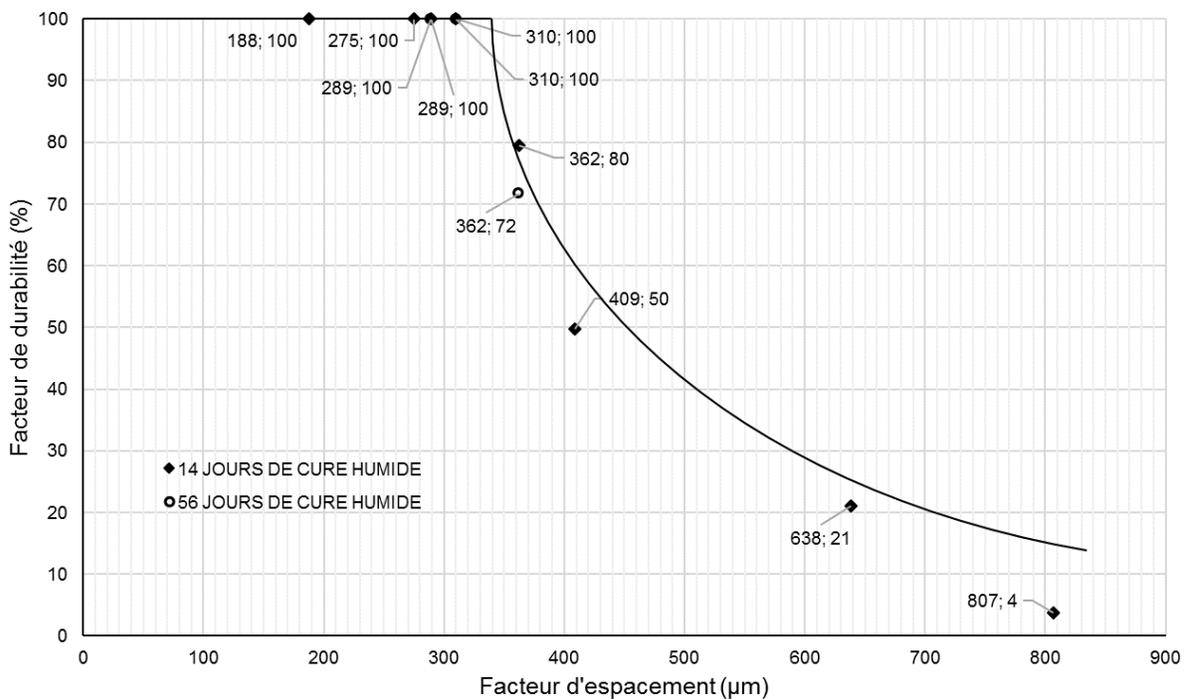


Figure II-57 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C- Phase 1

II-6.2.4 Bétons fabriqués avec le liant D (phase 1)

La Figure II-58 et la Figure II-59 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant binaire D. L'analyse de ces deux figures permet de localiser très précisément le facteur d'espacement critique de ce type de béton. Le béton avec un \bar{L} de 435 μm est considéré comme non détruit, car son allongement n'a pas dépassé la limite de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$. Trois autres bétons ayant un \bar{L} très proche (443, 448 et 457 μm) se sont tous détruits lors des cycles de gel-dégel. Le facteur d'espacement critique est donc dans la plage entre 435 μm et 443 μm . La valeur critique de 440 μm est obtenue en arrondissant à la dizaine. La Figure II-59 confirme cette valeur puisque la courbe de tendance montre un seuil très net pour la valeur de 435 μm .

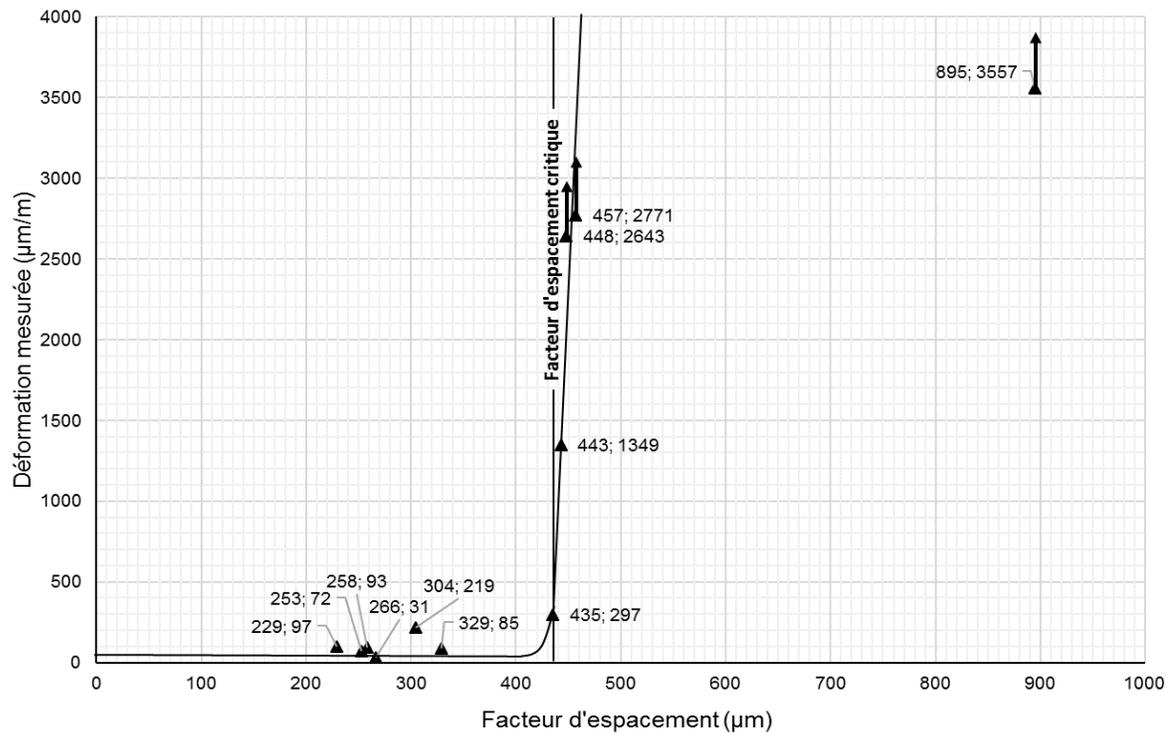


Figure II-58 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

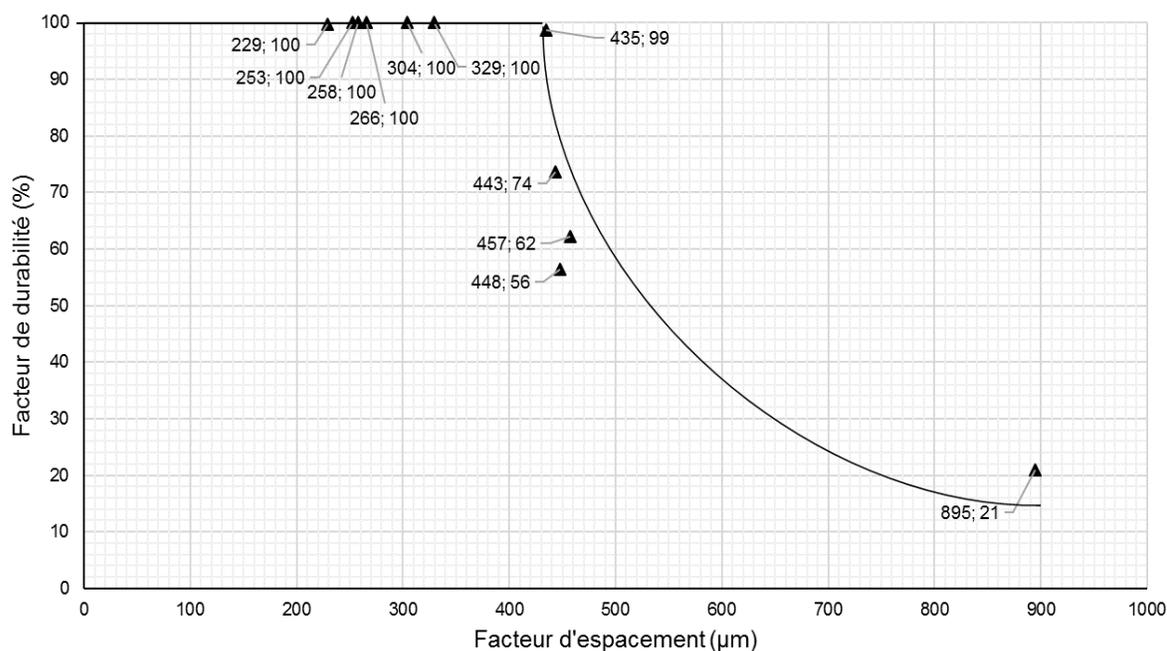


Figure II-59 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant D – Phase 1

II-6.2.5 Bétons fabriqués avec le liant C et un superplastifiant de type PCP (phase 2)

La Figure II-60 et la Figure II-61 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et le superplastifiant à base de PCP. Les marqueurs noirs correspondent aux bétons fabriqués avec le SP de type PCP et les marqueurs blancs correspondent aux bétons fabriqués avec le superplastifiant de type PNS (phase 1). Ils sont ajoutés à titre de comparaison.

L'analyse de la Figure II-60 (marqueurs noirs) permet de localiser le \bar{L}_{crit} dans la plage comprise entre 291 µm et 349 µm. La valeur centrale arrondie à la dizaine donne un \bar{L}_{crit} de 320 µm. La courbe de la Figure II-61 confirme cette valeur. Le facteur d'espacement critique des bétons avec PNS est de 340 µm (marqueurs blancs). Globalement l'analyse de la Figure II-60 et la Figure II-61 suggèrent que les deux séries de points (marqueurs blancs et noirs) pourront être confondues en une seule série ayant approximativement le même seuil critique. Cette analyse suggère que le facteur d'espacement critique des bétons fabriqués avec le liant C n'est pas influencé par le type de superplastifiant (PNS ou PCP).

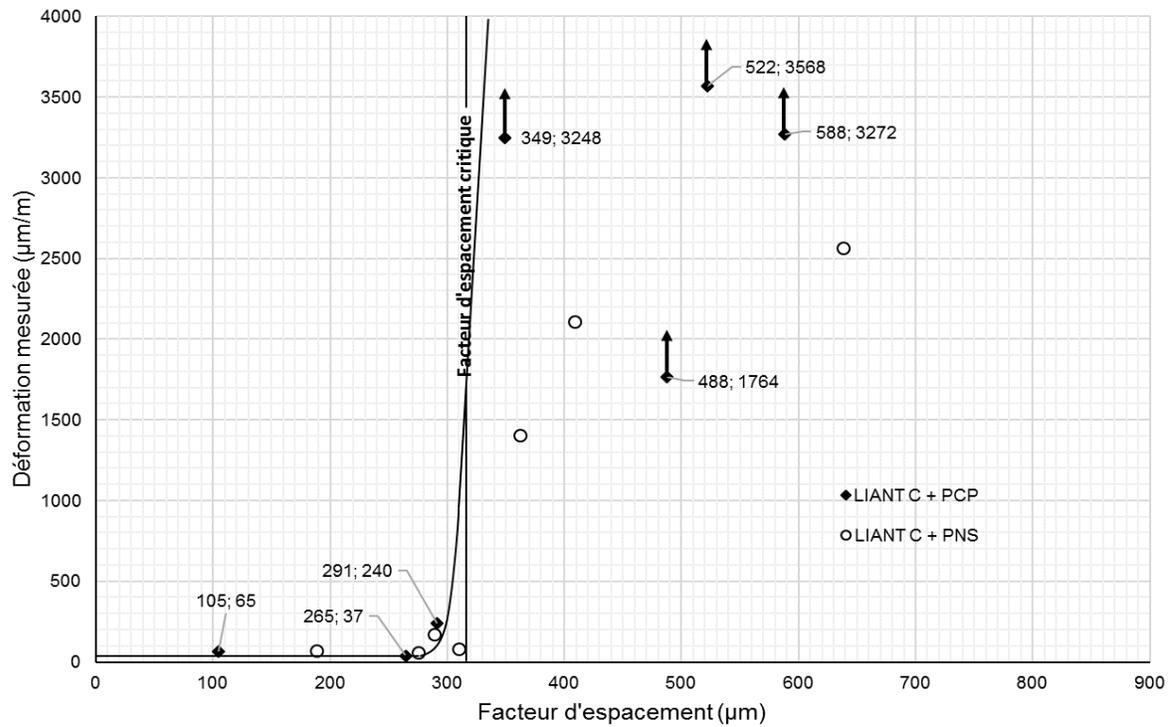


Figure II-60 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et superplastifiant à base de polycarboxylates – Phase 2

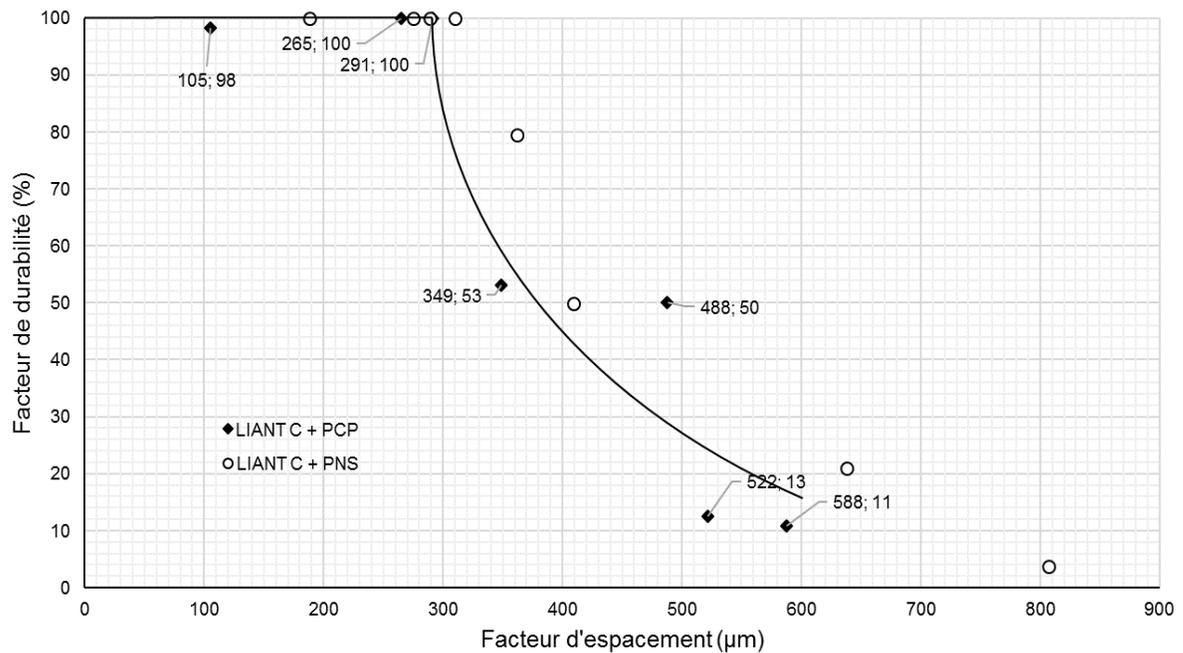


Figure II-61 Facteur de durabilité des bétons fabriqués avec le liant C et superplastifiant à base de polycarboxylates – Phase 2

II-6.2.6 Bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant (phase 3)

La Figure II-62 et la Figure II-63 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et un rapport E/L de 0,42 ainsi qu'un dosage en liant plus faible (365 kg/m^3).

Sur la Figure II-62, les marqueurs noirs indiquent les bétons de cette phase 3, les marqueurs blancs sont ajoutés à titre de comparaison (phase 1 – liant C). L'analyse de la Figure II-62 montre que le facteur d'espacement critique du béton avec un dosage de liant de 365 kg/m^3 est compris dans la plage entre $295 \mu\text{m}$ et $352 \mu\text{m}$. La valeur centrale arrondie à la dizaine donne un \bar{L}_{crit} de $320 \mu\text{m}$. Globalement, les deux séries de points (marqueurs noirs et blancs) peuvent être confondues en une seule ayant un seuil critique de $320 \mu\text{m}$. Cette analyse suggère qu'une modification du dosage en ciment de 385 à 365 kg/m^3 , couplée avec le passage d'un rapport E/L de $0,40$ à $0,42$ n'a pas d'influence sur le facteur d'espacement critique des bétons fabriqués avec le liant C.

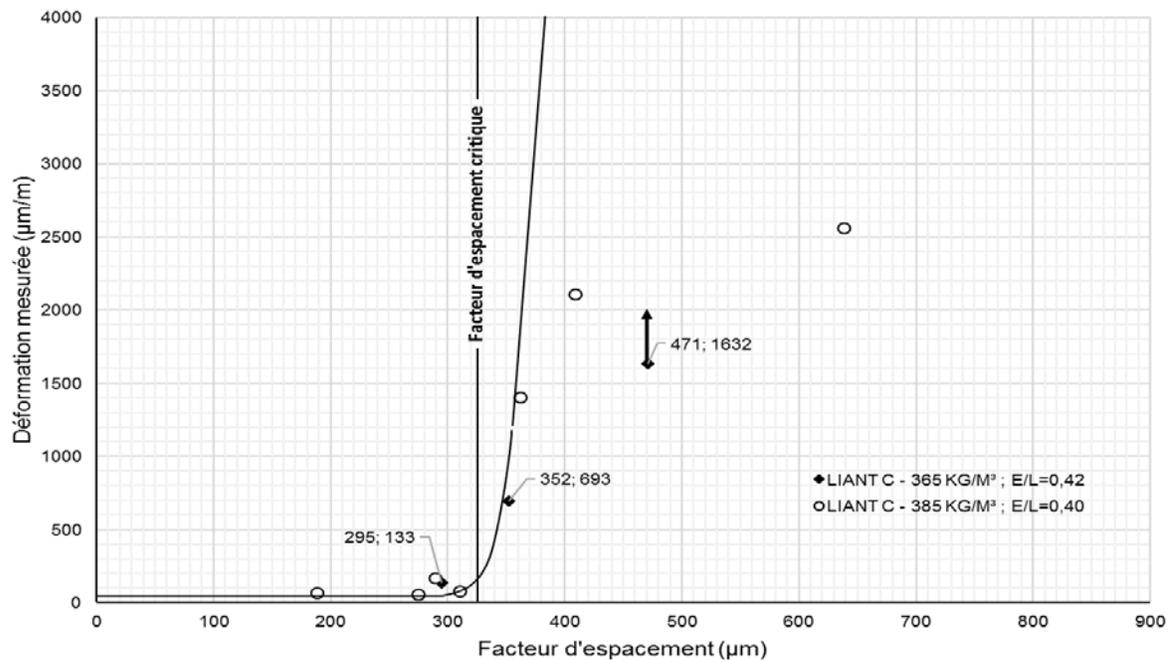


Figure II-62 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant - Phase 3

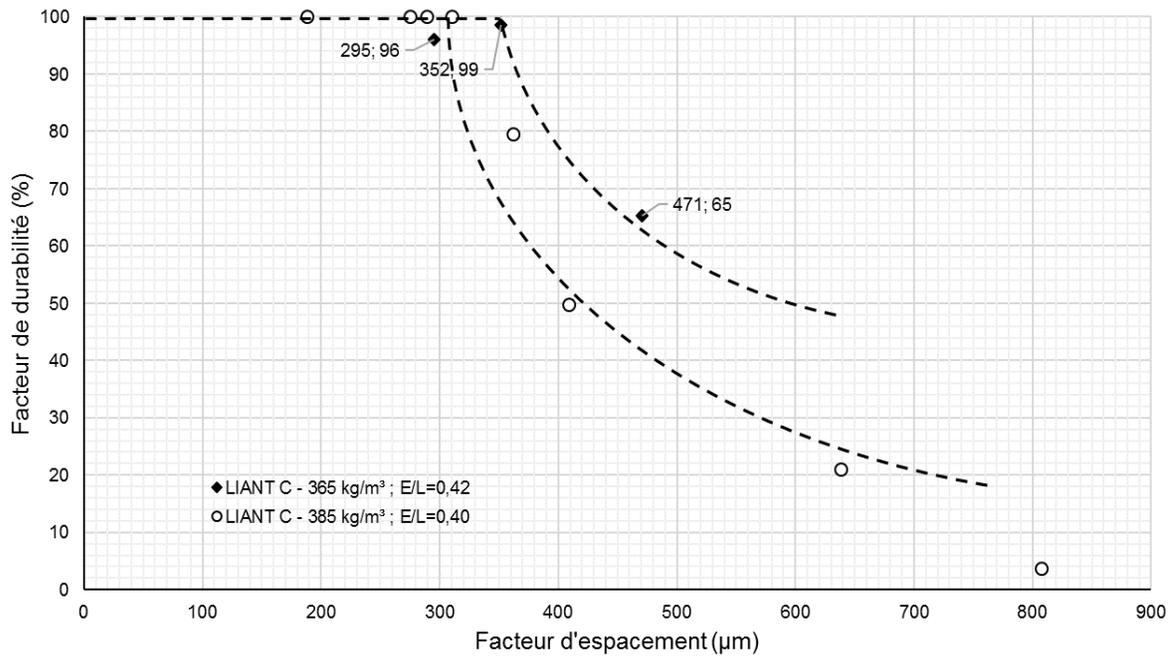


Figure II-63 Facteur de durabilité des bétons fabriqués avec le liant C avec un rapport E/L de 0,42 et une teneur réduite en liant – Phase 3

II-6.2.7 Bétons fabriqués avec le liant C et un gros granulat marginal (phase 4)

La Figure II-64 et la Figure II-65 présentent la déformation et le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C et le gros granulat marginal.

Dans la Figure II-64, les marqueurs noirs indiquent les bétons contenant le granulat marginal alors que les marqueurs blancs (ajoutés à titre de comparaison) indiquent les bétons contenant le granulat de référence. Dans le cas du granulat marginal, il n'est pas possible de définir précisément le facteur d'espacement critique. Il est localisé dans la plage relativement étendue comprise entre 334 µm et 480 µm. Compte tenu de cette contrainte, il est plus approprié de conclure que le \bar{L}_{crit} est nécessairement supérieur à 330 µm.

La Figure II-65 présente les deux séries de points (granulat marginal et granulat de référence). L'analyse de cette figure suggère que tous les points pourraient être regroupés en une seule série qui définit un facteur d'espacement critique relativement précis. Cette analyse permet de conclure que le granulat marginal n'a pas d'effet sur le facteur d'espacement critique des bétons fabriqués avec le liant C.

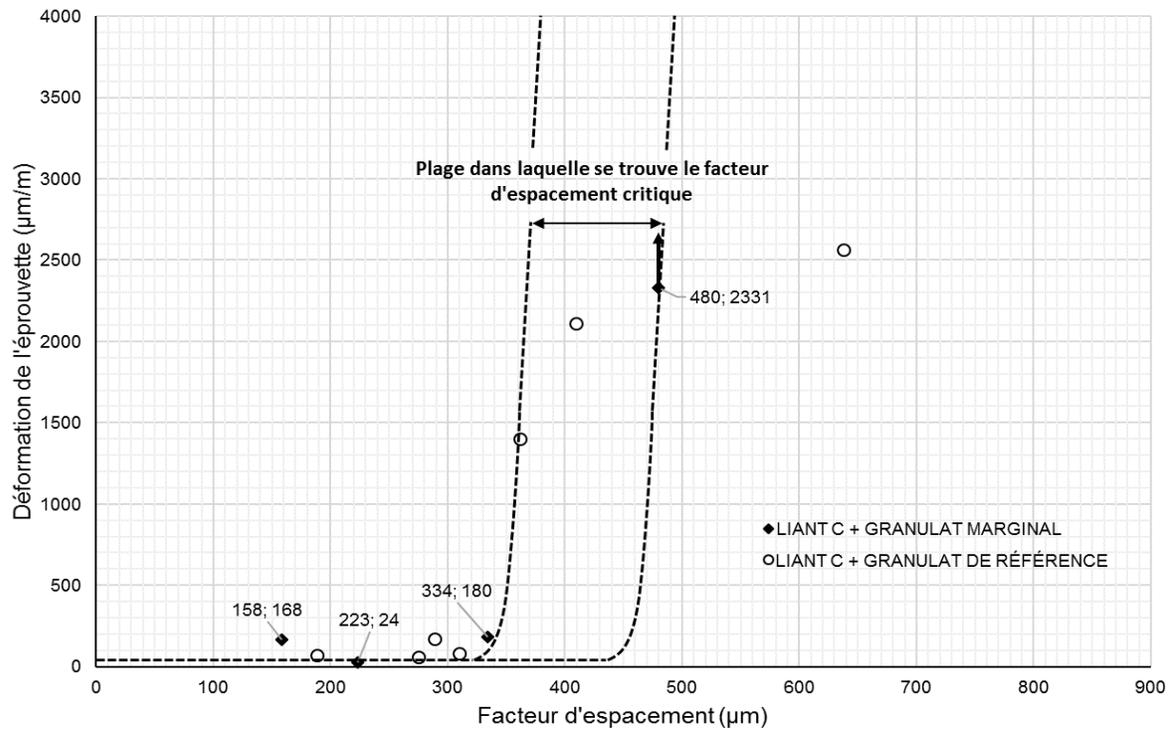


Figure II-64 Déformation finale en fonction du facteur d'espacement des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4

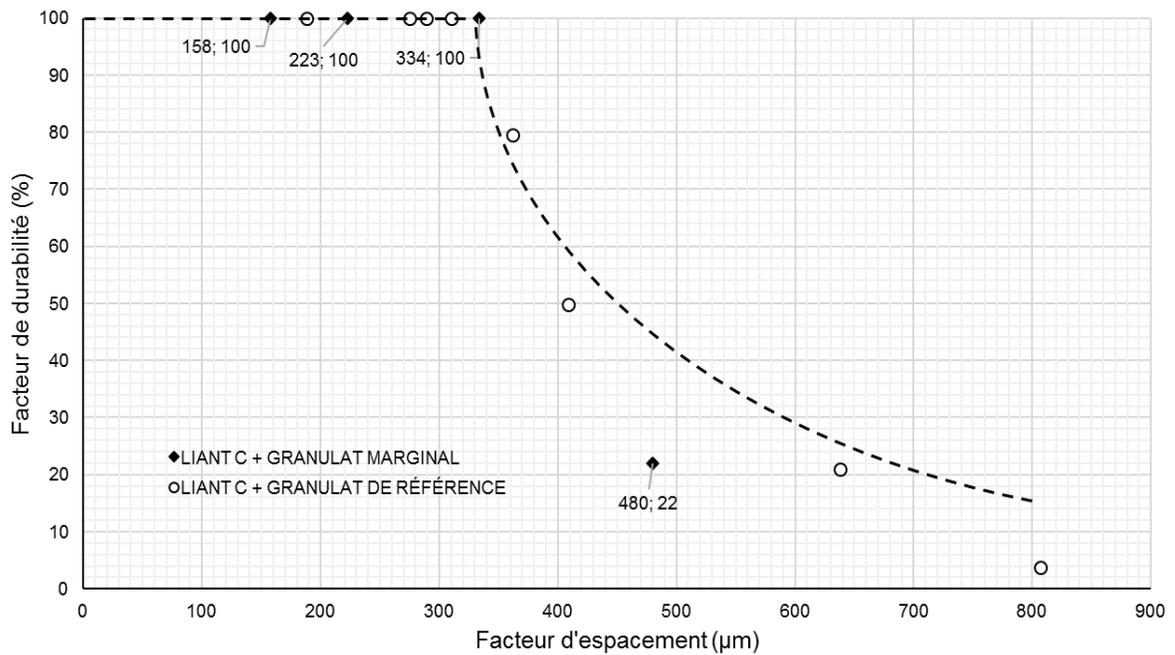


Figure II-65 Facteur de durabilité des bétons fabriqués avec le liant C avec l'utilisation d'un gros granulat marginal – Phase 4

II-6.3 RELATION ENTRE LE RÉSEAU D'AIR ET LA RÉSISTANCE AU GEL-DÉGEL

Des résultats expérimentaux des phases 1 et 2 ont été regroupés pour analyser la relation entre le dosage de l'AEA et le facteur d'espacement et la relation entre le volume d'air et le facteur d'espacement des bétons fabriqués avec les 3 liants ternaires et le liant binaire. Ces relations sont importantes pour guider la formulation d'un béton résistant à la fissuration interne due aux cycles de gel-dégel et pour valider ou préciser les exigences normatives au niveau du volume d'air pour les bétons soumis à des cycles de gel-dégel sévères.

La Figure II-66 présente la relation entre le dosage de l'AEA et le facteur d'espacement. Tous les types de liants sont confondus. Les marqueurs rouges et verts correspondent aux bétons fabriqués avec le superplastifiant de type PCP. Une première région correspond aux dosages en AEA plus faibles (0 à 45 mL/100 kg de liant). Dans cette zone, on constate qu'une augmentation du dosage en AEA provoque une diminution rapide du facteur d'espacement. Cependant, pour un dosage donné en AEA, la plage de variation du \bar{L} est relativement étendue. Par exemple, pour un dosage de 30 mL/100 kg de liant, le \bar{L} peut varier de plus de 600 μm à moins de 300 μm dépendamment du type de liant et du type de superplastifiant.

La Figure II-66 présente un trait pointillé horizontal qui correspond à un \bar{L} de 350 μm . Cette valeur est voisine du facteur d'espacement critique des liants ternaires testés lors de la phase 1. Pour être durable face à la fissuration interne, un béton de ce type doit avoir un facteur d'espacement au moins inférieur à 350 μm . Cette limite de 350 μm permet de définir une deuxième zone de la relation de la Figure II-66. Elle correspond à des dosages en AEA supérieurs à 45 mL/100 kg de liant. Dans cette zone, une augmentation du dosage de l'AEA provoque une diminution plus graduelle du \bar{L} . On remarque que lorsque le dosage est supérieur à 45 mL/100 kg de liant, le facteur d'espacement est toujours inférieur au \bar{L}_{crit} d'environ 350 μm . Ainsi, quels que soient le liant et le superplastifiant utilisés, tous les bétons sont résistants à la fissuration interne. Ces résultats font donc ressortir l'importance prépondérante du dosage de l'AEA sur la durabilité au gel. Il faut donc s'assurer d'utiliser suffisamment d'AEA pour produire un bon réseau de petites bulles d'air et en quantité suffisante pour produire un facteur d'espacement inférieur à 350 μm . Il est aussi important de constater que lorsque le dosage en AEA est supérieur à 45 mL/100 kg de liant, la variabilité du \bar{L} est plus faible, donc plus facilement prévisible.

Il est très important de retenir que la limite maximale de 350 μm s'applique uniquement pour la fissuration interne. En pratique, les exigences normatives visent plutôt une limite maximale de 230 μm . Cette dernière est requise pour obtenir une bonne résistance à l'écaillage. D'après les résultats de la Figure II-66, un dosage en AEA de l'ordre de 100 mL/100 kg de liant serait requis pour produire un \bar{L} de 230 μm et moins. Il faut noter que les dosages en AEA ont été obtenus avec des petits malaxeurs de laboratoire. En usine, il est possible que la relation entre le facteur d'espacement et le dosage en AEA soit légèrement différente.

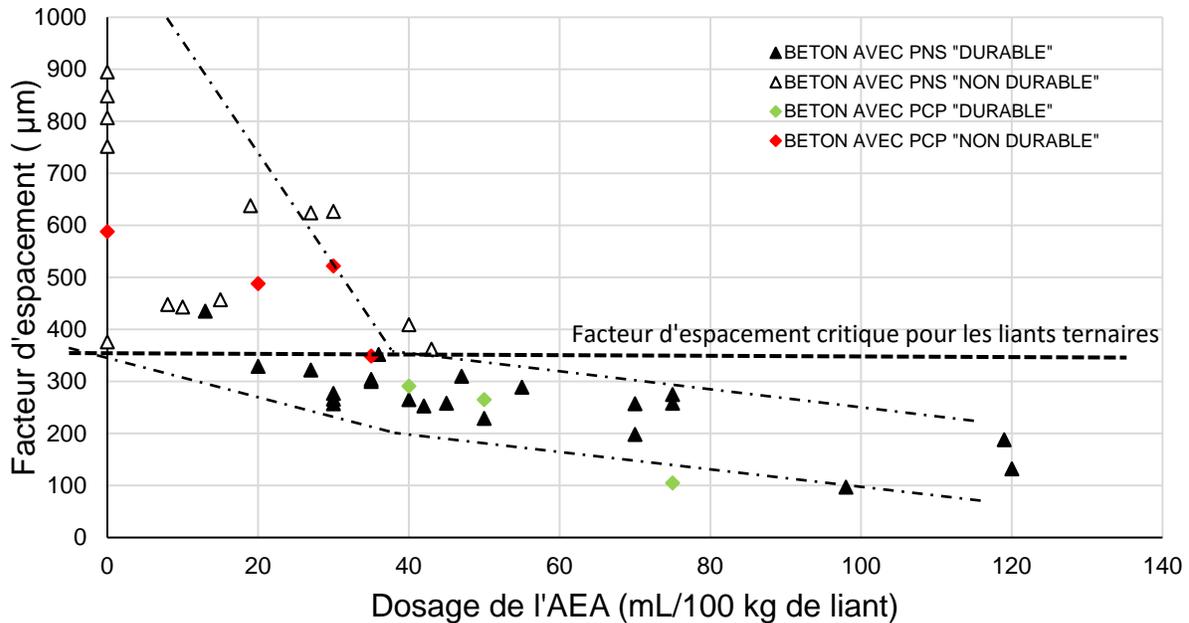


Figure II-66 Durabilité du béton en fonction du facteur d'espacement et du dosage en AEA pour les phases 1 et 2

La Figure II-67 présente la relation entre le volume d'air du béton frais et le facteur d'espacement des bétons des phases 1 et 2. Globalement, ces résultats sont compatibles avec ceux de Saucier [14] décrits dans la Figure II-7. Saucier identifiait 3 zones définies à partir de la relation entre le facteur d'espacement et le volume d'air à l'état frais. Une première zone regroupe les facteurs d'espacement supérieurs à 200 µm lorsque le volume d'air est inférieur à 4,5%. Une zone d'incertitude regroupe les facteurs d'espacements compris entre 100 µm et 400 µm, lorsque le volume d'air est compris entre 4,5 % et 8,5 %. Une troisième zone regroupe les facteurs d'espacement inférieurs à 200 µm lorsque le volume d'air est supérieur à 8,5 %.

Dans le cadre de cette étude, qui porte sur la fissuration interne, la limite maximale du facteur d'espacement a été fixée à 350 µm. Cette limite permet aussi de définir 3 zones caractéristiques de la relation entre le volume d'air et le facteur d'espacement.

Pour le type de superplastifiant PCP, on retrouve 3 bétons non durables dans la plage d'incertitude de 3,5 % à 4,5 %. Ces 3 bétons ont les \bar{L} les plus élevés (> 450 µm) pour un volume d'air de plus de 3,5 %. Ces résultats suggèrent que le superplastifiant de type PCP favorise la formation de plus grosses bulles d'air, ce qui tend à augmenter le \bar{L} pour un volume d'air donné.

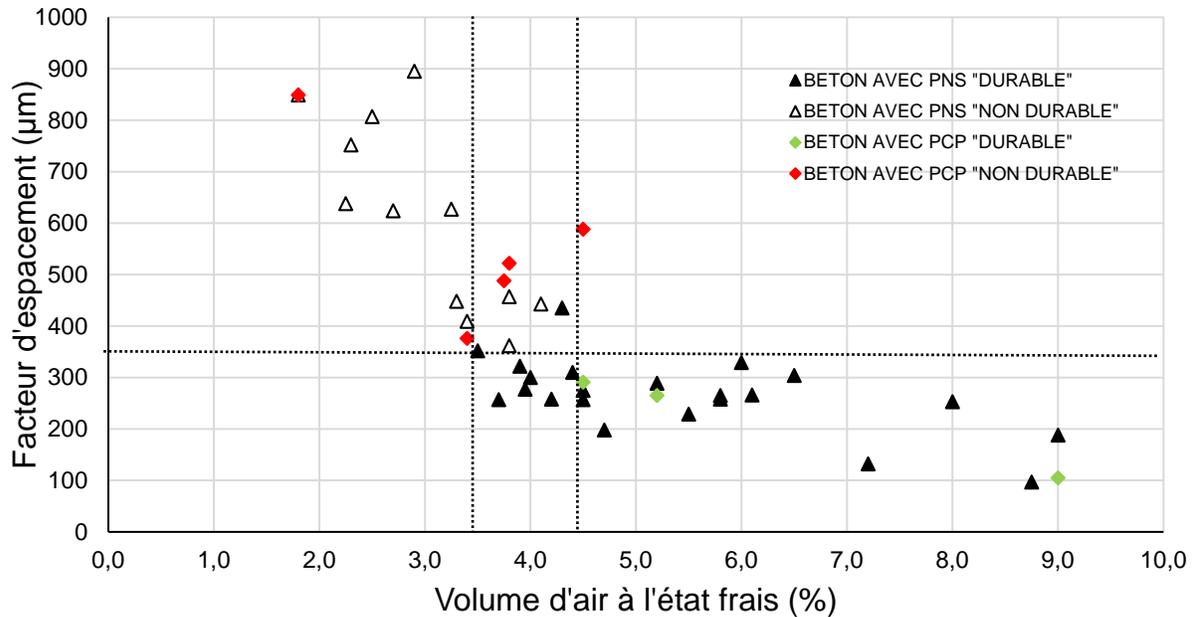


Figure II-67 Durabilité du béton en fonction du facteur d'espacement et du volume d'air pour les phases 1 et 2

Ces résultats suggèrent que l'exigence normative de 5 % à 8 % pour le volume d'air dans un béton fabriqué avec un gros granulat de 20 mm est globalement compatible avec une bonne durabilité face à la fissuration interne en présence de cycles de gel-dégel en milieu saturé.

II-6.4 ANALYSE DES FACTEURS D'ESPACEMENTS CRITIQUES

L'analyse des facteurs d'espacement critiques permet de comparer et de quantifier la résistance à la fissuration interne des bétons fabriqués dans le cadre de ce projet de recherche. Le Tableau II-20 présente les facteurs d'espacement critiques obtenus pour chacune des conditions d'essai. À des fins de comparaison, quelques valeurs ont été extraites de « Critical air-void spacing factors for low water-cement ratio concretes with and without condensed silica fume. » [12] et ajoutées au tableau. Les valeurs en gras proviennent de ce projet de recherche. Les valeurs marquées d'une * proviennent de la publication de Pigeon et al. [12]. Le facteur d'espacement critique d'un liant GU pour un rapport E/L de 0,40 a été obtenu par interpolation linéaire à partir des \bar{L} obtenus pour des rapports E/L de 0,30 et 0,50. Les résultats suggèrent que pour un liant GU et un rapport E/L de 0,40, le \bar{L}_{crit} est d'environ 450 µm. La valeur du \bar{L}_{crit} dépend de plusieurs paramètres dont notamment la quantité d'eau globale, la perméabilité de la pâte et la résistance à la traction de la pâte [12].

D'après les résultats de Pigeon et al. [12], l'utilisation de la fumée de silice a pour effet de diminuer le \bar{L}_{crit} . La diminution du \bar{L}_{crit} serait causée par la baisse de la perméabilité de la pâte (due à la fumée de silice), ce qui nuirait à la mobilité de l'eau vers les bulles d'air et par conséquent, augmenterait les pressions internes lors du gel. Globalement, l'ajout de fumée de silice aurait donc un effet défavorable du point de vue de la résistance à la fissuration interne [12]. Le facteur d'espacement critique du liant D (8,7 % de fumée de silice) est de 440 µm. Cette valeur est très voisine de celle estimée du liant GU

pour un E/L de 0,40 (450 μm). Ces résultats suggèrent donc que le liant binaire D possède une résistance à la fissuration interne très similaire à celle d'un liant GU.

Le Tableau II-20 indique que le facteur d'espacement critique du liant A est de 350 μm . Cette valeur est légèrement inférieure à celle estimée pour le liant GU (450 μm) et celle du liant binaire avec 8,7 % de fumée de silice (440 μm). Ces résultats indiquent que le liant ternaire A possède une durabilité au gel légèrement inférieure à celle d'un liant GU ou d'un liant binaire avec fumée de silice.

Le facteur d'espacement du liant ternaire B n'a pas pu être déterminé avec précision, mais il a été démontré qu'il était assurément supérieur à 350 μm . Cette valeur suggère que la résistance à la fissuration interne de liant B est au moins équivalente à celle du liant A et probablement voisine de celle d'un liant GU ou GUB-SF.

Le facteur d'espacement critique du liant C est de 340 μm (superplastifiant à base de PNS et granulats de référence). À nouveau, cette valeur suggère que la résistance à la fissuration interne de ce liant est comparable à celle du liant A et légèrement inférieure à celle d'un liant GU et d'un liant GUB-SF.

Trois valeurs supplémentaires du facteur d'espacement critique ont été déterminées dans le cas du liant C. Les résultats du Tableau II-20 montrent que l'utilisation d'un superplastifiant à base de polycarboxylates (PCP) produit un facteur d'espacement critique de 320 μm . Cette valeur est très proche de celle obtenue avec le superplastifiant de type PNS. On peut donc conclure que le type de superplastifiant n'influence pas la durabilité à la fissuration interne du liant C. On a déjà montré que le superplastifiant à base de PCP influence le réseau de bulle d'air, mais pour un facteur d'espacement donné, la durabilité au gel d'un béton n'est pas modifiée en comparaison avec un béton fabriqué avec un PNS.

Les résultats du Tableau II-20 montrent que le facteur d'espacement critique du béton fabriqué avec le liant C et un gros granulats marginal est supérieur à 330 μm . Cette valeur indique que ce gros granulats marginal n'a pas d'influence sur la résistance à la fissuration interne. Pour ce type d'exposition, il est probablement suffisamment bien protégé par la pâte qui empêche sa saturation, et ainsi, limite les effets défavorables d'une microstructure non optimale.

Le facteur d'espacement critique du béton fabriqué avec le liant C, mais avec un rapport E/L de 0,42 et un dosage en liant réduit à 365 kg/m^3 est de 320 μm (Tableau II-20). Cette valeur montre que pour cette formulation adaptée dans les limites permises pour un béton de type V-S, la résistance à la fissuration interne ne semble pas être modifiée par rapport à celle obtenue avec le même liant lors de l'utilisation d'un rapport E/L de 0,40 et un dosage en liant de 385 kg/m^3 .

Tableau II-20 Facteurs d'espacement critiques pour différents liants et différents rapports E/L

Rapport E/L	Facteur d'espacement critique, \bar{L}_{crit} (μm)				
	GU	GUb-SF / Liant D	Liant A	Liant B	Liant C
0,30	400*	300*	-	-	-
		(8% de fumée de silice)			
0,40	(450)	440	350	> 350	> 330
		(8,7% de fumée de silice)			Granulat marginal
					340
					Granulat de référence
					320
		Superplastifiant PCP			
		320			E/L = 0,42 et dosage en liant de 365 kg/m ³
0,50	500*	250*	-	-	-
		(9,1% de fumée de silice)			

* Données provenant de Pigeon et al. 1987

Pour le rapport E/L de 0,40, le facteur d'espacement obtenu avec le liant D avec fumée de silice (440 μm) est très proche du celui estimé pour le liant GU (450 μm). Cependant, pour un rapport E/L de 0,5, les données du Tableau II-20 montrent que le facteur d'espacement obtenu avec un liant avec fumée est beaucoup plus faible que celui obtenu avec le liant GU. Il faut préciser que ces résultats ont été obtenus il y a 30 ans (1986). À cette époque, la fumée de silice n'était pas incluse dans le liant, mais elle était ajoutée séparément lors du gâchage. De plus, le contenu en fumée de silice est de 9,1%. Pour le rapport E/L de 0,50, l'influence défavorable de la fumée de silice pourrait découler de la plus grande quantité de fumée de silice qui diminue plus fortement la perméabilité de la pâte et qui réduit l'accessibilité aux bulles d'air entraînées. Cette accessibilité réduite, combinée à une plus grande quantité d'eau gelable pour le rapport E/L de 0,5, pourraient être à l'origine de pressions internes plus importantes et d'une plus faible résistance à la fissuration interne. Il faut aussi prendre en compte une influence possible des caractéristiques physicochimiques différentes pour le clinker et la fumée de silice utilisés à l'époque.

Les résultats du Tableau II-20 suggèrent que le facteur d'espacement critique des liants ternaires utilisés est plus faible que le liant binaire GUb-SF considéré dans l'étude ou que le liant GU utilisé dans l'étude de Pigeon et al. [12]. Il faut noter que les ajouts cimentaires diminuent peu le volume total de la porosité capillaire, mais qu'ils la segmentent et permettent ainsi de diminuer considérablement la perméabilité. Bien que l'eau gelable diminue un peu en raison de l'abaissement du point de fusion de l'eau par raffinement de la porosité, cette diminution n'est probablement pas significative. Par ailleurs, les ajouts cimentaires comme le laitier et les cendres volantes, sont moins réactifs que le

ciment à 14 jours. La porosité est donc probablement plus importante, car l'eau libre n'a pas encore pu totalement réagir avec l'ajout cimentaire. On peut aussi penser que la faible réactivité à 14 jours diminue moins la perméabilité, ce qui serait favorable lors d'une exposition à des cycles gel-dégel. Par ailleurs, la faible résistance à la traction au jeune âge (14 jours) des pâtes avec ajout cimentaire contribue à baisser la résistance à la fissuration interne. On constate donc que l'intensité des pressions internes dans les pâtes avec ajout cimentaires est fonction de nombreux paramètres qui peuvent avoir simultanément des effets favorables et défavorables. Il est probable que l'effet des ajouts cimentaires (laitier et CV) est globalement défavorable en raison de la plus faible résistance à la traction et de la plus grande proportion d'eau gelable au jeune âge.

II-7 CONCLUSION

L'analyse des résultats de cette étude a permis de dégager les principales conclusions et recommandations suivantes :

- Tous les bétons formulés selon les spécifications du type V-S et fabriqués avec le liant binaire et les 3 liants ternaires ont atteint la résistance à la compression minimale de 35 MPa à 28 jours. L'ajout d'air entraîné diminue la résistance à la compression à 28 jours, mais pour la plage de teneur en air présent de 5% à 8%, il a toujours été possible d'atteindre un minimum de 35 MPa à 28 jours. Le liant ternaire B produit des bétons dont la résistance à la compression à 28 jours est en moyenne inférieure de 8 à 10 MPa à celle des autres bétons de cette étude.
- La relation générale entre le dosage de l'agent entraîneur d'air en présence du superplastifiant à base de PNS et le volume d'air entraîné est globalement linéaire pour tous les liants testés. Par exemple, pour cette combinaison d'adjuvants, les plus faibles volumes d'air entraîné sont obtenus sans AEA et une augmentation du dosage de l'AEA produit une augmentation du volume d'air approximativement linéaire en fonction du dosage de l'AEA.
- Un agent entraîneur d'air et un superplastifiant à base de PCP ont été utilisés pour produire des bétons avec le liant C. Cette série de résultats a montré qu'en présence d'un superplastifiant de type PCP, la relation entre le dosage de l'AEA et le volume d'air n'est pas linéaire. En effet, pour des faibles dosages en AEA (<40 mL/100 kg de liant), le volume d'air entraîné est approximativement constant (3% à 4%). Pour un dosage en AEA supérieur à 40 mL/100 kg de liant, le volume d'air entraîné augmente rapidement en fonction du dosage de l'AEA.
- L'entraînement d'air dans les bétons de type V-S fabriqués avec un superplastifiant à base de PNS est influencé par le type de liant. Cette étude a montré que le liant D requiert le dosage en AEA le plus faible (< 20 mL/100 kg de liant) pour produire un volume d'air compris entre 5% et 8%. Les liants C et B sont ceux qui requièrent un plus grand dosage en AEA pour atteindre la plage de volume d'air de 5% à 8%. Il faut toutefois rappeler que pour tous les liants, il est possible d'ajuster le dosage de l'AEA pour satisfaire le volume d'air visé de 5% à 8%.

- Le facteur d'espacement est fortement dépendant du dosage de l'AEA. Les dosages en AEA inférieurs à 45 mL/100 kg de liant produisent des facteurs d'espacement relativement élevés (>300 μm) et très variable en fonction du dosage et du type de liant. Pour des dosages en AEA supérieurs à 45 mL/100 kg de liant, le facteur d'espacement diminue systématiquement avec l'augmentation du dosage de l'AEA et est relativement peu variable en fonction du type de liant. Les résultats expérimentaux montrent qu'un dosage minimum de 45 mL/100 kg de liant est requis pour produire un facteur d'espacement inférieur à 350 μm . Pour produire un facteur d'espacement inférieur à 230 μm , il faut prévoir un dosage en AEA de l'ordre de 70 à 100 mL/100 kg de liant. Il faut retenir que ces dosages ne s'appliquent que pour la formulation testée (type V-S) avec les liants étudiés et pour l'AEA choisi pour cette étude. Il faut aussi noter que ces valeurs ont été obtenues en utilisant de petits malaxeurs de laboratoire.
- La plage spécifiée de 5% à 8% pour le volume d'air entraîné (béton de type V-S avec gros granulats de 20 mm) ne garantit pas que le facteur d'espacement sera inférieur à la limite maximale de 230 μm fixée dans la norme MTQ-3101. Les résultats montrent que pour les bétons testés, cette plage conduit à la production du facteur d'espacement au mieux inférieur à 350 μm . Ces facteurs d'espacement sont suffisants pour assurer la durabilité au gel-dégel (fissuration interne) de tous les bétons testés dans le cadre de cette étude. Pour obtenir un facteur d'espacement inférieur à 230 μm , les résultats de cette étude tendent à montrer qu'il faut plutôt viser un volume d'air entraîné supérieur à environ 7%. Les volumes d'air s'approchant de la limite inférieure de 5% sont à éviter, car le facteur d'espacement est très imprévisible puisqu'il peut varier de 250 μm à 600 μm dépendant du type de liant et du type de superplastifiant.
- Le superplastifiant de type PCP tend à favoriser l'entraînement de plus grosses bulles d'air entraîné, particulièrement lorsque le dosage de l'AEA est faible. Par exemple, pour un volume d'air de 4% à 5% le facteur d'espacement est généralement dans la plage de 400 à 600 μm , ce qui est nettement insuffisant pour assurer une bonne durabilité au gel-dégel.
- Le béton fabriqué avec le liant binaire (liant D) possède un facteur d'espacement critique de 440 μm qui suggère que la résistance à la fissuration interne due aux cycles gel-dégel est équivalente à celle d'un béton de même type fabriqué avec un liant GU.
- La résistance à la fissuration interne des bétons fabriqués avec les liants ternaires soumis à des cycles de gel-dégel n'est pas équivalente à celle des bétons de même type (E/L=0,40) fabriqués avec le liant GU ou un liant binaire (liant D). Le facteur d'espacement critique des bétons fabriqués avec les liants ternaires (liants A, B et C) est compris entre 320 et 370 μm . Ces valeurs sont inférieures à la valeur de 450 μm estimée pour le liant GU. Ces résultats indiquent que l'utilisation d'un liant ternaire a pour effet de diminuer légèrement la durabilité au gel (fissuration interne) des bétons de type V-S. Il est important de noter que même si la durabilité au gel des bétons fabriqués avec ces liants ternaires est plus faible, il est tout à fait possible d'assurer une bonne durabilité au gel (fissuration interne) en protégeant ces bétons

avec un bon réseau de bulles d'air entraînées. La plage spécifique de teneur en air entraînée (6,5% à 8%) s'est révélée adéquate pour produire un facteur d'espacement inférieur à 350 μm et ainsi offrir une bonne protection face aux cycles de gel-dégel.

- La durabilité au gel (fissuration interne) du béton type V-S fabriqué avec le gros granulat marginal est équivalente à celle d'un béton de même type fabriqué avec un gros granulat de référence. Le gros granulat marginal est caractérisé par une perte moyenne à l'essai micro-Deval de 17,5% ce qui est tout juste au-dessus de la limite maximale de 17% permise par la norme CSA A23.1 dans le cas d'un béton soumis au gel.
- La durabilité au gel (fissuration interne) d'un béton de type V-S fabriqué avec un superplastifiant de type PCP est équivalente à celle d'un béton de même type fabriqué avec un superplastifiant de type PNS. Pour ces deux types de superplastifiants, c'est bien le facteur d'espacement du réseau de bulles d'air entraînées qui contrôle la durabilité au gel. Donc, la protection offerte par un facteur d'espacement donné est la même quel que soit le type de superplastifiant utilisé pour produire un béton de type V-S.
- La durabilité au gel (fissuration interne) d'un béton de type V-S formulé en utilisant des valeurs à la limite des spécifications en matière de rapport E/L (0,42) et de dosage en liant (365 kg/m^3) est équivalent à celle d'un béton de même type formulé avec un rapport E/L de 0,40 et un dosage en liant de 385 kg/m^3 .

L'ensemble des conclusions énoncées pourrait permettre au Ministère des Transports (MTQ) de s'appuyer sur des données récentes de résistance aux cycles gel-dégel de bétons de type V-S formulés à partir de liants ternaires afin de vérifier s'il convient ou non de mettre à jour les normes relatives au réseau de bulles d'air des bétons en ambiance hivernale rigoureuse.

Cette étude permet aussi de proposer quelques pistes de recherches complémentaires.

- L'étude de la durabilité au gel des bétons de type V-S avec d'autres sources de granulats marginaux dans le but de valider les conclusions à partir d'un plus vaste échantillon de gros granulats.
- Une étude sur les caractéristiques du réseau capillaire (porosité totale, distribution de la taille des pores, perméabilité) des bétons fabriqués avec des liants ternaires. Ces données permettraient d'estimer l'influence de ce type de liant sur la quantité d'eau gelable. Elles pourraient servir à formuler des hypothèses pour expliquer le facteur d'espacement critique plus faible de ce type de béton.
- Une étude approfondie de l'influence des superplastifiants à base de PCP sur les caractéristiques du réseau de bulles d'air. Cette étude pourrait être basée sur un plus grand nombre de combinaison entre agents entraîneur d'air et superplastifiants (PNS et PCP).
- L'étude de la durabilité au gel (fissuration interne) d'autres types de bétons pouvant être produit avec des liants ternaires (types V-P, type XIII, type XIV-C, type XIV-S, type XVII, etc.),

dont les hypothèses de formulation diffèrent par rapport au type V-S (dosage en liant, rapport E/L, squelette granulaire, ajout d'autres adjuvants).

II-8 REFERENCES

- [1] Powers TC. (1949). The air requirement of frost-resistant concrete. *Highw. Res. Board*, 29, p. 184–211.
- [2] Gagné R, Linger L. (2008). La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse. In : Ponts P des, editor. *La durabilité des bétons*, 387–486 p.
- [3] ASTM C457/C457M-12. (2013). Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete 1. *ASTM Int.*, , p. 1–15.
- [4] Kumar Mehta P. (1986). *Concrete: structure, properties, and materials*. P. Hall, editor.
- [5] Gagné, Aïtcin. (1993). Superplasticizers for durable concrete. *Comptes rendus la conférence Int. sur la durabilité du Bét.*, Monterrey, Mexique; 200–17 p.
- [6] Neville AM. (1973). *Properties of concrete*. 2nde edition. Pitman, UK;
- [7] Popic A. (1999). Influence du type de mûrissement et de l'autodessiccation sur la résistance au gel des bétons. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 234 p.;
- [8] Radlinski M. (2008). Evaluation of Applicability of Ternary OPCFASF Binder Systems for Bridge Deck Concrete. Purdue University;
- [9] Cohen MD, Zhou Y, Dolch WL. (1992). Non-air-entrained high-strength concrete - Is it frost resistant? *ACI Mater. J.*, 89, 4, p. 406–15.
- [10] Pigeon M, Pleau R. (1995). *Durability of Concrete*. Spon E, editor.
- [11] Cramer SM, Walls Jr. RA. (2001). Strategies for Enhancing the Freeze-Thaw Durability of Portland Cement Concrete Pavements.
- [12] Pigeon M, Gagné R, Foy C. (1987). Critical air void spacing factor for low water-cement ratio concretes with and without condensed silica fume. *Cem. Concr. Res.*, 17, p. 896–906.
- [13] CSA A23.1. (2014). Béton : Constituants et exécution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton.
- [14] Saucier F, Pigeon M, Cameron G. (1991). Air void stability, Part V: Temperature, general analysis and performance index. *ACI Mater. J.*, Vol.88, p. 25–36.
- [15] H.Kosmatka S, Kerkhoff B, C. Panarese W, F. MacLeod N, McGrath RJ. (2002). *Design and Control of Concrete Mixtures – 7th Edition*. Canada, Cement Association of Canada;
- [16] Houehanou EC. (2010). Contribution à la compréhension de la durabilité à l'écaillage des bétons contenant de la cendre volante et du laitier. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 234 p.;
- [17] Giergiczny Z, Glinicki M a., Sokołowski M, Zielinski M. (2009). Air void system and frost-salt scaling of concrete containing slag-blended cement. *Constr. Build. Mater.*, Elsevier Ltd; 23, 6,

- p. 2451–6.
- [18] CSA A3001-13. (2013). Cementitious Materials Used in Concrete.
- [19] Vegas I, Gaitero JJ, Urreta J, García R, Frías M. (2014). Aging and durability of ternary cements containing fly ash and activated paper sludge. *Constr. Build. Mater.*, Elsevier Ltd; 52, p. 253–60.
- [20] Gao PW, Wu SX, Lin PH, Wu ZR, Tang MS. (2006). The characteristics of air void and frost resistance of RCC with fly ash and expansive agent. *Constr. Build. Mater.*, 20, p. 586–90.
- [21] Ghosh S, Nasser KW. (1995). Creep, shrinkage, frost, and sulphate resistance of high strength concrete. *Can. J. Civ. Eng.*, 22, p. 621–36.
- [22] Külaots I, Hurt RH, Suuberg EM. (2004). Size distribution of unburned carbon in coal fly ash and its implications. *Fuel*, 83, p. 223–30.
- [23] Külaots I, Hsu A, Hurt RH, Suuberg EM. (2003). Adsorption of surfactants on unburned carbon in fly ash and development of a standardized foam index test. *Cem. Concr. Res.*, 33, p. 2091–9.
- [24] Hachmann L, Burnett A, Gao Y-M, Robert H. H, Suuberg EM. (1998). Surfactant adsorptivity of solid products from pulverized-coal combustion under controlled conditions. *Symp. Combust.*, 27, 2, p. 2965–71.
- [25] Chen X, Farber M, Gao Y, Kulaots I, Suuberg EM, Hurt RH. (2003). Mechanisms of surfactant adsorption on non-polar, air-oxidized and ozone-treated carbon surfaces. *Carbon N. Y.*, 41, 8, p. 1489–500.
- [26] Gao Y, Shim H, Hurt RH, Suuberg EM, Yang NYC. (1997). Effects of carbon on air entrainment in fly ash concrete; The role of soot and carbon black. *Fuel Energy Abstr.*, 38, 4, p. 231.
- [27] ASTM C666/C666M-15. (2015). Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing 1. *ASTM Int.*, , p. 1–6.
- [28] Nkinambubanzi P-C, Mantellato S, Flatt RJ. (2016). Superplasticizers in practice. In: Aïtcin P-C, J. Flatt R, editors. *Sci. Technol. Concr. Admixtures*, 371 p.
- [29] MacDonald K. (2009). Polycarboxylate Ether and Slabs - Understanding how they work in floor construction. *Concr. Constr.*
- [30] Eberhard E, Müller C. (2012). Interactions of air-entraining agents and plasticizers in concrete. *Concr. Technol. Reports*, , 2012, p. 41–58.
- [31] Kuo LL, Acton MA (US). (2012). Defoamer for Hydratable cementitious compositions. U.S: U.S Patent n° 8,187,376
- [32] MTQ (2015) - Norme 3101 - Tome VII- Matériaux - Chapitre 3 - Bétons et produits connexes.

Partie III

ÉTUDE DE LA DURABILITÉ À L'ÉCAILLAGE EN PRÉSENCE DE SEL FONDANT DES BÉTONS AVEC LIANT TERNAIRE

Résumé

L'écaillage de la surface du béton dû aux sels fondants est un phénomène dont les mécanismes sont relativement peu connus. Plusieurs publications et plusieurs recherches se sont penchées sur cette problématique de durabilité du béton. Encore aujourd'hui, aucune théorie prise individuellement ne permet d'expliquer entièrement les causes de ce phénomène et le rôle protecteur d'un bon réseau de bulle d'air sur les bétons qui sont dans des conditions à risque.

À prime à bord, les tests sous leur forme actuelle, peuvent sembler moins bien adaptés lorsque l'utilisation de liant ternaire est préférée au liant avec seulement du ciment Portland. Cette recherche s'intéresse donc à valider la sévérité du test d'écaillage BNQ 2621-905 lorsqu'on utilise des liants ternaires. Ce projet se penche également sur l'effet du type et la durée de la cure, du type de superplastifiant utilisé, de la variation du \bar{L} et de l'utilisation d'un granulat marginal sur les résistances à l'écaillage des bétons avec liant ternaire.

Les travaux réalisés dans le cadre de ce projet démontrent qu'il est possible d'avoir des résultats qui satisfont la norme d'écaillage BNQ 2621-905 avec des paramètres de formulations d'un béton de type V-S avec presque tous les liants ternaires utilisés. De plus, lorsque le réseau d'air est de bonne qualité ($\bar{L} < 230 \mu\text{m}$) l'utilisation de superplastifiant PCP ou PNS ne semble pas d'avoir d'effet marqué. Le facteur d'espacement, actuellement prescrit dans la norme CSA A23.1, moyen inférieur à $230 \mu\text{m}$ avec aucune valeur dépassant $260 \mu\text{m}$ permet d'obtenir de bons résultats à l'écaillage en laboratoire pour le liant C. Finalement, l'utilisation d'un granulat marginal au micro-Deval peut avoir un effet sur la quantité de débris de surface d'un échantillon soumis au gel-dégel.

PARTIE III DURABILITÉ AUX CYCLES DE GEL-DÉGEL DE BÉTONS FABRIQUÉS AVEC DES LIANTS BINAIRES ET TERNAIRES

III-1	INTRODUCTION.....	III.7
III-2	REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	III.8
III-2.1	MODELES D'ÉCAILLAGE.....	III.8
III-2.1.1	Phénomène à l'origine de l'écaillage.....	III.8
III-2.1.2	Modèle de pression hydraulique.....	III.8
III-2.1.3	Modèle de pression osmotique.....	III.9
III-2.1.4	Modèle du choc thermique.....	III.10
III-2.1.5	Modèle de gradient de concentration ionique en surface.....	III.11
III-2.1.6	Modèle « glue-spall scaling.....	III.12
III-2.2	REVUE DES TESTS D'ECAILLAGE SELON LES NORMES CSA, ASTM ET BNQ.....	III.13
III-2.3	INFLUENCES DE CERTAINES CARACTERISTIQUES DU BETON SUR SA RESISTANCE A L'ECAILLAGE.....	III.15
III-2.3.1	Rapport E/C ou E/L.....	III.15
III-2.3.2	L'entraînement d'air.....	III.15
III-2.3.3	Résistance à la compression.....	III.15
III-2.4	INFLUENCE DE L'UTILISATION DE FUMEE DE SILICE SUR L'ECAILLAGE DU BETON.....	III.15
III-2.5	INFLUENCE DE L'UTILISATION DE CENDRES VOLANTES SUR L'ECAILLAGE DU BETON.....	III.16
III-2.5.1	Influence de la période de cure sur l'écaillage de béton ternaire avec cendre volante.....	III.16
III-2.5.2	Hypothèses pour expliquer la résistance à l'écaillage des bétons avec cendres volantes.....	III.19
III-2.6	INFLUENCE DE L'AJOUT DE L'AJOUT DE LAITIER SUR LA DURABILITE A L'ECAILLAGE DU BETON.....	III.20
III-2.6.1	Influence de la période de cure sur l'écaillage de béton ternaire avec laitier de haut fourneau.....	III.20
III-2.6.2	Hypothèse et modèle expliquant les problèmes de résistance des ciments au laitier à l'écaillage.....	III.22
III-2.6.3	Comparaison entre les résultats à l'écaillage pour les bétons avec laitier de haut fourneau.....	III.23
III-2.7	EFFET DU PRODUIT DE CURE SUR L'ECAILLAGE.....	III.24
III-3	BUT DE LA RECHERCHE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....	III.25
III-3.1	CONTEXTE GLOBAL DU PROJET.....	III.25
III-3.2	PROBLEMATIQUE.....	III.25
III-3.3	OBJECTIFS.....	III.26
III-3.4	METHODOLOGIE.....	III.26
III-3.4.1	Phase 1 – Effet du type de liant.....	III.26
III-3.4.2	Phase 2 – Effet du type de superplastifiant.....	III.28
III-3.4.3	Phase 3 – Effet du facteur d'espacement.....	III.29
III-3.4.4	Phase 4 – Effet du granulat marginal.....	III.30
III-4	MATÉRIAUX ET PROCÉDURES.....	III.30
III-4.1	LIANTS.....	III.30
III-4.2	ADJUVANTS.....	III.31
III-4.3	GRANULAT FIN.....	III.31
III-4.4	GROS GRANULATS.....	III.32
III-4.4.1	Gros granulat de référence.....	III.33
III-4.4.2	Gros granulat marginal.....	III.36

III-4.4.3	Caractérisation en laboratoire des éclatements de granulats produits lors de l'essai d'écaillage	III.37
III-4.4.3.1	Origine et objectif du test	III.37
III-4.4.3.2	Critères d'identification d'un « pop-out »	III.37
III-4.4.3.3	Déroulement du test	III.40
III-4.4.3.4	Applications au projet	III.43
III-4.5	MELANGES ET PROCEDURES DE GACHAGE	III.43
III-4.5.1	Procédure de gâchage	III.43
III-4.5.2	Échantillonnage	III.44
III-4.5.3	Mûrissement	III.45
III-4.5.4	Formulations	III.45
III-4.5.4.1	Phase 1 – Effet du type de liant	III.45
III-4.5.4.2	Phase 2 – Effet du type de superplastifiant	III.47
III-4.5.4.3	Phase 3 – Effet du facteur d'espacement	III.48
III-4.5.4.4	Phase 4 – Effet du granulat marginal	III.49
III-5	RÉSULTATS	III.50
III-5.1	EFFET DU TYPE DE LIANT – PHASE 1	III.50
III-5.1.1	Résistance à la compression	III.50
III-5.1.2	Durabilité à l'écaillage	III.51
III-5.2	PHASE 2 - EFFET DU TYPE SUPERPLASTIFIANT	III.52
III-5.2.1	Résistance à la compression	III.52
III-5.2.2	Résistance à l'écaillage	III.53
III-5.3	EFFET DU FACTEUR D'ESPACEMENT – PHASE 3	III.54
III-5.3.1	Résistance à la compression	III.54
III-5.3.2	Résistance à l'écaillage	III.54
III-5.4	PHASE 4 - EFFET DE L'UTILISATION D'UN GRANULAT MARGINAL	III.55
III-5.4.1	Résistance à la compression	III.55
III-5.4.2	Résistance à l'écaillage	III.56
III-6	ANALYSE DES RÉSULTATS	III.57
III-6.1	INFLUENCE DU TYPE DE LIANT ET DU TYPE DE MURISSEMENT SUR LA RESISTANCE A L'ECAILLAGE MESURE EN LABORATOIRE	III.57
III-6.1.1	Liant A	III.58
III-6.1.2	Liant B	III.59
III-6.1.3	Liant C	III.61
III-6.1.4	Liant D	III.62
III-6.1.5	Analyse globale de l'influence du type de cure sur la résistance à l'écaillage des liants testés ...	III.63
III-6.2	INFLUENCE DU TYPE DE SUPERPLASTIFIANT SUR LA RESISTANCE A L'ECAILLAGE MESUREE EN LABORATOIRE	III.66
III-6.3	INFLUENCE DU FACTEUR D'ESPACEMENT SUR LA RESISTANCE A L'ECAILLAGE EN LABORATOIRE	III.67
III-6.4	INFLUENCE D'UN GROS GRANULAT MARGINAL SUR LA RESISTANCE A L'ECAILLAGE AU LABORATOIRE	III.69
III-7	CONCLUSIONS	III.74
III-8	RÉFÉRENCES	III.77

PARTIE III Liste des figures

Figure III-1	Représentation schématique du modèle de pression osmotique [7].....	III.10
Figure III-2	Profil de température dans un béton recouvert de glace suite à l'application de sel de NaCl [9].....	III.11
Figure III-3	Profil de température dans un béton recouvert de glace suite à l'application de sel de NaCl [10].....	III.12
Figure III-4	Trois cas possibles lors du « glue-spall scaling » la fissure peut (a) arrêté dans la glace, (b) bifurquer le long de l'interface glace béton ou (c) pénétrer dans la surface du béton [11]	III.13
Figure III-5	Influence de la fumée de silice et de la cendre volante sur la masse de débris de béton peu de temps après la coulée (14, 17 ou 21 jours) [17].....	III.17
Figure III-6	Influence de la fumée de silice et de la cendre volante sur la masse de débris de béton 90 jours après la coulée [17].....	III.18
Figure III-7	Débris recueilli après l'essai d'écaillage et surface de l'échantillon (a) jeune âge (b) 90 jours [17]	III.18
Figure III-8	Influence du type de liant et du volume d'air sur la route visuelle de l'écaillage de bétons avec et sans cendre volante [18]	III.19
Figure III-9	Influence du type de liant et du volume d'air sur le changement de masse en fonction du nombre de cycles de gel-dégel, pour des bétons avec et sans cendres volantes [18].....	III.20
Figure III-10	Effet de la technique de finition et du pourcentage de remplacement de ciment par du laitier de haut fourneau sur l'écaillage [19].....	III.21
Figure III-11	Effets du type de liant et de la méthode de cure utilisée sur la masse de débris d'échantillons soumis au test d'écaillage [20].....	III.22
Figure III-12	Logique du modèle proposé [22]	
Figure III-13	Appareil micro-Deval	III.23
Figure III-14	Échantillons gel-dégel non confiné.....	III.32
Figure III-15	Granulométrie au cours du projet des gros granulats combinés.....	III.33
Figure III-16	Présence de feuilletés en surface due à un « pop-out »	III.35
Figure III-17	Fracture visible dans le granulats.....	III.38
Figure III-18	Cône de pâte détachée et fracture visible à la surface du granulats	III.39
Figure III-19	Taille minimale d'éclatement de 5 mm	III.39
Figure III-20	Acétate appliquée sur la surface de la plaque à analyser	III.40
Figure III-21	Traçage du contour des granulats ayant subi un éclatement (« pop-out ») avec un marqueur à pointe fine.....	III.41
Figure III-22	Remplissage des contours avec un marqueur de même couleur	III.41
Figure III-23	Acétate prête à être numérisée	III.42
Figure III-24	Acétate numérisée pour le traitement d'image.....	III.42
Figure III-25	Vue du logiciel ImageJ lors du traitement d'une image	III.43
Figure III-26	Plaque d'écaillage une fois l'agent de mûrissement appliqué	III.45
Figure III-27	Résistance à la compression des bétons de la phase 1.....	III.51
Figure III-28	Résistance à la compression des bétons de la phase 2.....	III.53
Figure III-29	Résistance à la compression des bétons de la phase 3.....	III.54
Figure III-30	Résistance à la compression des bétons de la phase 4.....	III.56
Figure III-31	Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant A.....	III.59
Figure III-32	Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant B.....	III.61
Figure III-33	Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant C.....	III.62
Figure III-34	Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant D.....	III.63
Figure III-35	Influence du type de cure sur la résistance à l'écaillage des liants A, B, C et D.....	III.65

Figure III-36	Influence du type de superplastifiant sur la résistance à l'écaillage des bétons fabriqués avec le liant	III.67
Figure III-37	Influence du facteur d'espacement sur la résistance à l'écaillage de bétons fabriqués avec le liant C	III.68
Figure III-38	Influence d'un gros granulat marginal et du facteur d'espacement sur la résistance à l'écaillage du béton fabriqué avec le liant C.....	III.72
Figure III-39	Influence du gros granulat marginal sur la masse de débris en fonction de trois types de comparaisons par rapport au granulat de référence	III.73
Figure III-40	Comparaisons des surfaces de granulats éclatés lors de l'écaillage pour les deux granulats	III.73
Figure III-41	Comparaisons de la quantité de granulats éclatés par plaque d'écaillage pour les deux granulats	III.74

PARTIE III Liste des tableaux

Tableau III-1	Résumé des projets de normes CSA, ASTM et BNQ après révision	III.14
Tableau III-2	Influence de l'âge, de la quantité de liant et du rapport E/L sur l'écaillage après 50 cycles [21]	III.22
Tableau III-3	Résistance à l'écaillage des spécimens exposés à des conditions réelles en fonction du type de liant utilisé et de la méthode de cure employée [23]	III.23
Tableau III-4	Résistance à l'écaillage des spécimens testés en laboratoire en fonction du type de liant utilisé [23]	III.24
Tableau III-5	Perte de masse de tous les échantillons après 50 cycles de gel dégel pour trois méthodes de mûrissement [26]	III.25
Tableau III-6	Formulation phase 1	III.27
Tableau III-7	Types de mûrissement des bétons de la phase 1	III.28
Tableau III-8	Formulations phase 2	III.29
Tableau III-9	Formulation phase 3	III.29
Tableau III-10	Formulation phase 4	III.30
Tableau III-11	Liants utilisés	III.30
Tableau III-12	Granulométrie, module de finesse, densité et absorption du granulat fin utilisé	III.31
Tableau III-13	Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence utilisé	III.34
Tableau III-14	Proportions de gros granulats de référence utilisés au cours du projet	III.34
Tableau III-15	Résultats du test micro-Deval pour le granulat de référence	III.35
Tableau III-16	Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat de référence	III.35
Tableau III-17	Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence	III.36
Tableau III-18	Résultats du test micro-Deval pour le granulat marginal	III.37
Tableau III-19	Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat marginal	III.37
Tableau III-20	Formulations des bétons de la phase 1	III.46
Tableau III-21	Formulations des bétons de la phase 2	III.48
Tableau III-22	Formulations des bétons de la phase 3	III.49
Tableau III-23	Formulations des bétons de la phase 4	III.50
Tableau III-24	Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 1	III.52
Tableau III-25	Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 2	III.54
Tableau III-26	Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 3	III.55
Tableau III-27	Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 4	III.57
Tableau III-28	Quantités et pourcentage de surface de « pop out » pour six mélanges	III.69

PARTIE III Liste de acronymes et des symboles

α :	Surface spécifique des bulles d'air
\bar{L} :	Facteur d'espacement des bulles d'air
SP :	Superplastifiant
SSS :	Saturé surface sèche
PNS :	Polynaphtalènes sulfonâtes
PCP :	Polycarboxylate
SG :	Sans géotextile
PC :	Produit de cure
BNQ :	Bureau de Normalisation du Québec
CSA :	Canadian Standard Association
ASTM :	American Standard Test Method

III-1 INTRODUCTION

Au Québec, l'écaillage dû à l'utilisation de sels fondants est un type de détérioration très courant, mais dont les mécanismes d'action sont encore mal compris. Plusieurs publications et plusieurs recherches se sont penchées sur cette problématique de la durabilité du béton. Plusieurs chercheurs ont développé, dans les 70 dernières années, des théories qui tentent d'expliquer ce phénomène. Encore aujourd'hui, aucune théorie prise individuellement ne permet d'expliquer entièrement les causes de ce phénomène et le rôle protecteur d'un bon réseau de bulles d'air [1] sur les bétons qui sont dans des conditions à risque.

Tout d'abord, il est important de rappeler que l'écaillage est un type de dégradation du béton qui se caractérise par l'effritement de la surface de celui-ci en flocons de petites dimensions. Plusieurs chercheurs qui se sont penchés sur le sujet pensent qu'il est dû à une multitude de facteurs. Bien que ce phénomène dégrade principalement l'aspect esthétique des surfaces de béton, il peut également, dans certains cas extrêmes, augmenter les risques de corrosion des bétons armés en réduisant l'épaisseur de recouvrement entre la surface de béton et l'armature. L'écaillage est principalement nuisible sur les surfaces des trottoirs et des chaussées puisque celles-ci deviennent alors très inconfortables à la circulation pédestre et automobile.

Afin de quantifier les risques d'écaillage, plusieurs tests ont été développés un peu partout dans le monde. Au Québec, trois tests accélérés sont principalement utilisés soit les tests des normes ASTM, BNQ et CSA. Ces tests ont tous leurs particularités, mais ils ont tous un même objectif à savoir : fournir une réponse rapide quant à la probabilité que le béton formulé subisse de l'écaillage. Or, dans les dernières années, de plus en plus de donneurs d'ouvrage ont commencé à spécifier des bétons fabriqués avec des liants ternaires. Ce type de béton produit parfois des résultats insatisfaisants lors d'essais d'écaillage en laboratoire. Ces résultats ont incité les donneurs d'ouvrage à mieux comprendre la durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec des liants ternaires.

Ce projet de recherche se penche donc sur cette problématique. Tout d'abord, une revue de l'état de l'art dans le domaine de l'écaillage dû aux sels fondants des bétons ternaires est présentée. Avec les informations recueillies, un programme expérimental est développé. Ce programme permettra de réaliser des essais en laboratoire afin de valider et de quantifier l'effet de différents paramètres sur l'écaillage de ce type de béton. Les résultats recueillis seront analysés et présentés dans ce mémoire.

L'objectif de ce projet de recherche est donc d'outiller les propriétaires d'ouvrages afin qu'ils puissent mettre en place une méthode d'essais et des critères d'admissibilité à l'écaillage pour des bétons avec liant ternaire. En plus, le programme expérimental de ce projet permettra de répondre à des questions particulières soulevées par les propriétaires d'ouvrages et d'ainsi améliorer leur compréhension du comportement des bétons spécifiés avec ce type de liant. Avec ces nouvelles informations en main, ceux-ci seront donc en mesure de réaliser des choix éclairés qui permettront d'améliorer la durabilité de ses ouvrages.

III-2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

III-2.1 MODELES D'ÉCAILLAGE

III-2.1.1 Phénomène à l'origine de l'écaillage

Les phénomènes qui sont à l'origine de l'écaillage sont multiples puisqu'à ce jour aucun modèle pris individuellement ne semble pouvoir expliquer tous les cas d'écaillage et l'effet des différents paramètres du béton. Il semble donc plus plausible que l'écaillage soit dû à une combinaison de mécanismes qui seront décrits dans les sections suivantes. Les facteurs nécessaires à l'apparition d'écaillage sur une surface de béton seraient la présence d'une solution saline et des cycles de gel-dégel [2].

III-2.1.2 Modèle de pression hydraulique

Ce modèle proposé initialement par Powers en 1949 [3] fait état d'une pression hydraulique qui apparaît dans la pâte de ciment lorsque l'eau présente dans le béton tant à geler. Si la pâte de ciment est saturée, l'eau gèle, prend de l'expansion et gagne 9 % de volume. Puisque la pâte est saturée, l'eau est donc forcée de se déplacer vers les seuls espaces disponibles soit les bulles d'air présentes dans la pâte. L'eau qui tente de rejoindre les bulles d'air migre donc à travers la pâte. Powers a donc utilisé des notions de la loi d'écoulement dans les milieux poreux de Darcy afin de quantifier la pression engendrée par ce mouvement. Il a ainsi déduit une formule permettant, selon lui, de calculer la longueur maximale du trajet (L_{max}) vers les bulles d'air dans un béton afin d'éviter que la pression n'excède la résistance en traction de celui-ci. Cette formule fait interagir les éléments suivants [4] :

- La vitesse de refroidissement R ;
- Le coefficient de perméabilité de la pâte de ciment K ;
- La quantité d'eau gelable lorsque la température s'abaisse de 1°C U ;
- La résistance en traction de la pâte σ_t .

$$\frac{KT}{UR} \times (\text{constante})$$

Puisque la pâte de ciment est peu résistante en traction, lorsque la distance entre les bulles d'air est trop grande, c'est-à-dire lorsque la distance à parcourir L est supérieure au L_{max} , la pression engendrée par l'écoulement de l'eau est telle qu'elle entraîne une rupture en traction de la celle-ci. La théorie de Powers [3] n'explique malheureusement pas complètement le phénomène. Elle s'appuie principalement sur le fait que l'eau est expulsée en dehors des pores capillaires alors que ce n'est pas ce qui est observé expérimentalement. On constate plutôt une migration de l'eau des pores des C-S-H vers les capillaires [4]. La théorie des pressions hydrauliques fournit tout de même des pistes de solutions intéressantes afin de caractériser le comportement au gel dégel du béton dont l'importance du facteur d'espacement \bar{L} . Il est important de noter que la concentration en ion de cette eau a une influence sur la température de fusion de celle-ci et ainsi une influence sur la pression engendrée.

Une eau avec une forte concentration en ion gèlera à une température inférieure à une eau à très faible concentration. Plus la concentration en ion est faible, plus les effets de la pression hydraulique devraient être grands. Or on constate que la concentration en ion la plus critique serait d'environ 3% alors qu'une eau pure gèle à une température supérieure.

III-2.1.3 Modèle de pression osmotique

Powers et Helmuth ont poursuivi leurs recherches sur le comportement au gel dégel du béton dans les années 50 [5]. Ils ont alors découvert que l'eau avait tendance à se déplacer vers les pores capillaires lors du gel. Ce déplacement d'eau cause du retrait dans la pâte avec air entraîné qui peut alors causer de la fissuration dans celle-ci. Ils ont également découvert que l'eau ne gèle pas à 0 °C dans les capillaires et que plus ceux-ci sont fins, plus la température doit être basse avant que l'eau puisse former des cristaux et geler.

Powers et Helmuth [5] proposent que lorsque l'eau gel dans les pores il se crée une différence d'énergie. En effet, l'énergie potentielle de l'eau des pores de gel est supérieure à celle de l'eau gelée, celle-ci est donc forcée de se déplacer vers les pores capillaires. Une fois dans les pores capillaires, cette eau aura tendance à geler à son tour. Cela occasionne donc un déplacement d'eau de la pâte vers les pores. L'eau supplémentaire qui gèle dans les pores génère des pressions sur la surface du pore et ces pressions peuvent causer des dommages permanents à la pâte.

En 1975, Powers [6] propose une version modifiée qui prend en compte que l'eau contenue dans les pores n'est pas pure et contient des alcalis tels que le Na_2O et le K_2O . Sa théorie est donc modifiée afin de prendre en compte l'influence de la concentration en ions de l'eau sur son point de congélation. Dans cette version modifiée, l'eau gèle dans les plus gros pores puisque la tension de surface est moindre et favorise donc une température de congélation plus élevée. Il est également important de noter que l'eau dans les pores ne gèle pas d'un coup. Puisque l'eau gèle progressivement, la concentration de l'eau liquide augmente jusqu'à atteindre un équilibre entre la température de fusion et la température dans le pore. Cette théorie est représentée sur la Figure III-1.

Tel qu'illustré sur la Figure III-1, puisque la concentration dans les gros pores augmente et que la concentration dans les pores plus petits est plus faible, l'eau des petits pores est donc attirée vers les gros pores. Ce mouvement engendre des contraintes dans la pâte qui peuvent être dommageables. De plus, cette diminution de la concentration de l'eau dans les gros pores favorise la formation d'un plus grand volume de glace. Ce plus grand volume de glace peut être dommageable pour la pâte.

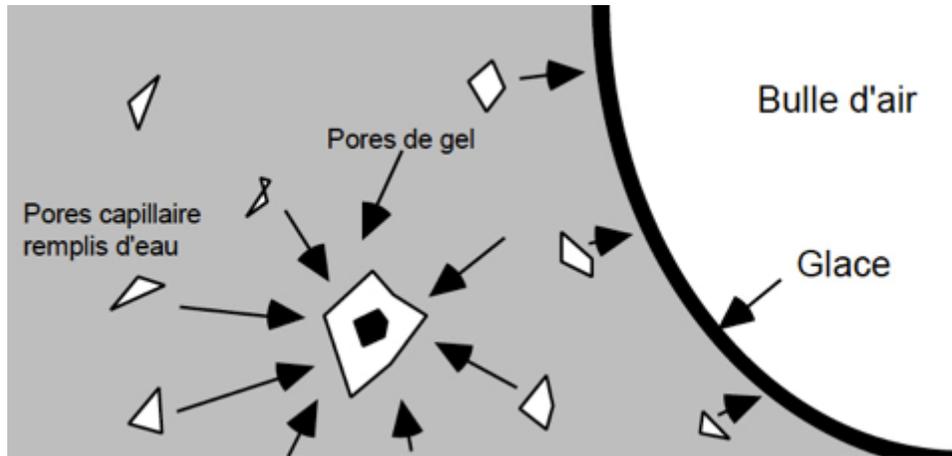


Figure III-1 Représentation schématique du modèle de pression osmotique [7]

Ce modèle est particulièrement intéressant puisqu'il permet d'expliquer le phénomène de retrait dans la pâte lors des cycles de gel-dégel déjà observé lors d'expérimentations [5]. Il permet également d'expliquer l'influence de la présence de sel de déglçage lors de l'écaillage. Par contre, selon Pigeon et Pleau [4], le modèle des pressions osmotiques ne serait pas complet. Selon eux, il n'explique pas que la vitesse de refroidissement a un effet sur l'écaillage, mais laisse plutôt présager que c'est une durée de cycle plus longue qui est dommageable. Ils critiquent également l'explication fournie sur l'aide apportée par le réseau de bulle d'air et considèrent que l'explication fournie serait insuffisante.

III-2.1.4 Modèle du choc thermique

Une autre hypothèse qui pourrait expliquer l'écaillage en présence de sel de déglçage est le modèle du choc thermique. Des recherches menées par Rösli dans les années 70 [8], [9] ont fait ressortir des informations intéressantes sur l'application des sels de déglçage. En effet, ces études ont montré avec des essais sur le terrain que la fonte de la glace par l'application de sel de déglçage est hautement endothermique et entraîne des différences de température radicales sur la peau du béton. En surface, le béton donne sa chaleur à la réaction, ainsi il refroidit rapidement alors que le film d'eau à sa surface se réchauffe. Ce gradient de température occasionne des contraintes internes qui s'appliquent sur la peau du béton. Ces contraintes sont à l'origine de la microfissuration de surface [10] et c'est le gonflement de l'eau présente dans ces fissures qui créeraient l'écaillage. Ce phénomène est représenté sur la Figure III-2.

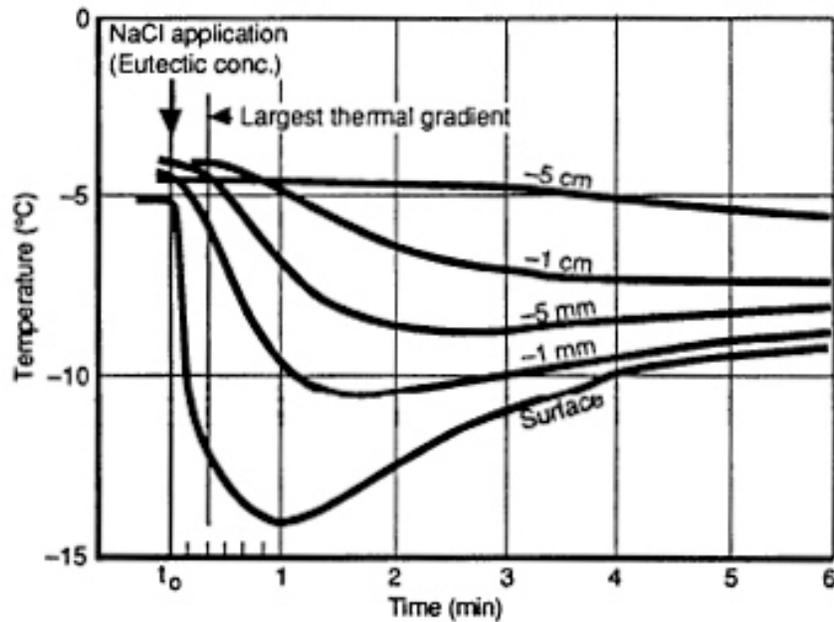


Figure III-2 Profil de température dans un béton recouvert de glace suite à l'application de sel de NaCl [10]

Le point faible de ce modèle est, qu'encore une fois, il n'explique pas l'influence positive d'un bon réseau de bulle d'air et d'un bon \bar{L} sur la résistance à l'écaillage du béton. Il peut par contre venir compléter un autre modèle pour expliquer l'importance de la résistance en traction de la pâte lors de l'écaillage.

III-2.1.5 Modèle de gradient de concentration ionique en surface

En 1980 Harnik, Meier et Rösli [9] ont également proposé un modèle qui prend en compte le gradient de concentration en ion à la surface du béton. Ces chercheurs ont démontré que la concentration en ion était variable sur les premiers centimètres de la peau du béton. Cette variation est illustrée sur la Figure III-3. Ainsi, les premiers centimètres du béton se divisent en trois segments. Pour les premiers mm d'épaisseur, la concentration est relativement faible puisque cette surface est souvent lessivée par l'eau de pluie ou encore la fonte de la neige. Ensuite, la concentration augmente avec l'épaisseur jusqu'à atteindre un plateau qui représente la concentration maximale de l'ion dans la pâte de ciment pour ensuite décroître jusqu'à une concentration pratiquement nulle. Ce gradient de concentration observable sur la Figure III-3 crée donc un plan sous la surface du béton dont la concentration en ion est plus élevée que les couches moyennes. Ce gradient amène donc un comportement différent en période de gel. En effet, les zones où la concentration en ion est la plus faible en surfaces et en profondeur ont tendance à geler plus rapidement créant ainsi des tensions dues à l'expansion de ces deux interfaces. Lorsque la couche moyenne gèle, l'eau ne peut être expulsée puisque les deux couches voisines sont déjà gelées et que leurs perméabilités sont faibles. Ces pressions entraînent des contraintes qui peuvent causer de la fissuration dans la pâte et donc l'écaillage du béton. Ce modèle est intéressant et contribue à expliquer pourquoi l'écaillage se produit sur une fine couche en surface. Par contre, il ne permet pas d'expliquer l'effet du réseau de bulle d'air sur la diminution

de l'écaillage. Il est important de noter que cette théorie ne permet pas d'expliquer les cas d'écaillage lorsque la surface est en contact constant avec une solution saline comme lors des tests d'écaillage accéléré en laboratoire.

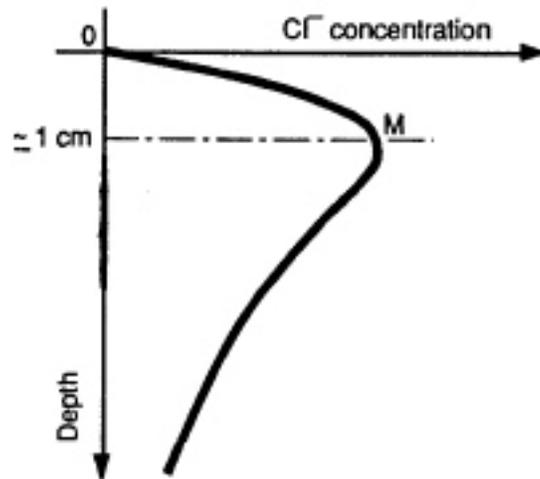


Figure III-3 Profil de température dans un béton recouvert de glace suite à l'application de sel de NaCl [9]

III-2.1.6 Modèle « glue-spall scaling »

En 2006 Valenza et Scherer [11] ont proposé une théorie qu'ils ont nommée « Glue-spall scaling ». Cette théorie qui est schématisée sur la Figure III-4 se base principalement sur les propriétés thermodynamiques de la glace légèrement saturée en ion.

Cette nouvelle approche se résume comme suit. Lorsque l'eau gèle à la surface du béton, il se forme une adhérence entre la glace et la peau du béton. Quand la température diminue, des contraintes sont induites dû à la grande différence qui existe entre le coefficient de dilatation thermique du béton et de la glace. Les contraintes de traction générées se propagent dans le composite glace pâte de ciment et si la qualité de la peau du béton est faible, la fissuration se produit dans la glace et dans la peau du béton (voir cas (c) de la Figure III-4) [11]. Ces fissures affaiblissent la peau du béton et causent des dommages superficiels à celle-ci sous forme d'écailles de béton.

Encore selon Valenza et Schere, l'avantage de leur théorie par rapport aux autres théories proposées est qu'elle permet d'expliquer plusieurs phénomènes qui jusque-là ne pouvaient pas être expliqués complètement [11]. Par exemple, ils expliquent l'influence d'un bon réseau de bulle d'air. Ils avancent en se basant sur les travaux d'autres chercheurs (voir [11] pour références) qu'un bon réseau de bulle d'air réduit le ressuage et diminue ainsi la porosité de la surface. Puisque la peau du béton est moins poreuse, il y a moins de chance que le cas (c) sur la Figure III-4 survienne puisque la peau du béton est plus résistante et que la glace adhère moins à la peau puisque celle-ci est moins poreuse [11]. Les auteurs corrént leur modèle avec huit facteurs influençant l'écaillage généralement reconnu dans la littérature. Ces huit facteurs couvrent entre autres l'influence de la concentration de la solution

saline en contact avec le béton, la température maximale à laquelle l'écaillage survient et le mécanisme progressif de l'écaillage [11]. Il ne faut pas non plus tirer de conclusions hâtives en ce qui a trait à ce modèle. Il est encore récent et certains chercheurs critiquent ses conclusions qui peuvent sembler manquer de nuance.

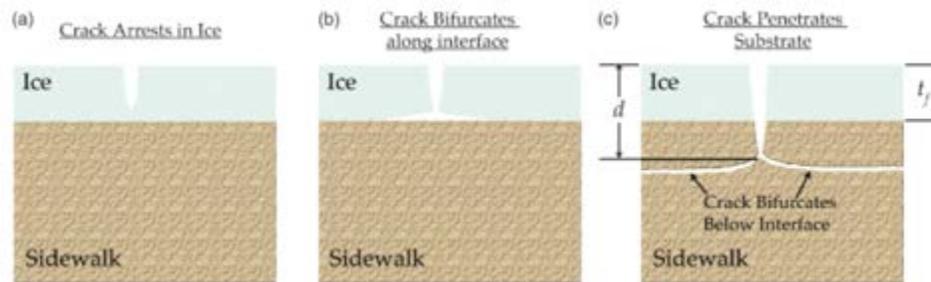


Figure III-4 Trois cas possibles lors du « glue-spall scaling » la fissure peut (a) arrêter dans la glace, (b) bifurquer le long de l'interface glace béton ou (c) pénétrer dans la surface du béton [11]

III-2.2 REVUE DES TESTS D'ÉCAILLAGE SELON LES NORMES CSA, ASTM ET BNQ

Le Tableau III-1 est un rappel des points importants des nouvelles versions de chaque norme principalement utilisées au Québec. Il permet de mettre en évidence les changements qui ont été apportés à ceux-ci au cours des dernières années.

À l'aide de ce tableau, il est possible de constater que la norme CSA A23.2-22C [12] et la norme BNQ 2621-905 [13] sont semblables. En effet, elles se distinguent principalement par la durée de cure proposée. La norme BNQ prévoit une cure humide de 14 jours, peu importe le mélange utilisé. La norme CSA quant à elle prévoit une autre période de cure jusqu'à l'obtention de la résistance en compression ($f'c$) désirée.

Le projet de norme ASTM C672 WK9367 [14] diffère principalement des deux autres normes puisqu'elle exige une isolation latérale complète afin que l'échantillon ne gèle que dans un seul sens. Cela a pour objectif de s'approcher davantage des conditions réelles puisque l'eau gèlera de la surface exposée vers le bas de l'échantillon et non pas des surfaces vers le centre.

Tableau III-1 Résumé des projets de normes CSA, ASTM et BNQ après révision

Critères	Procédures normalisées		
	CSA A23.2-22C	ASTM C672 WK9367	BNQ 2621-905
Taille d'échantillons	0,045 m ² x 75 mm	0,045 m ² x 75 mm	0,050 m ² x 75 mm
Nombre d'échantillons	2	2	2
Géotextile absorbant	Oui	Non	Oui
Finition de l'échantillon	Régaler avec une règle en bois de 40 x 85 mm en effectuant une passe en longueur et une passe en largeur (la section de 40 mm à plat)	Régaler avec une règle en bois de 40 mm de large en effectuant deux passes en longueur et deux passes en largeur	Régaler avec une règle en bois de 40 x 85 mm en évitant la finition excessive
Démoulage	22 ± 2h	24 ± 4h	24 ± 4h
Rebords de l'échantillon lors du test	Dépasse la hauteur de l'échantillon de 20 mm (polystyrène extrudé et silicone sont efficaces)	125 x 25 mm sur toute la hauteur de l'échantillon tout en dépassant l'échantillon de 25 mm. Polystyrène avec ports fermés coller avec colle silicone conseillé Cure humide de 14 jours pour 100% ciment ou 28 jours si on utilise des SCM + 14 jours à l'air libre	Prévoir un cadre d'étanchéité permettant la mise en place de 5 mm ± 2 mm de solution saline
Cure	Jusqu'à f' _c désirée ou 14 jours de cure humide suivie de 14 jours à 23 ± 2°C à 45 à 55% d'humidité	23°C ± 2°C à 45 à 55% d'humidité	Cure humide de 14 jours + 14 jours de séchage à 15 à 20°C et 50% ± 20% d'humidité
Isolation latérale de l'échantillon	Non	Oui, afin d'assurer la congélation dans une seule direction	Non
Nombre de cycles	50 cycles (si manuel) 56 cycles (si automatique)	50	56
Prise de mesure	5, 10, 15, 25, 50 (si manuel) 7, 14, 21, 35, 56 (si automatique)	Tous les 5 cycles jusqu'à 50 cycles	7, 21, 35 et 56 cycles

III-2.3 INFLUENCES DE CERTAINES CARACTERISTIQUES DU BETON SUR SA RESISTANCE A L'ÉCAILLAGE

III-2.3.1 Rapport E/C ou E/L

De façon générale, réduire le rapport eau/ciment (E/C) est une des façons les plus efficaces d'augmenter la résistance à l'écaillage [15], [16]. Cette observation peut s'expliquer par le fait que la diminution du rapport E/C réduit la porosité de la pâte à l'intérieur du béton et en surface. Cette diminution de la porosité de la pâte améliore généralement son imperméabilité ainsi que sa résistance. Dans un milieu non saturé, la quantité d'eau présente dans le béton est donc réduite, ce qui diminue les chances que la pression interne causée par le gel détruise la pâte. De plus, pour un même type de mélange réalisé avec les mêmes matériaux, mais avec un rapport E/C plus faible, on observe une augmentation de la résistance de la pâte. Cette augmentation de résistance participe à réduire les risques que celle-ci ne cède sous les pressions exercées par le gel du béton.

III-2.3.2 L'entraînement d'air

La présence d'air dans le béton de façon générale n'améliore pas forcément la résistance à l'écaillage du béton. Le facteur le plus influant sur la résistance à l'écaillage du béton est le \bar{L} . En effet, un réseau de bulles d'air de petit diamètre en nombre suffisant a un effet beaucoup plus bénéfique sur la durabilité du béton [2] que la même quantité d'air présente sous forme de grosses bulles. Ce gain en durabilité est attribuable à la distance que l'eau parcourt entre deux vides qui est beaucoup plus faible lorsque les bulles ont des diamètres plus petits pour un même pourcentage d'air donné [17]. Le \bar{L} est donc un facteur déterminant de la durabilité des bétons et on considère qu'un facteur inférieur à 230 μm pour des bétons courants (E/C > 0,36) est nécessaire afin d'assurer une bonne durabilité à l'écaillage selon l'article 4.3.3.3 de norme CSA A23.1 (2009).

III-2.3.3 Résistance à la compression

La résistance à la compression ne semble pas corrélée directement avec la durabilité à l'écaillage du béton. Par contre, les facteurs influençant la résistance à la compression peuvent avoir une influence directe sur la durabilité de celui-ci. Par exemple, certaines recherches ont démontré que des bétons haute performance (BHP), avec un rapport E/L inférieur à 0,25, peuvent résister à l'écaillage sans agent entraîneur d'air dans le mélange [7]. En sachant qu'un rapport E/L très faible assure une bonne durabilité, il est possible d'en déduire que la porosité, la perméabilité et la résistance en traction du béton ont une influence sur l'écaillage.

III-2.4 INFLUENCE DE L'UTILISATION DE FUMÉE DE SILICE SUR L'ÉCAILLAGE DU BETON

Depuis quelques années, la présence de bétons binaires avec fumée de silice augmente sur les chantiers du Québec. Ce type de béton présente plusieurs avantages autant au niveau des résistances que de la perméabilité, mais il présente également quelques particularités. Le comportement de ces

bétons à l'écaillage diffère des bétons avec 100 % ciment Portland et c'est pourquoi il est intéressant de s'y attarder.

Très peu de recherches récentes ont été menées spécifiquement sur les performances à l'écaillage des bétons avec fumée de silice. De façon générale, les bétons binaires avec fumée de silice ayant un rapport E/L inférieur à 0,40 et un taux de remplacement du ciment portland inférieur à 10 % [4] permettent d'obtenir des résistances à l'écaillage satisfaisantes. Par contre, il est important de s'assurer d'être protégé par un réseau de bulles d'air entraînées [18].

Lorsque les bétons binaires avec fumée de silice sont utilisés avec un bon réseau de bulles d'air entraîné, ils produisent généralement de meilleures résistances à l'écaillage que les bétons ternaires (montrant des réseaux d'air entraînés comparables) autant en laboratoire qu'au chantier [19].

III-2.5 INFLUENCE DE L'UTILISATION DE CENDRES VOLANTES SUR L'ÉCAILLAGE DU BETON

III-2.5.1 Influence de la période de cure sur l'écaillage de béton ternaire avec cendre volante

L'effet du type de cure et la durée initiale de la cure ont également un effet sur la durabilité à l'écaillage des bétons ternaires incluant du ciment Portland, de la fumée de silice et de la cendre volante [20]. Tel qu'illustré par les résultats présentés à la Figure III-5, les bétons dont le taux de remplacement de cendre volante est de 30 %, obtiennent les moins bons résultats à l'écaillage lorsque les tests sont réalisés au jeune âge (14 jours de séchage après la fin de la cure de 3 ou 7 jours). Après 90 jours (soit 69 jours supplémentaires de séchage après la cure de 3 ou 7 jours), les moins bonnes résistances à l'écaillage sont généralement observées sur le mélange avec 30 % de cendre volante. Les résultats des tests réalisés à 90 jours sont présentés sur la Figure III-6. Pour toutes les durées de cure et de séchage, ces résultats suggèrent que l'augmentation de la quantité de cendre volante tend à diminuer la résistance à l'écaillage des liants ternaires.

Les résultats des essais réalisés au jeune âge permettent également de constater que le type et la qualité de la cure influencent les performances de l'échantillon lorsque celui-ci est exposé rapidement à des cycles de gel dégel et à des sels de déglacage. L'influence de la durée de cure humide, 3 ou 7 jours, a un impact sur la quantité de matériaux recueillis lorsqu'ils sont testés à jeune âge [20]. Cet impact diminue considérablement lorsque les échantillons sont testés à 90 jours. C'est donc dire qu'un élément en béton avec un fort taux de remplacement cimentaire coulé peu de temps avant les premiers gels risque d'être beaucoup plus sensible au type de cure utilisé qu'un élément coulé au début de l'été.

Le type de rupture de la surface semble également différer entre les tests réalisés au jeune âge et ceux réalisés après 90 jours. Tel qu'illustré sur la Figure III-7, au jeune âge la rupture semble survenir sur les premiers mm de la pâte tandis qu'après 90 jours la rupture se manifeste sous la forme d'une écaille de plus grande taille ou d'un « pop out ».

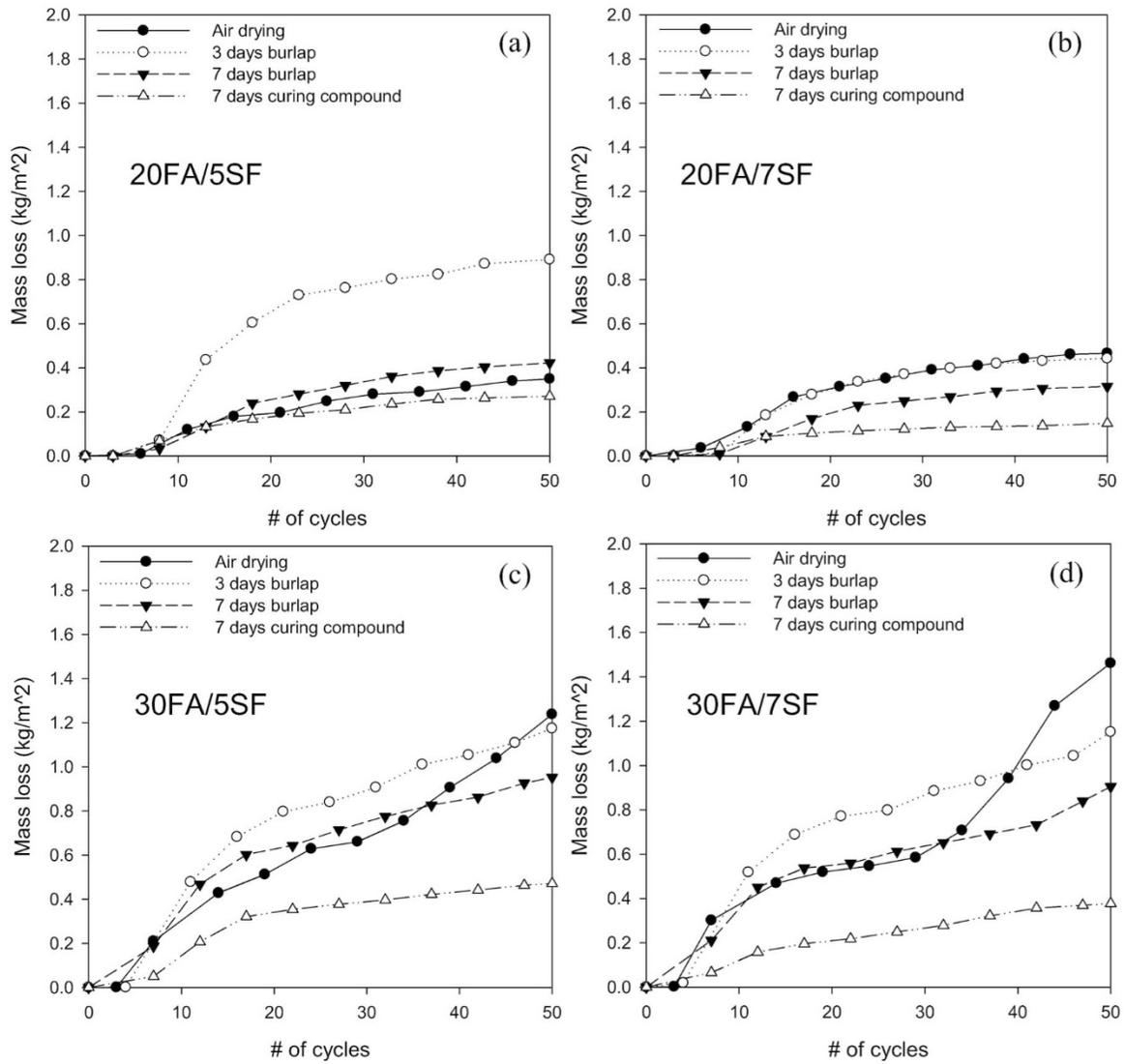


Figure III-5 Influence de la fumée de silice et de la cendre volante sur la masse de débris de béton peu de temps après la coulée (14, 17 ou 21 jours) [20]

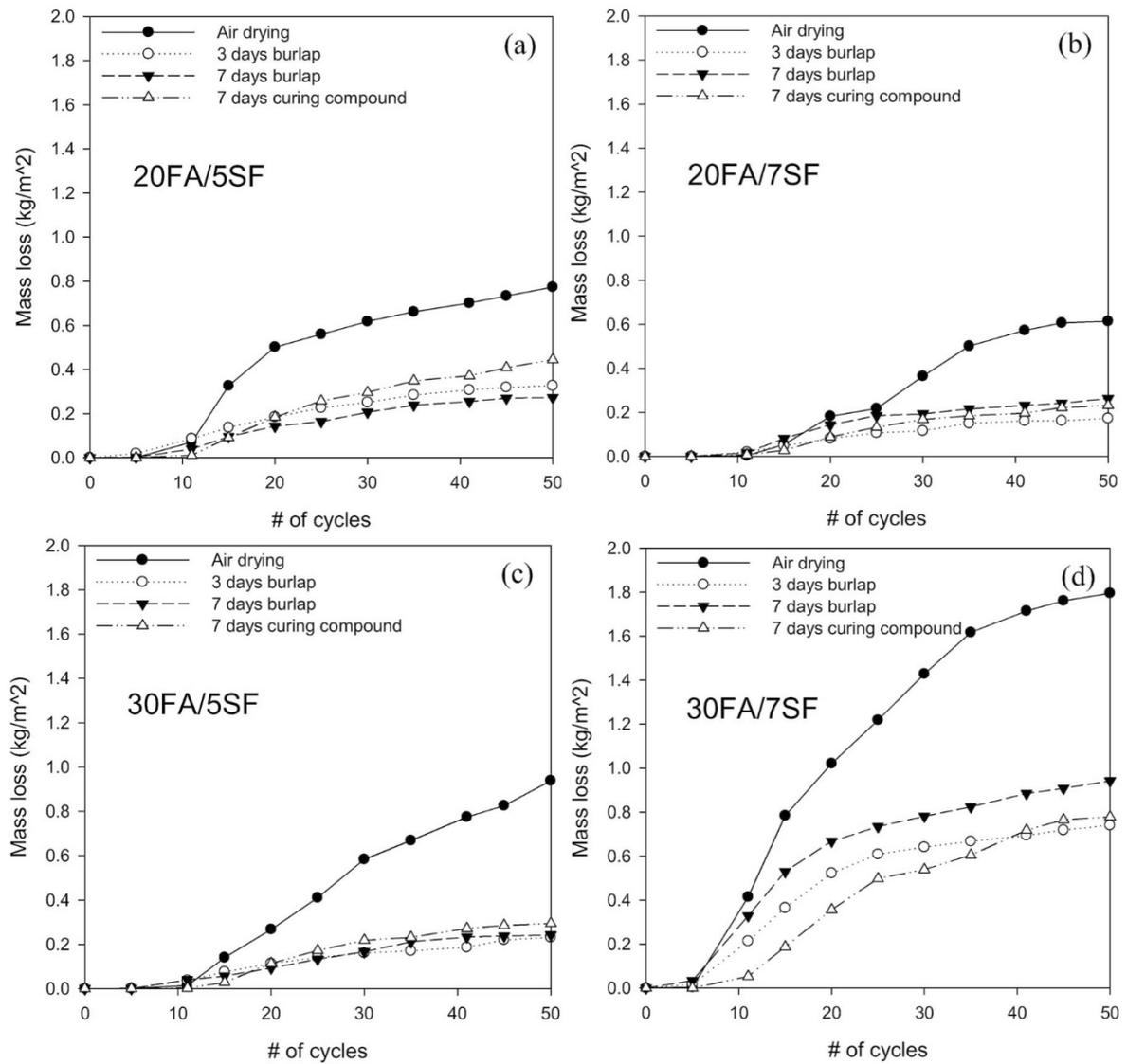


Figure III-6 Influence de la fumée de silice et de la cendre volante sur la masse de débris de béton 90 jours après la coulée [20]

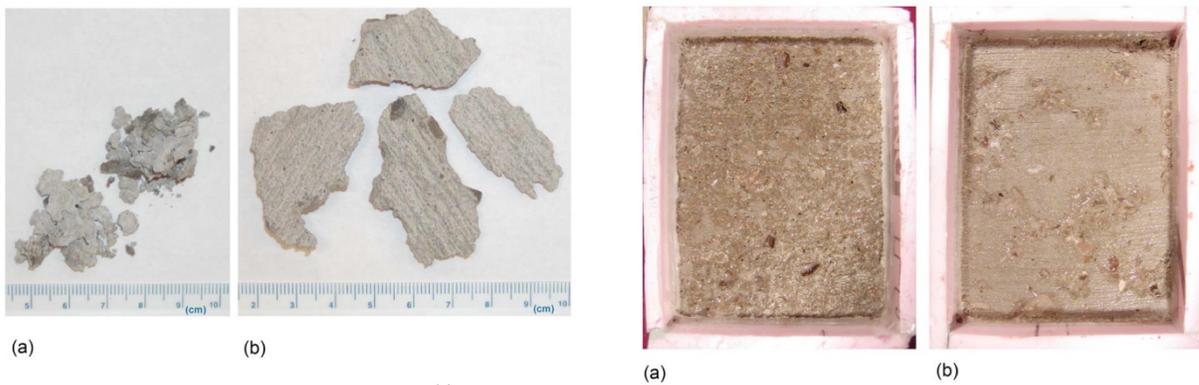


Figure III-7 Débris recueillis après l'essai d'écaillage et surface de l'échantillon (a) jeune âge (b) 90 jours [20]

III-2.5.2 Hypothèses pour expliquer la faible résistance à l'écaillage des bétons avec cendres volantes

Des recherches menées à l'Université de l'Oklahoma, ont permis de mettre en évidence quelques phénomènes qui peuvent expliquer en partie la faible résistance à l'écaillage des bétons avec un fort taux de remplacement par de la cendre volante. Tout d'abord, tel qu'illustré sur la Figure III-8, le béton avec 70 % de cendre volante est le béton qui performe le moins bien à l'écaillage avec le béton avec 100 % de ciment Portland sans air entraîné [21]. On constate également une différence de qualité de surface après 20 cycles de gel-dégel entre les deux types de cendres volantes utilisées pour les bétons avec 50% de remplacement [21]. On constate sur la Figure III-8 que la cendre volante 1 génère plus de masse de débris comparativement à la cendre 2.

De plus, il est intéressant de constater qu'avec la même pâte, lorsqu'on enlève les gros granulats, la résistance à l'écaillage tend à augmenter. L'auteur propose une piste de solution pour justifier ce phénomène. Il propose que l'absence des gros granulats a pour effet de diminuer la taille de la zone d'interface pâte granulat et améliore ainsi la résistance de la peau de l'échantillon [21]. Un béton avec une interface pâte-granulat plus importante et avec des granulats près de sa surface pourrait favoriser un écaillage plus sévère.

Afin de suivre l'absorption de la solution saline sur les échantillons, ceux-ci ont été pesés après chaque lecture. Comme le montre la Figure III-9, l'échantillon avec 70 % de cendres volantes est celui qui a absorbé le plus de solutions au cours des cinq premiers cycles. Ce phénomène pourrait s'expliquer par une plus grande porosité de la surface de ce béton [21]. Cette augmentation de porosité peut être due à une moins bonne hydratation de la cendre volante en surface ce qui a pour effet d'augmenter la porosité et donc l'absorption. Étant donné que la surface est plus saturée que celles des autres bétons, il est possible que ce phénomène ait contribué à augmenter les pressions hydrauliques lors du gel et contribuer grandement à diminuer la résistance à l'écaillage.

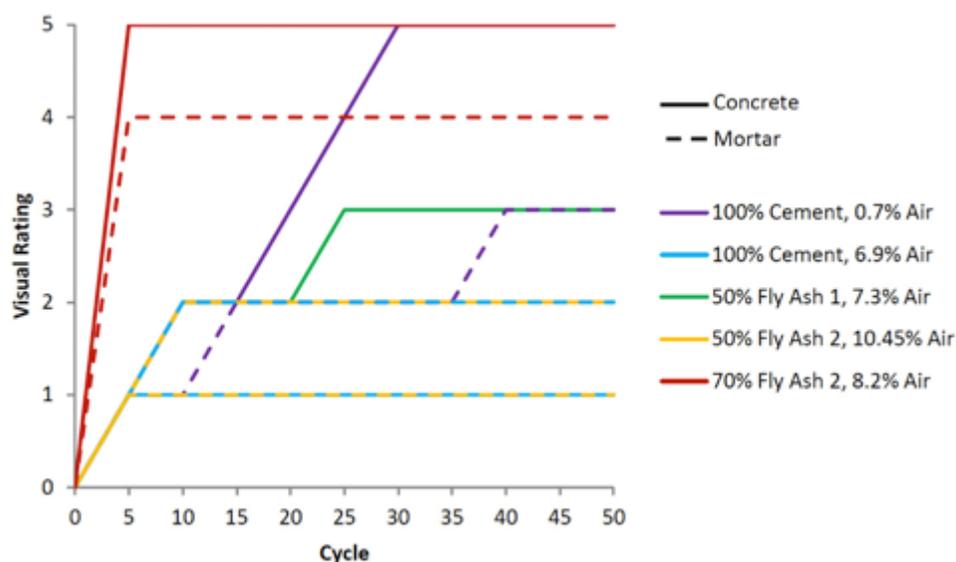


Figure III-8 Influence du type de liant et du volume d'air sur la route visuelle de l'écaillage de bétons avec et sans cendre volante [21]

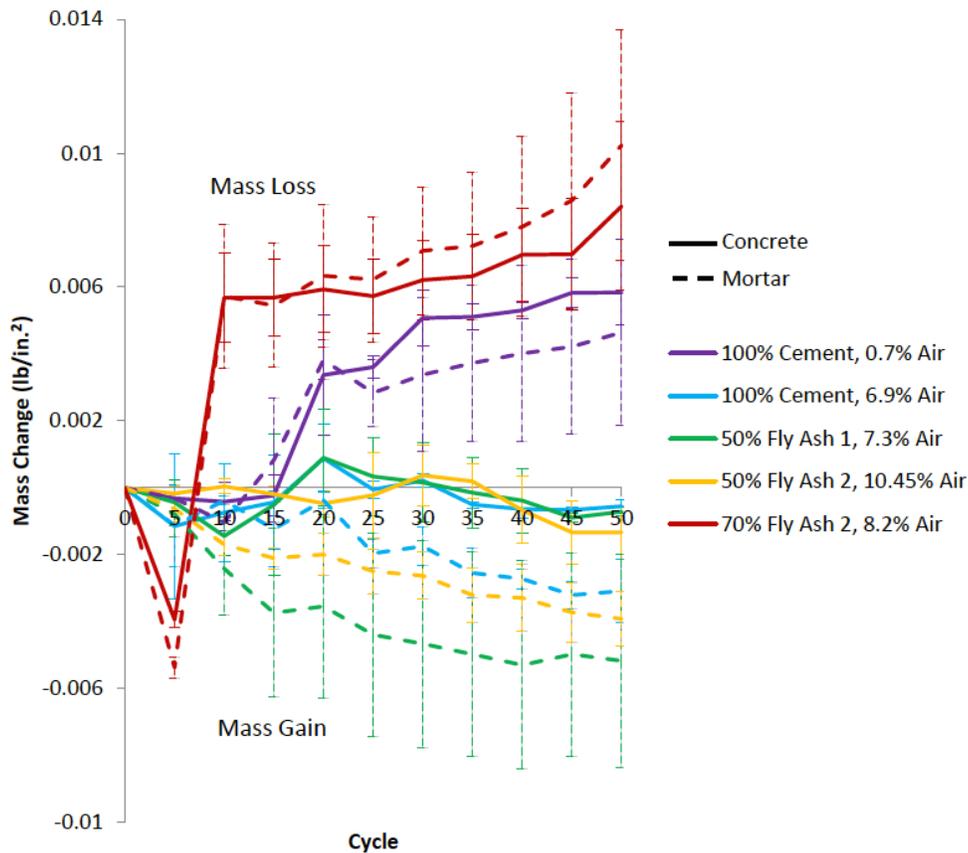


Figure III-9 Influence du type de liant et du volume d'air sur le changement de masse en fonction du nombre de cycles de gel-dégel, pour des bétons avec et sans cendres volantes [21]

III-2.6 INFLUENCE DE L'AJOUT DE LAITIER SUR LA DURABILITE A L'ECAILLAGE DU BETON

III-2.6.1 Influence de la période de cure sur l'écaillage de béton ternaire avec laitier de haut fourneau

En 2007 Panesar a regroupé les travaux de sept chercheurs portant sur la durabilité des bétons contenant du laitier [22]. Ces recherches permettent de mettre en relation l'effet de la technique de mise en place et du taux de remplacement de ciment Portland par du laitier sur la résistance à l'écaillage. Les résultats de la Figure III-10 montrent qu'un taux de remplacement supérieur à 50 % provoque des pertes de masses de débris qui dépassent le 1 kg/m². Un taux de remplacement inférieur à 25% semble être optimal, peu importe le type de finition utilisé. L'effet du type de finition sur la masse de débris est important. Les surfaces finies à la règle présentent des masses de débris dépassant le 1 kg/m² à partir d'un taux de remplacement de 25% comparativement aux résultats obtenus sur surface coffrée qui dépasse le 1 kg/m² de débris à partir d'un taux de remplacement de 45%. Cette différence peut être largement attribuable à la qualité de finition qui peut affecter la porosité de la pâte en surface. Une surface coffrée est généralement plus lisse, mieux consolidée et a donc moins de chance d'être poreuse.

Afrani et Rogers (1994) ont mesuré l'effet sur la masse de débris causé par l'écaillage de six combinaisons de ciments et cinq méthodes de cure différentes. Les résultats recueillis pour ces tests

ont été réalisés avec les normes ASTM C672 et MTO LS-412 de l'époque (1994). Ces deux normes prescrivent des cures humides de 14 jours suivies de 14 jours de séchage à l'air ambiant. Des cinq mélanges testés, il y a deux bétons binaires avec 25 et 50 % respectivement de laitier, un mélange ternaire avec 25 % de laitier et 4 % de fumée de silice, finalement les deux derniers mélanges sont composés à 100 % de ciment portland à faible teneur en alcalis ou à haute teneur en alcalis. Sur la Figure III-11, on constate que pour les bétons avec 0 % et 25 % de laitier, la méthode et la durée de la cure influencent peu la résistance à l'écaillage [23]. Par contre, toutes les techniques de finition utilisées sur les bétons contenant 50 % de remplacement cimentaire par du laitier ne permettent pas d'obtenir les performances à l'écaillage désirées [23]. Les auteurs suggèrent que ce phénomène peut être expliqué par la durée insuffisante de la cure [23]. Les suggestions de Afrani et Rogers tendent à se confirmer dans plusieurs recherches récentes. En effet, tel qu'il est possible de l'observer dans les résultats présentés dans le Tableau III-2, la résistance à l'écaillage des bétons contenant plus de 40 % de remplacement cimentaire par du laitier tend à augmenter avec le temps pour un même rapport E/L [24]. En comparant les résultats des trois études, on constate qu'il est possible d'obtenir de bons résultats à l'écaillage en laboratoire avec une cure en chambre humide de 14 jours lorsque le liant utilisé présente 25 % et moins de laitier[22]–[24].

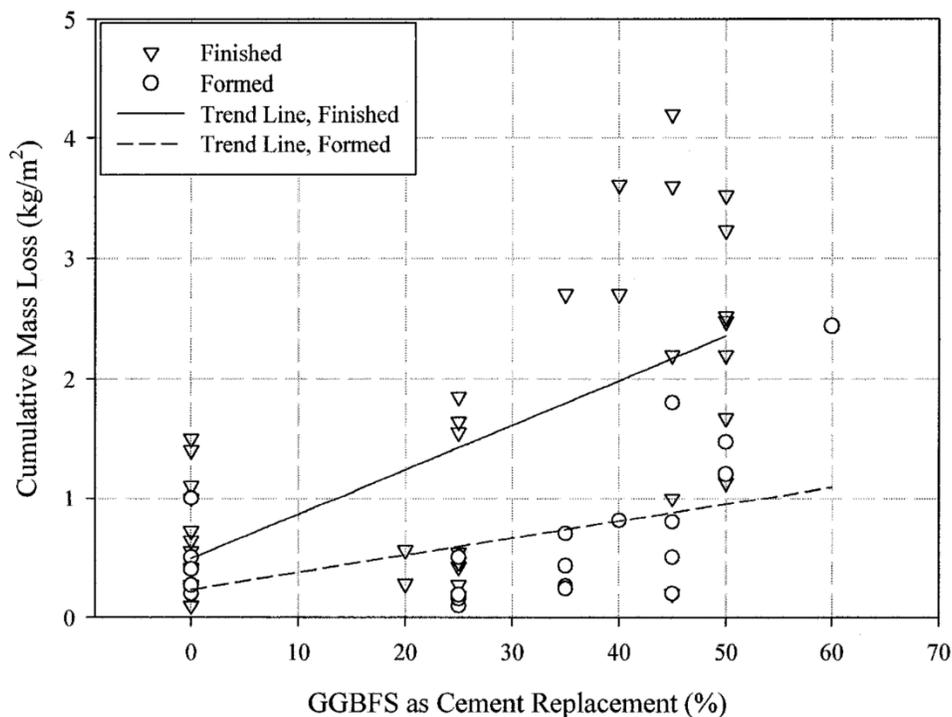


Figure III-10 Effet de la technique de finition et du pourcentage de remplacement de ciment par du laitier de haut fourneau sur l'écaillage [22]

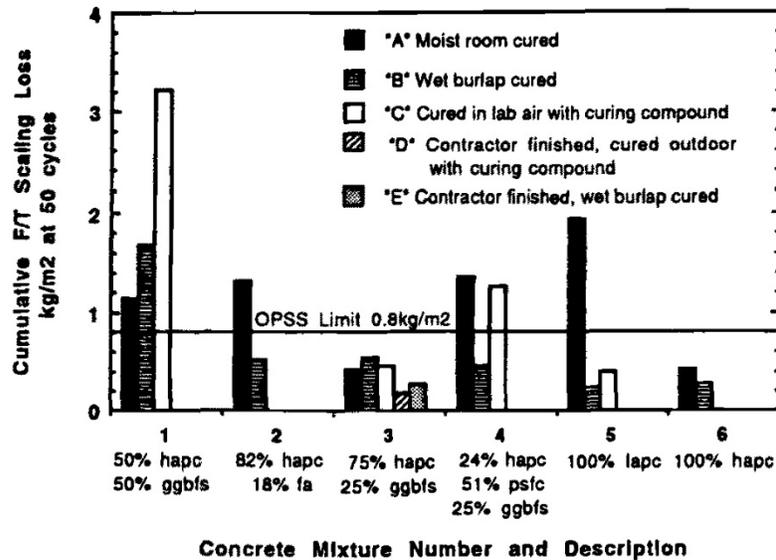


Figure III-11 Effets du type de liant et de la méthode de cure utilisée sur la masse de débris d'échantillons soumis au test d'écaillage [23]

Tableau III-2 Influence de l'âge, de la quantité de liant et du rapport E/L sur l'écaillage après 50 cycles [24]

Age		28 days	120 days	2 years
w/b ratio		0.31	0.38	0.38
GGBFS (%)	Binder Content (kg/m ³)	Cumulative Mass Loss (kg/m ²)		
0	360	0.28	0.4	1.45
25	360	0.31	0.5	0.86
40	450	0.39	0.81	0.47
50	360	0.72	1.47	0.81
60	450	0.73	2.44	1.88

III-2.6.2 Hypothèse et modèle expliquant les problèmes de résistance des ciments au laitier à l'écaillage

Comme pour les bétons avec cendres volantes, certains chercheurs proposent que les problèmes d'écaillage des bétons contenant de forts taux de remplacement en laitier soient dus à la carbonatation des C-S-H [25]. Puisque les ajouts cimentaires consomment le CH pour former des hydrates, il y a ainsi moins de CH disponible dans le mélange. La plus faible disponibilité des CH favorise la carbonatation des C-S-H. Cela a comme conséquence d'augmenter considérablement la porosité de surface du béton et d'affaiblir la peau de celui-ci. La Figure III-12 présente la séquence de mécanismes proposés pour soutenir cette hypothèse.

- ↑ slag cement → ↓ calcium hydroxide (a)
- ↓ calcium hydroxide → ↑ C-S-H carbonation (b)
- ↑ C-S-H carbonation → ↑ porosity (c)
- ↑ porosity → ↑ carbonation depth (d)
- ↑ carbonation depth → ↓ scaling resistance (e)

Figure III-12 Logique du modèle proposé [25]

Ce modèle n'explique cependant pas l'effet favorable d'un bon réseau de bulle d'air ($\bar{L} \leq 230 \mu\text{m}$) sur la résistance à l'écaillage. De plus, l'auteur reconnaît dans ses travaux que ce modèle n'explique pas le comportement des échantillons soumis à une cure humide ou avec un agent de cure [25].

III-2.6.3 Comparaison entre les résultats à l'écaillage pour les bétons avec laitier de haut fourneau

Malgré les résistances à l'écaillage parfois insuffisantes des bétons avec laitier de haut fourneau lorsqu'ils sont soumis aux tests d'écaillage accélérés, il ne faut pas nécessairement conclure que ceux-ci s'écailleront dans des conditions réelles. Plusieurs chercheurs ont démontré qu'il n'y a pas de corrélation forte entre les résultats des tests accélérés et la durabilité des bétons dans des conditions réelles [26] [27]. Les tests accélérés réalisés en laboratoire donnent des résultats généralement plus sévères que les tests réalisés dans des conditions de chantier. Par contre, les tests effectués en laboratoire permettent de discriminer les mélanges ayant les meilleures résistances à l'écaillage de ceux ayant une moins bonne durabilité [27]. En comparant les résultats des Tableau III-3 et Tableau III-4 [26] on constate que les tests en laboratoire ont identifié deux bétons qui dépassent largement la valeur maximale tolérée par le Ministère des Transports de l'Ontario (MTO) qui est de 0,8 kg/m². Or, lors des tests sur site, le mélange avec 50 % de cendre volante semble véritablement déficient alors que le mélange avec 25 % de cendre volante et 10 % de fumée de silice montre des performances acceptables.

Tableau III-3 Résistance à l'écaillage des spécimens exposés à des conditions réelles en fonction du type de liant utilisé et de la méthode de cure employée [26]

Mixture	Composition	Average cumulative mass loss (kg/m ²)		
		MTO	Lafarge	Univ. of Toronto
L1	50% slag	1.60	2.02	1.44
L2	35% slag	0.50	1.24	—
L3	25% slag	0.60	0.52	—
L4	25% slag+10% fly ash	1.40	1.55	1.40
L5	15% fly ash	0.36	1.24	—
L6	100% OPC	0.14	0.13	—

Tableau III-4 Résistance à l'écaillage des spécimens testés en laboratoire en fonction du type de liant utilisé [26]

Mixture	Composition	Average cumulative mass loss (kg/m ²)			
		Burlap and plastic		Curing compound	
		Early finish	Normal finish	Early finish	Normal finish
L1	50% slag	1.28	0.81	1.12	0.68
L2	35% slag	0.15	0.08	0.08	0.12
L3	25% slag	0.12	0.05	0.08	0.14
L4	25% slag+10% fly ash	0.07	0.44	0.11	0.15
L5	15% fly ash	0.41	0.26	0.05	0.07
L6	100% OPC	0.05	0.06	0.07	0.08

III-2.7 EFFET DU PRODUIT DE CURE SUR L'ÉCAILLAGE

Les produits de cures sont fréquemment utilisés lorsqu'une cure à l'eau est non désirée ou trop complexe à mettre en œuvre. On peut citer en exemple les trottoirs qui sont très rarement sujets à une cure à l'eau. Ceux-ci sont exposés à des sels de déglacage et au gel-dégel. Ils sont donc à risque en ce qui a trait à l'écaillage.

Radlinski [20] propose que l'application d'une membrane de produit de cure à la surface du béton puisse aider à réduire la pénétration des sels de déglacage et la pénétration de l'humidité en surface. Les pores seraient donc moins saturés à la surface du béton, ce qui contribuerait à améliorer la résistance à l'écaillage.

Cette affirmation est par contre remise en cause par certains chercheurs. Par exemple, certaines recherches suggèrent qu'au final, l'application de scellant ou d'agent de cure pourrait retarder l'écaillage sans pour autant avoir un effet déterminant sur la résistance finale à l'écaillage [28].

Récemment, Ahani et Nokken ont réalisé des tests d'écaillage sur des bétons avec cendres volantes et laitier. Des échantillons mûris avec l'agent de cures ont été comparés avec des échantillons ayant subi une cure humide de 3 jours, 14 jours selon la norme ASTM C672 et 14 jours selon le projet de norme ASTM C672 WK9367 (isolation latéral de l'échantillon voir le Tableau III-1). On constate tout d'abord au Tableau III-5 que les bétons avec cendre volante ont présenté plus de masse de débris que les bétons avec laitier et les béton 100 % ciment. Les méthodes de cure les plus efficaces pour les bétons avec cendres volantes sont la méthode ASTM C672 actuelle et une cure humide de 3 jours [29]. Le béton avec cendre volante avec agent de cure a présenté plus de masse de débris que les trois autres méthodes utilisées [29]. Les bétons réalisés avec laitier ont produit des résultats moyens inférieurs à 500 g/m² pour toutes les méthodes utilisées. Les meilleurs résultats ont été obtenus avec les mûrissements de 14 jours, mais l'utilisation d'un produit de cure a permis d'obtenir des résultats satisfaisants [29]. Pour ce qui est des bétons formulés avec seulement du ciment Portland, il y a une amélioration de la durabilité à l'écaillage lorsqu'un produit de cure est appliqué. Il est possible de consulter les résultats de l'étude sur la Tableau III-5.

Tableau III-5 Perte de masse de tous les échantillons après 50 cycles de gel dégel pour trois méthodes de mûrissement [29]

Test method	Curing	Cumulative mass loss after 50 cycles (kg/m ²)					
		Fly ash concrete		Slag concrete		Plain concrete	
		1st sample	2nd sample	1st sample	2nd sample	1st sample	2nd sample
ASTM C 672	Standard 14-day moist curing	1.006	1.237	0.302	0.293	0.871	0.630
The proposed replacement method for ASTM C 672	Standard 14-day moist curing	1.528	1.595	0.150	0.155	0.403	0.458
	Curing compound	2.559	2.237	0.536	0.367	0.222	0.229
	3-day curing	1.140	0.928	0.565	0.370	0.543	0.320

Pour les bétons avec laitier et sans ajout cimentaire, étant donné les faibles variations, il est difficile de conclure que la cure chimique améliore réellement la résistance à l'écaillage par rapport à une cure humide de courte durée (3 jours). Par contre, pour les bétons avec cendres volantes, l'utilisation d'un agent de cure ne permet pas d'obtenir d'aussi bons résultats qu'avec une cure humide. En somme, du point de vue de l'essai de laboratoire, l'utilisation d'un agent de cure semble une alternative intéressante pour les bétons sans remplacement cimentaire ou avec laitier.

III-3 BUT DE LA RECHERCHE ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

III-3.1 CONTEXTE GLOBAL DU PROJET

Ce projet de recherche porte sur l'étude de l'écaillage dû aux sels fondants des bétons fabriqués avec des ciments contenant des ajouts cimentaires. Ce type de dégradation du béton se caractérise par l'effritement de la surface de celui-ci en flocons de petites dimensions. L'écaillage est un des principaux facteurs à considérer au niveau de la durabilité du béton surtout dans un climat nordique comme celui du Québec. Ce type de dégradation affecte principalement les surfaces des trottoirs, des routes et les dalles. Les surfaces écaillées perdent non seulement de leurs qualités esthétiques, mais elles peuvent engendrer des conséquences potentiellement plus graves, telles qu'une baisse de la sécurité des piétons, une perte d'adhérence de la membrane pour les tabliers, des chutes de fragments de béton pour les ponts d'étagement, etc. Ce défaut de surface peut également affecter l'épaisseur de recouvrement de l'acier d'armature. À ce jour, il y a un manque de connaissances sur le comportement à l'écaillage des bétons avec liant ternaire utilisés au Québec. Ce projet vise donc à améliorer les connaissances quant à la durabilité à l'écaillage des bétons formulés selon les spécifications du tableau 3101-2 du chap.3, tome VII de la norme 3101 du Ministère des Transports du Québec [30].

III-3.2 PROBLEMATIQUE

Afin de quantifier les risques d'écaillage, plusieurs tests accélérés ont été développés [13, 14, 31]. Au Québec, deux tests accélérés sont principalement utilisés soit les tests de la norme ASTM et BNQ. Ces tests ont pour objectif de fournir une réponse rapide permettant de déterminer la probabilité que le béton formulé subisse de l'écaillage. Or, dans les dernières années, de plus en plus de donneurs

d'ouvrage ont commencé à spécifier des bétons avec liants ternaires. Ces bétons montrent parfois une durabilité déficiente suite aux tests d'écaillage accélérés. Ces résultats incitent à s'interroger sur la durabilité réelle de ce type de béton à l'écaillage, mais également à remettre en question l'efficacité des tests actuellement utilisés sur ce type de béton.

III-3.3 OBJECTIFS

L'objectif général de ce projet est de mieux comprendre la durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec des liants ternaires disponibles au Québec. On vise d'abord à mieux comprendre l'influence de la composition du liant ternaire (cendres volantes, laitier, fumée de silice) sur la performance à l'écaillage selon les normes d'essais ASTM et BNQ. La performance à l'écaillage sera notamment comparée à celle d'un béton binaire de référence avec fumée de silice.

L'autre objectif principal de cette recherche est d'évaluer la performance relative de différentes procédures d'essais accélérés pour pouvoir mieux comprendre l'influence de la durée du mûrissement humide, l'influence de l'utilisation d'un agent de cure et l'influence de l'utilisation d'un géotextile absorbant dans le fond du moule utilisé pour produire les éprouvettes destinées aux essais d'écaillage.

Le projet vise également deux objectifs secondaires. Le premier est d'évaluer la performance relative de la durabilité à l'écaillage d'un béton fabriqué avec un liant ternaire avec deux types de superplastifiant (polynaphtalène sulfonate et polycarboxylate). Le second est d'évaluer l'influence de l'utilisation d'un granulats marginal, du point de vue de l'essai micro-Deval, sur la durabilité à l'écaillage selon la procédure normalisée BNQ 2621-905.

III-3.4 METHODOLOGIE

Un programme expérimental comportant 4 phases a été conçu pour atteindre les objectifs principaux et secondaires de ce projet de recherche. Ce programme expérimental comprend la production de plusieurs formulations de bétons qui respectent toutes les exigences spécifiques des bétons de type V-S du Ministère des Transports du Québec.

La première phase a pour objectif d'évaluer et de départager l'influence du type de liant ternaire sur la résistance à l'écaillage en laboratoire. Cette phase comporte également l'étude du type de cure sur la résistance à l'écaillage mesurée selon les procédures d'essais ASTM C672 et BNQ 2621-905. La deuxième phase porte sur l'étude de l'influence du type de superplastifiant sur la durabilité à l'écaillage de bétons de type V-S fabriqués avec un liant ternaire de type GUb-S/SF. La troisième phase vise à mesurer l'influence du facteur d'espacement sur la durabilité à l'écaillage d'un béton de type V-S fabriqués avec un liant GUb-S/SF. La dernière phase porte sur l'étude de la durabilité à l'écaillage d'un béton fabriqué avec un gros granulats marginal du point de vue de sa performance face à l'essai micro-Deval. Le programme expérimental détaillé des 4 phases est présenté dans les paragraphes suivants.

III-3.4.1 Phase 1 – Effet du type de liant

Le programme expérimental de la phase 1 comporte quatre bétons fabriqués avec plusieurs liants différents désignés liants A, B, C et D. Ces 4 bétons sont formulés selon les exigences d'un béton de Type V-S présenté au Tableau III-6. Le premier béton a été fabriqué avec le liant ternaire A qui est du type GUb-F/SF. Le deuxième béton a été fabriqué avec le liant ternaire B de type GUb-F/SF. Le troisième béton a été fabriqué avec le liant ternaire C de type GUb-S/SF. Le quatrième béton est le béton de référence fabriqué avec un liant binaire de type GUb-SF. Un dosage en liant de 385 kg/m³ a été utilisé pour produire les trois bétons fabriqués avec les liants ternaires. Le béton fabriqué avec le liant binaire a été dosé avec 365 kg/m³ de liant. Tous les bétons ont été fabriqués avec le même sable et le même gros granulat de calibre 5-20 mm. Le même superplastifiant de type polynaphtalène sulfonate a été utilisé pour tous les bétons dans cette phase. Pour chaque liant, les dosages en superplastifiant ont été ajustés pour obtenir un affaissement compris dans la plage de 130 ± 30 mm. Le dosage en agent entraîneur d'air a été choisi pour produire un volume d'air compris entre 6 et 9 % et un facteur d'espacement inférieur à 230 µm.

Tableau III-6 Formulation phase 1

Propriétés	Unités	Valeurs
Liants	-	A à D
F'c à 28 jours	MPa	35
Masse de liant	kg/m ³	385 (ternaire) 365 (binaire)
Eau/liant	-	0,40
Gros granulats	mm	5 à 20
Teneur en air	%	6 à 8
Affaissement	mm	130 ± 30
\bar{L}	µm	< 230
Superplastifiant	-	Polynaphtalène

Chacun des quatre bétons de cette phase a servi à produire cinq paires de plaques d'écaillages destinées à l'étude de l'influence du type de mûrissement sur la résistance à l'écaillage. Une paire de plaques a été utilisée pour chaque type de mûrissement décrit au Tableau III-7. Le mûrissement décrit par l'acronyme « 14 jours » correspond à une cure de 24h dans un moule protégé de l'évaporation à température ambiante suivie de 13 jours dans une chambre de humide à 23°C et 100% d'humidité relative. Il s'agit de la cure normalisée des procédures d'essais ASTM C672 et BNQ 2621-905. Les mûrissements désignés par les acronymes « 28 jours » et « 56 jours » sont des variantes de la cure standard, mais avec des durées totales allongées à 28 et 56 jours respectivement. Ces trois premiers types de mûrissement comportent tous un géotextile absorbant en fond de moule tel que spécifié

dans la procédure BNQ 2621-905. Le mûrissement désigné par l'acronyme « 14 jours SG » est similaire au mûrissement « 14 jours » à l'exception du géotextile absorbant qui n'a pas été utilisé dans le fond du moule. Le mûrissement désigné par l'acronyme « 14 jours PC » correspond à une cure réalisée à l'aide d'un produit de cure liquide. Ce produit a été appliqué sur le béton frais selon les recommandations du fabricant. La procédure est détaillée au chapitre 4. Les éprouvettes ont été conservées pendant 14 jours dans le laboratoire avant d'être soumises à l'essai d'écaillage. À la fin des différents types de cure humide, les éprouvettes ont été conservées dans l'air ambiant du laboratoire pendant 14 jours puis soumises à une présaturation de 7 jours avant le début des cycles d'écaillage.

Tableau III-7 Types de mûrissement des bétons de la phase 1

Type de mûrissement	Acronyme	Technique de cure	Géotextile	Nombre de jours en chambre humide
14 jours avec produit de cure	14 jours PC	Cure chimique	Oui	0
14 jours sans géotextile	14 jours SG	Cure humide	Non	14
14 jours	14 jours	Cure humide	Oui	14
28 jours	28 jours	Cure humide	Oui	28
56 jours	56 jours	Cure humide	Oui	56

III-3.4.2 Phase 2 – Effet du type de superplastifiant

Le programme expérimental de la phase 2 comporte la fabrication de trois bétons produits avec le liant ternaire C (Tableau III-8). Le dosage en liant est de 385 kg/m³ conformément aux exigences du MTQ pour les bétons de type V-S. Un sable naturel et un gros granulat de calibre 5-20 mm ont été utilisés. Le dosage de l'agent entraîneur d'air a été varié pour produire un volume d'air entraîné compris dans la plage 5 ± 1 %. Les facteurs d'espacement ainsi obtenus sont compris dans la plage 180 à 300 µm. Deux types de superplastifiants ont été utilisés. Un superplastifiant de type polynaphtalène (PNS) a été utilisé pour deux des trois bétons de cette phase. Un superplastifiant de type polycarboxylate (PCP) a été utilisé pour produire le troisième béton de cette phase.

Tableau III-8 Formulations phase 2

Propriétés	Unités	Valeurs
Liant	-	C
F'c à 28 jours	MPa	35
Masse de liant	kg/m ³	385 (ternaire)
Eau/liant	-	0,40
Gros granulats	mm	5 à 20
Teneur en air	%	5,0 ± 1
Affaissement	mm	130 ± 30
\bar{L}	µm	180 à 300
Superplastifiant	-	Polynaphtalène et Polycarboxylate

III-3.4.3 Phase 3 – Effet du facteur d'espacement

Le programme expérimental de la phase 3 comporte la fabrication de 6 bétons fabriqués avec le liant ternaire C. Le dosage en liant est constant à 385 kg/m³ et le rapport eau/liant est fixé à 0,40 tel que présenté dans le Tableau III-9. Le dosage de l'agent entraîneur d'air a été varié pour produire des volumes d'air entraîné dans la plage de 4,5 à 8,5 %. Ces formulations ont permis d'obtenir des facteurs d'espacement compris entre 190 et 350 µm. Ce groupe de béton a été utilisé pour étudier l'influence du facteur d'espacement. Ceux-ci ont été variés autour de la valeur de 230 µm. L'analyse des résultats permettra d'évaluer si la valeur prescrite de 230 µm est adéquate pour un liant ternaire ou si celle-ci doit être modifiée.

Tableau III-9 Formulation phase 3

Propriétés	Unités	Valeurs
Liant	-	C
F'c à 28 jours	MPa	35
Masse de liant	kg/m ³	385 (ternaire)
Eau/liant	-	0,40
Gros granulats	mm	5 à 20
Teneur en air	%	4,5 à 8,5
Affaissement	mm	130 ± 30
\bar{L}	µm	190 à 360
Superplastifiant	-	Polynaphtalène

III-3.4.4 Phase 4 – Effet du granulat marginal

Le programme expérimental de la phase 4 comporte quatre bétons fabriqués avec le liant C et un gros granulat qualifié de marginal quant à la perte à l'essai micro-Deval (Tableau III-10). Ce granulat montre une perte qui est juste sous la limite maximale permise selon les exigences de la norme CSA A23.1-29A [32]. Le dosage de l'agent entraîneur d'air a été varié pour produire des volumes d'air entraîné compris entre 3 à 8 %. Ces bétons ont des facteurs d'espacement compris entre 150 et 500 μm . L'analyse de leur durabilité à l'écaillage permettra d'évaluer l'influence d'un gros granulat marginal sur la durabilité d'un béton fabriqué avec un liant ternaire en fonction du facteur d'espacement des bulles d'air.

Tableau III-10 Formulation phase 4

Propriétés	Unités	Valeurs
Liant	-	C
F'c à 28 jours	MPa	35
Masse de liant	kg/m ³	385 (ternaire)
Eau/liant	-	0,40
Gros granulat marginal	mm	5 à 20
Teneur en air	%	3 à 8
Affaissement	mm	130 \pm 30
\bar{L}	μm	150 à 500

III-4 MATÉRIAUX ET PROCÉDURES

III-4.1 LIANTS

Dans le cadre de ce projet, trois liants ternaires ainsi qu'un liant binaire ont été utilisés. Pour des raisons de confidentialité, ces liants sont nommés liant A à liant D. Une correspondance entre cette désignation et les informations commerciales est fournie dans une annexe externe à ce rapport et intitulée « codification des matériaux ». Le Tableau III-11 donne une indication quant à la codification utilisée dans ce rapport.

Tableau III-11 Liants utilisés

Liants	Codification
3 liants ternaires	Liant A à C
1 liant binaire	Liant D

III-4.2 ADJUVANTS

Deux types de superplastifiant (SP) ont été utilisés dans cette étude : un de la famille des polynaphtalènes sulfonates (PNS) et un de type polycarboxylate (PCP). Pour des raisons de confidentialité, les noms commerciaux des superplastifiants utilisés, ainsi que les fiches techniques sont données seulement dans l'annexe intitulée « codification des matériaux » externe à ce rapport.

Les adjuvants PNS-1 et PCP-1 représentent les adjuvants utilisés dans les bétons réalisés au laboratoire de l'Université de Sherbrooke.

III-4.3 GRANULAT FIN

Le sable siliceux naturel provenant de la région de l'Estrie a été utilisé pour produire tous les bétons. La densité à l'état SSS (Saturée Surface Sèche) est comprise entre 2,61 et 2,68. Le pourcentage massique d'adsorption est compris entre 0,90 à 1,30. Le module de finesse du sable est compris entre 2,38 et 2,59.

Le Tableau III-12 présente les analyses granulométriques du granulat fin utilisé pour ce projet de recherche.

Tableau III-12 Granulométrie, module de finesse, densité et absorption du granulat fin utilisé

Période d'utilisation (mois/année)	Fraction granulaire 0/5		
	06/14 – 04/15	04/15 – 09/15	09/15 – 12/15
Tamiset cumulé (%)			
10 mm	100,0	100,0	100,0
5 mm	98,7	97,9	97,7
2,5 mm	84,9	83,5	85,0
1,25 mm	69,5	68,6	71,0
0,630 mm	51,0	51,9	53,8
0,315 mm	25,7	26,8	29,1
0,160 mm	8,3	7,0	9,2
0,080 mm	3,9	1,6	3,7
< 0,080 mm	0,0	0,1	2,2
Module de finesse	2,62	2,64	2,54
Densité SSS	2,61	2,68	2,67
Absorption	1,30	0,90	0,93

III-4.4 GROS GRANULATS

L'ensemble des gros granulats utilisés dans la confection des bétons de ce projet ont été soumis aux tests classiques pratiqués dans le laboratoire et dont les résultats sont donnés dans les paragraphes III-4.4.1 et III-4.4.2. La densité des granulats 5/14 est resté la même tout au long du projet à 2,73 et celle des granulat 10/20 à 2,76. L'absorption a varié pour le granulat 5/14 entre 0,38 et 0,41%. Pour le granulat 10/20 l'absorption est restée la même tout au long du projet à 0,48%. Deux tests complémentaires ont permis d'apporter des précisions sur les performances des gros granulats utilisés :

➤ *Le test micro-Deval*

La méthode d'essai CSA A23.2-29A permet de déterminer la perte de masse des gros granulats par abrasion en présence d'eau et d'une charge abrasive. Ce test fournit une information quant à la dureté du granulat et sa susceptibilité à se dégrader lors de la manutention et lors de la séquence de malaxage. La Figure III-13 présente l'appareil utilisé pour réaliser l'essai micro-Deval.



Figure III-13 Appareil micro-Deval

Les granulats ont été tamisés, lavés puis séchés pour être pesés. Le tamisage a été effectué avec un appareil de type *GILSON* pendant 3 minutes. Ils étaient par la suite saturés puis soumis à une charge abrasive par rotation du réceptacle micro-Deval.

Pour chacun des granulats testés, deux essais ont été réalisés afin d'obtenir les résultats sur l'ensemble de la courbe granulométrique à savoir :

- Un essai sur les fractions 14-20 : 750 g de 10-14 et 750 g de 14-20 mm pour une rotation de 2h à 100 tr/min.
- Un essai sur les fractions 10-14 mm : 750 g de 5-10 mm et 750 g de 10-14 pour une rotation de 105 min à 100 tr/min.

➤ **Le test de résistance au gel et au dégel non confiné**

D'après la norme CSA, le test A23.2-24A permet d'évaluer la résistance à la désintégration des gros granulats au gel et au dégel non confiné.

Les granulats ont été soumis à 5 cycles de gel et de dégel. Ils ont été préalablement séparés par fraction et saturés dans une solution d'eau et de chlorure de sodium pendant 24 heures. Après 24 heures, l'excédent d'eau est retiré et les granulats saturés subissent leur premier cycle. Les cycles sont décomposés de la manière suivante :

- Une période de gel dans un congélateur dont la température est fixée à -18°C pour une durée de 16h;
- Une période de dégel à température ambiante pendant 8h

À la fin des 5 cycles, les fractions de chacun des contenants étanches étaient rincées, séchées puis tamisées pendant 3 minutes avec le même appareil (*GILSON*) que celui utilisé initialement pour séparer les fractions. La Figure III-114 présente les contenants et l'aspect typique des fractions granulaires utilisées pour cet essai.



Figure III-14 Échantillons gel-dégel non confiné

III-4.4.1 Gros granulat de référence

Le granulat de référence utilisé était un granulat calcaire concassé. Une analyse détaillée est disponible en Annexe B. Le squelette granulaire du gros granulat utilisé est un assemblage de deux

fractions de 5/14 et de 10/20 dont les granulométries respectives sont détaillées dans le Tableau III-13.

Tableau III-13 Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence utilisé

Période d'utilisation (mois/année)	Fraction granulaire 5/14			Fraction granulaire 10/20	
	06/14 – 04/15	04/15 – 10/15	10/15 – 12/15	04/14 – 06/15	06/15 – 12/15
Tamisé cumulé (%)					
28 mm	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20 mm	100,0	100,0	99,8	93,0	96,0
14 mm	90,0	87,0	89,7	14,8	18,9
10 mm	54,4	45,6	60,8	1,4	3,3
5 mm	7,8	3,5	8,1	0,3	0,9
2,5 mm	1,6	1,2	1,8	0,3	0,7
1,25 mm	1,1	1,0	1,1	0,3	0,6
<1,25 mm	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1
Densité SSS	2,73	2,73	2,73	2,76	2,76
Absorption	0,38	0,41	0,41	0,48	0,48

Lors de la première livraison, l'assemblage a été réalisé de telle sorte que la granulométrie de l'assemblage se situe dans le fuseau 5-20 prescrit dans la norme CSA A23.1. Lors des livraisons suivantes de gros granulats, les granulométries de chacune des fractions ont légèrement varié. Les proportions de granulats à combiner ont été adaptées pour se rapprocher au plus près de la courbe (Tableau III-14 et Figure III-115). Les squelettes granulaires obtenus étaient tous situés dans le fuseau 5-20 mm prescrit par la norme CSA A23.1.

Tableau III-14 Proportions de gros granulats de référence utilisés au cours du projet

	Rapport (5/14) / (10/20)	Combinaison
Période du 03/06/2014 au 31/03/2015	3,76	#1
Période du 22/04/2015 au 26/05/2015	5,86	#2
Période du 02/06/2015 au 13/10/2015	5,24	#3
Période du 20/10/2015 au 08/12/2015	2,77	#4

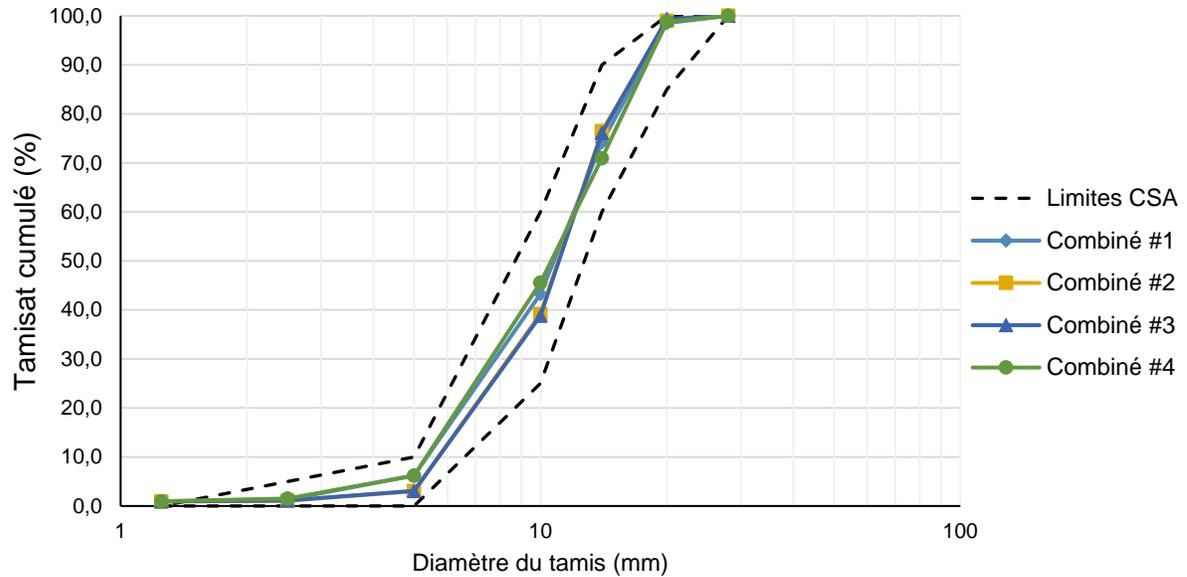


Figure III-15 Granulométrie au cours du projet des gros granulats combinés

Le Tableau III-15 et le Tableau III-16 présentent les résultats des tests micro-Deval et gel-dégel non confiné pour le granulat de référence. Le résultat des tests effectués par l'université de Sherbrooke est indiqué dans la colonne « U. de Sherbrooke ». Les colonnes « Labo #1 » à « Labo #3 » contiennent les résultats des tests pour le même granulat, menés dans différents laboratoires commerciaux et institutionnels.

Tableau III-15 Résultats du test micro-Deval pour le granulat de référence

Granulat		U. de Sherbrooke	Pertes moyennes			
			Labo #1	Labo #2	Labo #3	
Étalon	5-20 mm	15 %	14 %	non mesurée	non mesurée	Intervalle de référence [11,4 % ; 14,8 %]
Référence	5-20 mm	7 %	11 %	11 %	10 %	<u>Exigence CSA</u> Max 17 % (ou 19%)

Tableau III-16 Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat de référence

Granulat		U. de Sherbrooke	Pertes moyennes			
			Labo #1	Labo #2	Labo #3	
Étalon	5-20 mm	10 %	11 %	non mesurée	14 %	Intervalle de référence [8,5 % ; 15,3 %]
Référence	5-20 mm	5 %	4 %	3 %	3 %	<u>Exigence CSA</u> Max 6 % (ou 9%)

III-4.4.2 Gros granulat marginal

Pour la phase 4, un granulat marginal a été testé afin d'observer son effet sur les comportements des échantillons de laboratoire. Puisque ce granulat provient d'une source non divulguée, plusieurs tests ont été réalisés à l'interne afin de le caractériser. La densité de ce granulat est de 2,71. Sa granulométrie est présentée dans le Tableau III-17. Cette pierre est désignée dans ce rapport par « Granulat marginal ».

Tableau III-17 Granulométrie, densité et absorption du gros granulat de référence

<i>Période d'utilisation (mois/année)</i>	Fraction granulaire 5/14
	11/15 – 12/15
Tamisé cumulé (%)	
28 mm	100,0
20 mm	100,0
14 mm	93,0
10 mm	63,0
5 mm	39,0
2,5 mm	5,0
1,25 mm	3,0
<1,25 mm	0,0
Densité SSS	2,71
Absorption	0,41

Le Tableau III-18 et le Tableau III-19 présentent les résultats des tests micro-Deval et gel-dégel non confiné pour le granulat marginal. Le résultat des tests effectués par l'Université de Sherbrooke est indiqué dans la colonne « U. de Sherbrooke ». Les colonnes « Labo #1 » à « Labo #3 » contiennent les résultats des tests pour le même granulat, menés par différents laboratoires commerciaux et institutionnels.

Le Tableau III-18 montre que les pertes maximales évaluées du test micro-Deval sont de 18% et la moyenne sur l'ensemble des laboratoires est de 17,5%. Ce granulat marginal répond aux exigences du tableau 12 de la norme CSA A23.1. Néanmoins, il présente une résistance à l'abrasion limite, très proche des 17% maximum (ou 19% selon les classes d'exposition).

Le Tableau III-19 montre que ce granulat marginal présente des pertes maximales de 4% et des pertes moyennes de 4% au test de gel-dégel non confiné. Ce granulat marginal est donc classifié comme

résistant au gel-dégel puisqu'il répond aux exigences du tableau 12 de la norme CSA A23.1 dont la limite maximale est de 6% (9% selon la classe d'exposition).

Tableau III-18 Résultats du test micro-Deval pour le granulat marginal

Granulat	U. de Sherbrooke	Pertes moyennes				
		Labo #1	Labo #2	Labo #3		
Étalon	5-20 mm	15 %	14 %	non mesurée	non mesurée	Intervalle de référence [11,4 % ; 14,8 %]
Référence	5-20 mm	16 %	18 %	18 %	18 %	<u>Exigence CSA</u> Max 17 % (ou 19%)

Tableau III-19 Résultats du test gel-dégel non confiné pour le granulat marginal

Granulat	U. de Sherbrooke	Pertes moyennes				
		Labo #1	Labo #2	Labo #3		
Étalon	5-20 mm	10 %	11 %	non mesurée	14 %	Intervalle de référence [8,5 % ; 15,3 %]
Référence	5-20 mm	4 %	4 %	4 %	4 %	<u>Exigence CSA</u> Max 6 % (ou 9%)

III-4.4.3 Caractérisation en laboratoire des éclatements de granulats produits lors de l'essai d'écaillage

III-4.4.3.1 Origine et objectif du test

Les essais accélérés d'écaillage en laboratoire produisent des débris principalement constitués de mortier et de fragments de gros granulats. La masse totale des débris mesurés lors de l'essai d'écaillage ne permet pas de séparer l'endommagement au niveau du mortier de l'endommagement résultant de l'éclatement d'un granulat (« pop-out »). Pour mieux caractériser l'endommagement par écaillage, une méthode d'essai a été développée pour quantifier l'endommagement uniquement associé à l'éclatement des granulats.

III-4.4.3.2 Critères d'identification d'un « pop-out »

Les critères suivants ont été utilisés pour définir les caractéristiques visuelles d'un « pop-out ». Par définition, un éclatement de granulat se caractérise par l'éclatement de celui-ci lorsqu'il est soumis à des cycles de gel-dégel et notamment en présence de sels de déglçage comme c'est le cas lors des essais d'écaillage en laboratoire. L'observation visuelle de plusieurs plaques soumises à l'essai d'écaillage a permis d'identifier quatre critères visuels pour identifier un « pop-out ».

Un endommagement de surface sera identifié comme un « pop-out » s'il satisfait à au moins un de ces quatre critères d'identification :

1. La zone endommagée présente des feuillets détachés de la surface du granulat. Un exemple typique est présenté sur la Figure III-16.



Figure III-16 Présence de feuillets en surface due à un « pop-out »

2. La zone endommagée montre un granulat exposé dont le volume interne a été fracturé ou délaminé. La Figure III-17 présente l'aspect typique de ce type de « pop-out ».



Figure III-17 Fracture visible dans le granulat

3. La zone endommagée est entourée d'un cône d'arrachement de pâte ou de mortier dont le fond montre clairement un granulat rupturé par délaminage. La Figure III-18 présente l'aspect visuel typique de ce type de « pop-out ».



Figure III-18 Cône de pâte détachée et fracture visible à la surface du granulat

4. Le diamètre de la surface du granulat exposé doit être supérieur à 5 mm et présenter des signes de rupture. L'objectif est d'éliminer la contribution du sable et de se concentrer sur les gros granulats. Un exemple des plus petits granulats considérés est montré sur la Figure III-19.



Figure III-19 Taille minimale d'éclatement de 5 mm

Ces critères font que les zones présentant un décollement de la pâte en surface sans fracture visible dans le granulat sont ignorées. Il est important de rappeler que pour cet essai, seule la zone occupée par le granulat a été considérée lors du marquage et non pas le cône de pâte entraîné par l'éclatement de celui-ci.

III-4.4.3.3 Déroulement du test

La caractérisation des éclatements (« pop-out ») comporte cinq étapes. L'utilisation du logiciel gratuit *ImageJ* dans le cadre de ce test. Ce logiciel est disponible en ligne sur le site <https://imagej.nih.gov/>. La procédure d'analyse développée vise à mesurer, pour une plaque d'écaillage donnée, le nombre d'occurrences des éclatements (« pop-out ») et la surface totale de ces éclatements. Elle comporte les principales étapes suivantes :

1. Une feuille transparente (de type acétate) est placée contre la plaque d'écaillage à analyser. La Figure III-20 illustre cette procédure.



Figure III-20 Acétate appliquée sur la surface de la plaque à analyser

2. La surface des endommagements satisfaisant la définition d'un éclatement de granulat (« pop-out ») est délimitée à l'aide d'un marqueur à pointe fine afin de définir précisément les contours (Figure III-21).

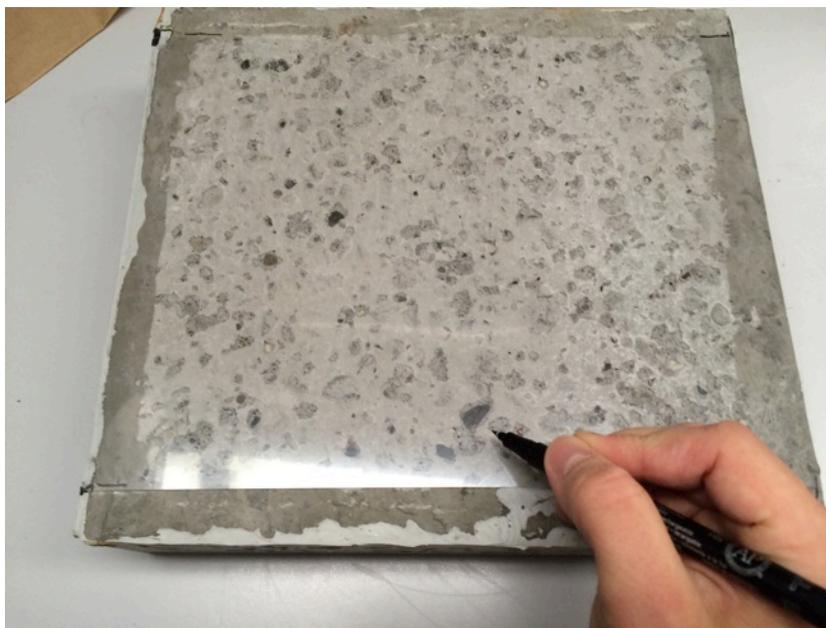


Figure III-21 Traçage du contour des granulats ayant subi un éclatement (« pop-out ») avec un marqueur à pointe fine

- Après avoir identifié les contours des granulats ayant subi un éclatement (« pop-out »), les surfaces fermées sont comblées avec un marqueur de même couleur (Figure III-22).

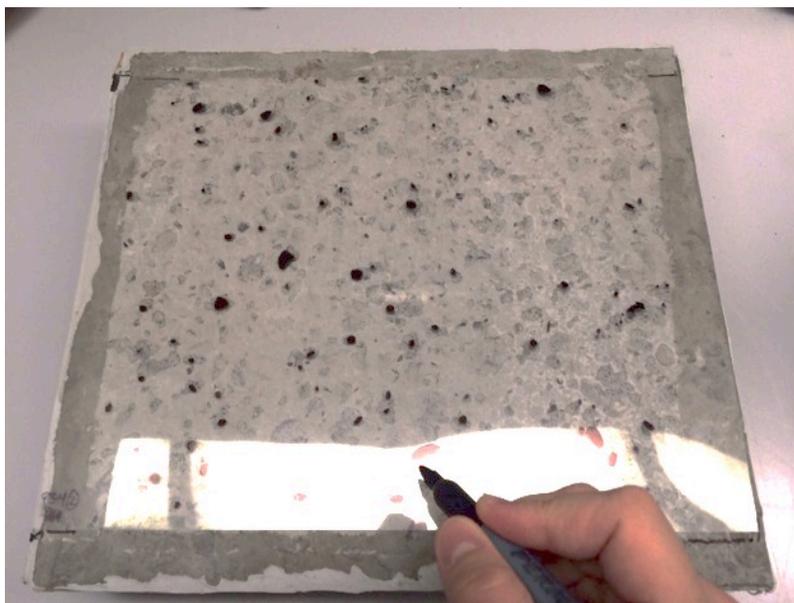


Figure III-22 Remplissage des contours avec un marqueur de même couleur

- Après avoir identifié tous les éclatements de plus de 5 mm, l'acétate est retirée puis numérisée à l'aide d'un appareil de bureau standard (numériseur de table, photocopieur multifonctions). La Figure III-23 présente l'aspect visuel typique d'une acétate avant la numérisation. La Figure III-24 présente un résultat typique de numérisation.

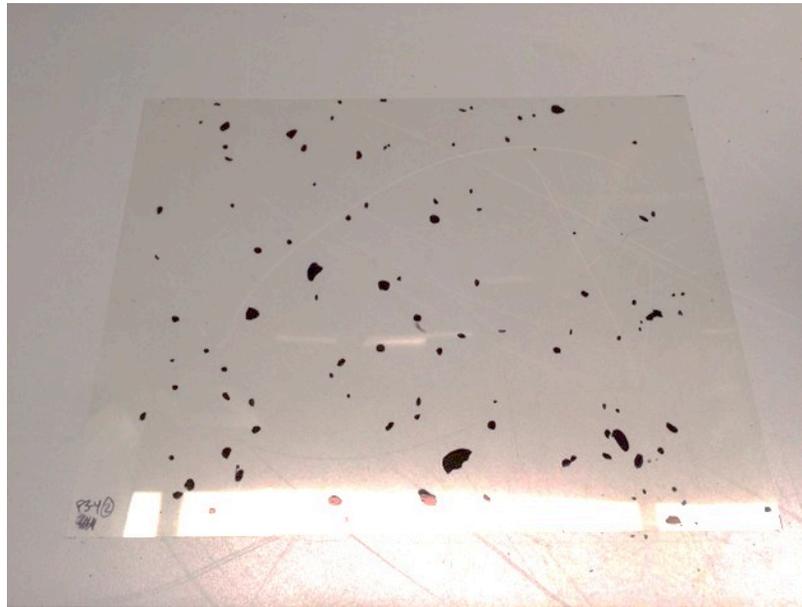


Figure III-23 Acétate prête à être numérisée



Figure III-24 Acétate numérisée pour le traitement d'image

5. À partir de l'image numérisée, le traitement suivant est effectué à l'aide du logiciel de traitement d'image *ImageJ* (Figure III-25). La procédure d'analyse comporte les étapes suivantes :
 - a. L'image est importée dans le logiciel
 - b. On traite l'image [Process / Binary / Make Binary] pour n'avoir que des pixels blancs et noirs. Tous les tons de gris seront donc noirs.
 - c. À partir de l'onglet [analyze], on obtient le nombre de pixels noirs et de pixels blanches en utilisant la fonction [histogram].
 - d. Dans l'onglet [Plugins / Analyze], le [cell counter] permet de compter le nombre de « pop-out ».

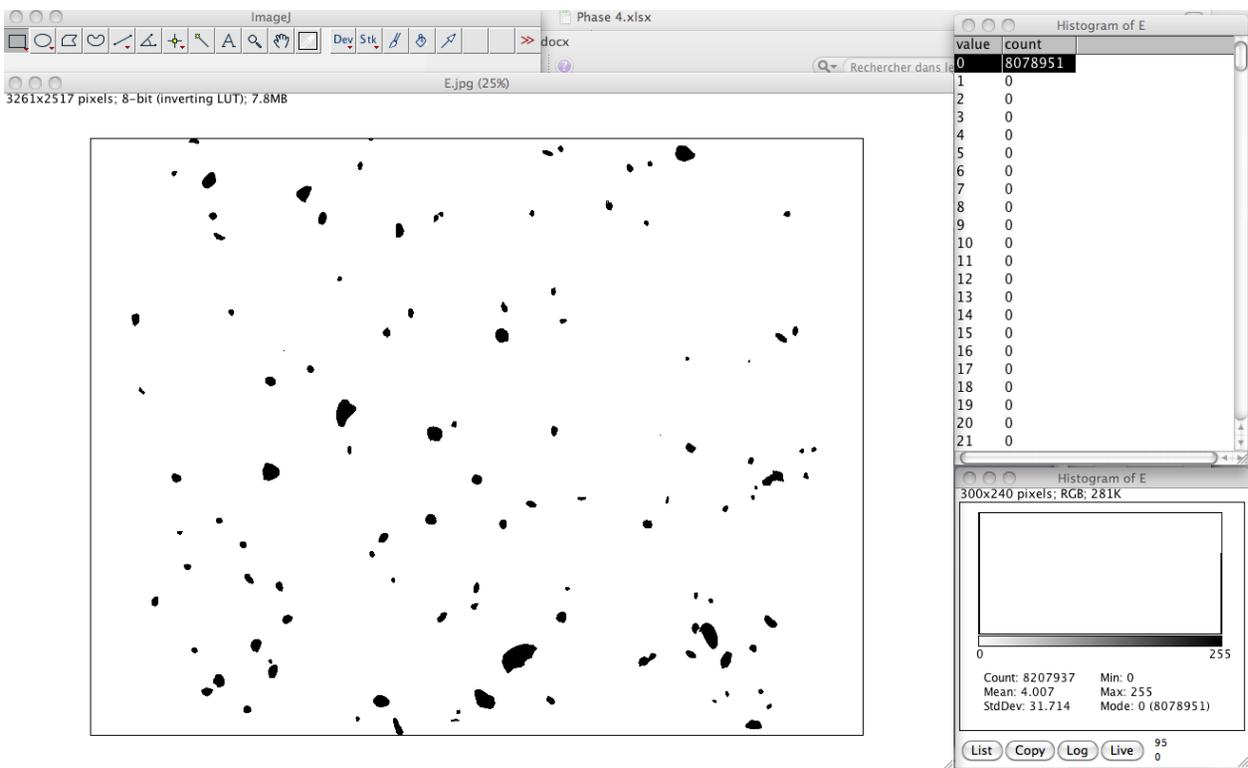


Figure III-25 Vue du logiciel ImageJ lors du traitement d'une image

III-4.4.3.4 Applications au projet

Dans le cadre de ce projet, six bétons ont été analysés avec cette méthode. Toutes les images traitées sont présentées dans l'annexe H, tandis que les résultats obtenus avec cette méthode sont présentés dans la section III-6.4 de ce rapport.

III-4.5 MELANGES ET PROCEDURES DE GACHAGE

III-4.5.1 Procédure de gâchage

Tous les bétons du projet ont été produits dans un malaxeur toupie d'une capacité de 110 L. La procédure de malaxage suivante a été utilisée pour tous les bétons :

1. Rinçage du malaxeur et introduction du sable; malaxage de 30 sec puis mesure de la teneur en eau. Correction des masses de sable et d'eau si nécessaire
2. Introduction de la pierre ; malaxage de 30 sec
3. Introduction de 50 % de l'eau en masse et de l'AEA dilué dans l'eau de gâchage ; malaxage de 90 sec
4. Introduction du liant; malaxage de 30 sec
5. Ajout de l'eau restante et du SP dilué dans l'eau de gâchage; malaxage de 3 min 30 sec
6. Arrêt du malaxeur pendant 1 min
7. Reprise du malaxage pendant 3 min
8. Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams (CSA A23.2-5C). Si celui-ci correspond à l'affaissement désiré, prise de la mesure de l'air et masse volumique (CSA A23.2-4C et CSA A23.2-6C). Dans le cas contraire, correction par ajout de SP, reprise du malaxage pour 1 min puis recommencer l'étape 8.

III-4.5.2 Échantillonnage

Pour chaque béton, l'échantillonnage comporte la fabrication de 11 cylindres de 100 x 200 mm. Ces cylindres de 100 x 200 mm ont été remplis en deux couches égales. Chaque couche a été pilonnée en 25 coups conformément à la norme CSA A23.2-3C.

De plus, cinq séries de deux éprouvettes d'écaillage de 250 mm x 200 mm x 75 mm ont été fabriquées pour les bétons de la phase 1 et une série de deux éprouvettes d'écaillage de 250 mm x 200 mm x 75 mm pour les phases 2 à 4. Ces éprouvettes ont été moulées selon les exigences de la norme BNQ 2621-905 annexe B. Pour toutes les éprouvettes réalisées pendant le projet, sauf pour les séries de deux éprouvettes réalisées lors de la phase 1 afin de valider l'effet de cette variable, un géotextile en polypropylène non-tissé ayant une épaisseur de 7 mm \pm 1 mm et une masse surfacique égale à 900 g/m² \pm 50 g/m² a été déposé au fond du moule. Celui-ci était sec et n'avait jamais été utilisé auparavant. Ce géotextile a été retiré lors du démoulage des échantillons et avant le début de la cure humide. Les éprouvettes ont été moulées en 1 couche et pilonnées avec un bourroir de 16 mm \pm 1 mm 38 fois. À la fin du pilonnage le moule a été légèrement frappé sur les côtés pour fermer les vides de surfaces. Le surplus de béton a ensuite été régalié avec une barre d'arasement en bois préhumidifiée de 40 mm x 85 mm x 600 mm. Le béton a été régalié avec la section de 40 mm à une reprise sur le sens de la largeur et à une reprise sur le sens de la longueur avec un mouvement de va-et-vient d'une amplitude d'environ 50 mm.

Une fois la fabrication des cylindres et des plaques d'écaillage terminées, ceux-ci étaient déposés sur une table et recouverts d'une membrane polythène. La membrane était placée de façon à éviter tout contact avec la surface de l'échantillon. Seuls les échantillons de la phase 1 subissant un mûrissement avec un agent de cure ont eu un traitement différent. Une fois la finition de l'échantillon complété, un agent de cure a été appliqué \pm 2 h après la finition de l'échantillon, lorsque la surface de

l'échantillon était d'apparence sèche. L'agent de cure a été appliqué avec un pulvérisateur à buse en éventail disponible en quincaillerie. Le produit de cure et durcissant de surface a été appliqué jusqu'à l'obtention d'un film égal et uniforme sur les surfaces des plaques mises à l'essai tout en évitant la formation de flaques sur la surface. La Figure III-26 présente les plaques une fois le produit appliqué.



Figure III-26 Plaque d'écaillage une fois l'agent de mûrissement appliqué

III-4.5.3 Mûrissement

Tous les échantillons ont été démoulés $24 \text{ h} \pm 2 \text{ h}$ après le contact eau-ciment. Seuls les échantillons mûris avec un agent de cure n'ont pas été placés en chambre humide. Ceux-ci ont été démoulés, le géotextile retiré et placé dans une armoire fermée au laboratoire à température ambiante pendant 13 jours avant de suivre la procédure détaillée dans la section III-3.4.1 de ce rapport. Les autres échantillons de la phase 1 ont été placés en chambre humide directement après le démoulage et ont suivi les différentes échéances de mûrissement présentées dans la section III-3.4.1, soit une cure humide de 14 jours, 14 jours de séchage à température ambiante et 7 jours de présaturation de la surface finie avec une solution de 3 % de NaCl. Pour les phases 2 à 4, les plaques d'écaillage ont suivi le mûrissement typique de la norme BNQ 2621-905 soit 14 jours de cure humide, 14 jours de séchage à température ambiante et 7 jours de présaturation de la surface finie avec une solution de 3 % de NaCl.

Les cylindres 100 x 200 utilisés pour la détermination de la résistance à la compression ont subi un mûrissement en chambre humide conformément à la procédure décrite dans la norme CSA A23.2-3C jusqu'aux essais. Les cylindres utilisés pour la lecture du réseau de bulle d'air à l'état durci ont subi un mûrissement de 14 jours pour permettre à la pâte de s'hydrater suffisamment afin d'assurer une bonne qualité du polissage de surface.

III-4.5.4 Formulations

III-4.5.4.1 Phase 1 – Effet du type de liant

Le programme de la phase 1 comporte 4 bétons fabriqués avec les liants A, B, C et D (Tableau III-20). Ces quatre bétons ont un rapport E/L fixe de 0,40 et ils ont été fabriqués avec des dosages en liants

compris entre 366 et 394 kg/m³. Les dosages en superplastifiant ont été ajustés pour produire des affaissements compris entre 110 et 160 mm. Le dosage de l'agent entraîneur d'air a été ajusté pour obtenir un volume d'air entraîné dans le béton frais compris entre 6,7 et 8,5 %.

Plusieurs formulations préliminaires ont été nécessaires pour optimiser les dosages du couple superplastifiant, agent entraîneur d'air, car les dosages de ces deux types d'adjuvants influencent simultanément l'affaissement et le volume d'air.

Les quatre bétons de la phase 1 ont un facteur d'espacement compris entre 110 µm et 170 µm. La surface spécifique des bulles d'air (α) est comprise entre 25,9 et 39 mm⁻¹. Globalement, les réseaux de bulles d'air de ces quatre bétons sont de bonne qualité, car la surface spécifique des bulles d'air est supérieure à 25 mm⁻¹ et le facteur d'espacement est largement inférieur à 230 µm.

Les données présentées au Tableau III-20 montrent que les quatre bétons de la phase 1 sont représentatifs d'un béton de type V-S protégé par un réseau de bulles d'air entraîné de bonne qualité.

Tableau III-20 Formulations des bétons de la phase 1

Formulations	Unités	P1-A	P1-B	P1-C	P1-D
Dosage des constituants					
Masse de liant	[kg]	394	389	387	366
Eau	[kg]	158	156	155	146
Sable	[kg/m ³]	781	764	765	794
Granulats	[kg/m ³]	976	955	947	1009
Superplastifiant	[ml/100 kg de liant]	1221	1298	1299	2001
Agent entraîneur d'air	[ml/100 kg de liant]	140	142	125	80
Caractéristiques des bétons frais					
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air à l'état frais	[%]	6,7	8,5	8,5	8,0
Affaissement	[mm]	110	145	150	160
Masse volumique	[kg/m ³]	2343	2274	2271	2311
Caractéristiques des bétons durcis					
\bar{L}	[µm]	170	110	137	160
α	[1/mm]	30,1	39,0	33,7	25,9
Volume d'air à l'état durci	[%]	4,7	6,1	6,1	6,1
Résistance à la compression					
14 jours	[MPa]	41,0	43,8	31,6	50,5
28 jours	[MPa]	47,9	44,4	35,2	55,4
56 jours	[MPa]	48,6	49,8	39,6	59,0

III-4.5.4.2 Phase 2 – Effet du type de superplastifiant

Le programme expérimental de la phase 2 comporte trois bétons fabriqués avec le liant C (Tableau III-21). Les bétons P2-1 PNS et P2-3 PNS ont été fabriqués avec un superplastifiant de type polynaphtalène. Le béton P2-2 PCP a été fabriqué avec un superplastifiant de type polycarboxylate. Ces trois bétons ont un rapport E/L constant de 0,40. Les affaissements sont compris entre 100 et 150 mm, ce qui satisfait la plage fixée de $130 \text{ mm} \pm 30 \text{ mm}$. La teneur en air du béton frais est comprise entre 4,5 et 5,2 %. Le béton P2-1 PNS ne respecte donc pas la plage spécifiée de 5 à 8 % d'air. Pour pouvoir obtenir un volume d'air conforme ($>5 \%$), le béton P2-3 PNS a été fabriqué en utilisant des dosages légèrement plus élevés en superplastifiant et en agent entraîneur d'air. Cette combinaison a permis d'atteindre un volume d'air de 5,2 % et un affaissement conforme de 150 mm.

Le béton P2-2 PCP a un affaissement de 120 mm et un volume d'air de 5,5%. Ces valeurs sont conformes aux plages spécifiées de $130 \pm 30 \text{ mm}$ et de 5 à 8 % d'air. Ce béton a nécessité un dosage en superplastifiant (PCP) presque deux fois plus faible que les dosages en PNS utilisés pour produire les deux autres bétons de cette phase. Le dosage en agent entraîneur d'air est quant à lui similaire aux dosages des autres bétons.

Le béton P2-1 PNS a un réseau de bulles d'air non conforme, car le facteur d'espacement de $294 \mu\text{m}$ est supérieur à la limite de $230 \mu\text{m}$. On constate aussi que la surface spécifique des bulles est relativement faible à $20,5 \text{ mm}^{-1}$. Les bétons P2-2 PCP et P2-3 PNS ont un réseau de bulle d'air entraîné conforme puisque les facteurs d'espacement sont inférieurs à la limite de $230 \mu\text{m}$.

Tableau III-21 Formulations des bétons de la phase 2

Formulations		P2-1 PNS	P2-2 PCP	P2-3 PNS
Dosage des constituants				
Masse de liant	[kg]	390	387	388
Eau	[kg]	158	155	155
Sable	[kg/m ³]	788	823	785
Granulats	[kg/m ³]	985	980	824
Superplastifiant	[ml/100 kg de liant]	1050	597	1197
Agent entraîneur d'air	[ml/100 kg de liant]	75	75	83
Caractéristiques des bétons frais				
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40
Volume d'air à l'état frais	[%]	4,5	5,5	5,2
Affaissement	[mm]	100	120	150
Masse volumique	[kg/m ³]	2384	2291	2271
Caractéristiques des bétons durcis				
\bar{L}	[μm]	294	183	196
α	[1/mm]	20,5	28,0	27,5
Volume d'air à l'état durci	[%]	3,4	4,8	4,0
Résistance à la compression				
14 jours	[MPa]	47,3	50,7	51,8
28 jours	[MPa]	53,9	56,4	50,9
56 jours	[MPa]	56,9	57,4	56,6

III-4.5.4.3 Phase 3 – Effet du facteur d'espacement

Le programme expérimental de la phase 3 comporte 6 bétons qui diffèrent principalement par le dosage de l'agent entraîneur d'air (Tableau III-22). Dans le Tableau III-22, deux bétons ont été ajoutés (P1-C et P2-1) car ils permettent d'obtenir un plus grand nombre de valeurs dans la plage visée de facteur d'espacement (137 à 353 μm). Tous les bétons de la phase 3 et du Tableau III-22 ont été fabriqués avec le liant C et un rapport E/L constant de 0,40. Les dosages en liants sont compris dans la plage de 386 à 393 kg/m³.

Pour tous les bétons du Tableau III-22, le dosage en agent entraîneur d'air a été ajusté pour produire des facteurs d'espacement variables, mais compris dans la plage de 137 à 353 μm . Pour chacune de ces formulations, le dosage en superplastifiant de type PNS a lui aussi été ajusté pour produire des affaissements compris dans la plage de 130 \pm 30 mm.

Tableau III-22 Formulations des bétons de la phase 3

Formulations		P1-C	P2-1	P3-1	P3-2	P3-3	P3-4	P3-5	P3-6
Dosage des constituants									
Masse de liant	[kg]	387	390	387	387	387	393	383	386
Eau	[kg]	155	158	156	156	159	157	155	154
Sable	[kg/m ³]	765	788	791	790	794	804	788	797
Granulats	[kg/m ³]	947	985	988	987	988	1004	994	1008
Superplastifiant	[ml/100 kg de liant]	1299	1050	1200	1199	1199	1249	1250	1250
Agent entraîneur d'air	[ml/100 kg de liant]	125	75	100	110	90	70	55	45
Caractéristiques des bétons frais									
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air à l'état frais	[%]	8,5	4,5	5,4	5,6	5,2	5,0	6,0	5,2
Affaissement	[mm]	150	100	120	130	120	130	160	140
Masse volumique	[kg/m ³]	2271	2384	2307	2303	2314	2319	2293	2316
Caractéristiques des bétons durcis									
\bar{L}	[μm]	137	294	190	212	215	263	265	353
α	[1/mm]	33,7	20,5	34,9	26,0	31,8	24,4	22,7	16,6
Volume d'air à l'état durci	[%]	6,1	3,4	3,1	4,4	2,9	2,9	3,7	3,9
Résistance à la compression									
14 jours	[MPa]	31,6	47,3	47,4	48,4	50,6	51,4	47,6	49,0
28 jours	[MPa]	35,2	53,9	51,5	54,5	55,6	56,0	55,0	55,1
56 jours	[MPa]	39,6	56,9	56,3	56,5	57,2	57,5	56,0	61,6

Les données du Tableau III-22 montrent que le facteur d'espacement plus faible (137 μm) et la surface spécifique la plus élevée (33,7 mm^{-1}) ont été obtenus avec le plus grand dosage de l'agent entraîneur d'air (125 ml/100 kg de liant). À l'inverse, le facteur d'espacement le plus élevé a été obtenu en utilisant le plus faible dosage de l'agent entraîneur d'air (45 ml/100 kg de liant). C'est en variant les dosages de l'agent entraîneur d'air dans cette plage que les valeurs intermédiaires de facteur d'espacement ont pu être obtenues.

III-4.5.4.4 Phase 4 – Effet du granulats marginal

Le programme expérimental de la phase 4 comporte quatre bétons fabriqués avec le gros granulats marginal (Tableau III-23). Ces quatre bétons ont été fabriqués avec le liant C en utilisant un rapport E/L constant de 0,40. Le dosage en liant est compris entre 380 et 393 kg/m^3 . Les formulations des bétons de la phase 4 diffèrent principalement par les dosages en superplastifiant et en agent entraîneur d'air. Les dosages de l'agent entraîneur d'air ont été ajustés pour produire des facteurs

d'espacements compris entre 158 μm et 480 μm . Les dosages en superplastifiant ont aussi été ajustés pour maintenir les affaissements dans la plage de 130 ± 30 mm.

Tableau III-23 Formulations des bétons de la phase 4

Formulations	Unités	GM-1	GM-2	GM-3	GM-4
Dosage des constituants					
Masse de liant	[kg]	393	393	380	387
Eau	[kg]	156	158	158	155
Sable	[kg/m ³]	818	808	774	789
Granulats	[kg/m ³]	1023	1010	977	986
Superplastifiant	[ml/100 kg de liant]	1175	1252	1200	1364
Agent entraîneur d'air	[ml/100 kg de liant]	45	80	120	100
Caractéristiques des bétons frais					
Rapport E/L		0,40	0,40	0,40	0,40
Volume d'air à l'état frais	[%]	3,0	3,8	7,6	5,5
Affaissement	[mm]	150	100	120	130
Masse volumique	[kg/m ³]	2417	2384	2299	2386
Caractéristiques des bétons durcis					
\bar{L}	[μm]	480	334	158	223
α	[1/mm]	15,9	20,1	29,2	25,8
Volume d'air à l'état durci	[%]	1,9	2,6	5,8	4,1
Résistance à la compression					
14 jours	[MPa]	51,2	48,5	37,7	49,8
28 jours	[MPa]	51,1	48,2	44,2	56,3
56 jours	[MPa]	57,0	58,8	45,4	56,2

Le facteur d'espacement le plus élevé (480 μm) a été obtenu avec le plus faible dosage de l'agent entraîneur d'air (45 ml/100 kg de liant). Le facteur d'espacement le plus faible (158 μm) a été obtenu avec le dosage de l'agent entraîneur d'air le plus élevé (120 ml/100 kg de liant). Des valeurs intermédiaires de facteur d'espacement ont été obtenues en utilisant des dosages en agent entraîneur d'air de 80 et 100 ml/100 kg de liant.

III-5 RÉSULTATS

III-5.1 EFFET DU TYPE DE LIANT – PHASE 1

III-5.1.1 Résistance à la compression

La Figure III-27 présente l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour les quatre bétons de la phase 1. Les courbes indiquent que pour tous les liants, les résistances à la

compression dépassent l'exigence de 35 MPa à 28 jours. Le liant binaire D a produit les résistances à la compression les plus élevées à 14, 28 et 56 jours. Les liants C et A montrent des développements de la résistance à la compression très similaires avec des valeurs à 56 jours comprises entre 48,6 et 48,8 MPa respectivement. Le liant ternaire B se démarque nettement avec des résistances à la compression plus faibles à 14 (31,6 MPa), 28 (35,2 MPa) et 56 jours (39,6 MPa).

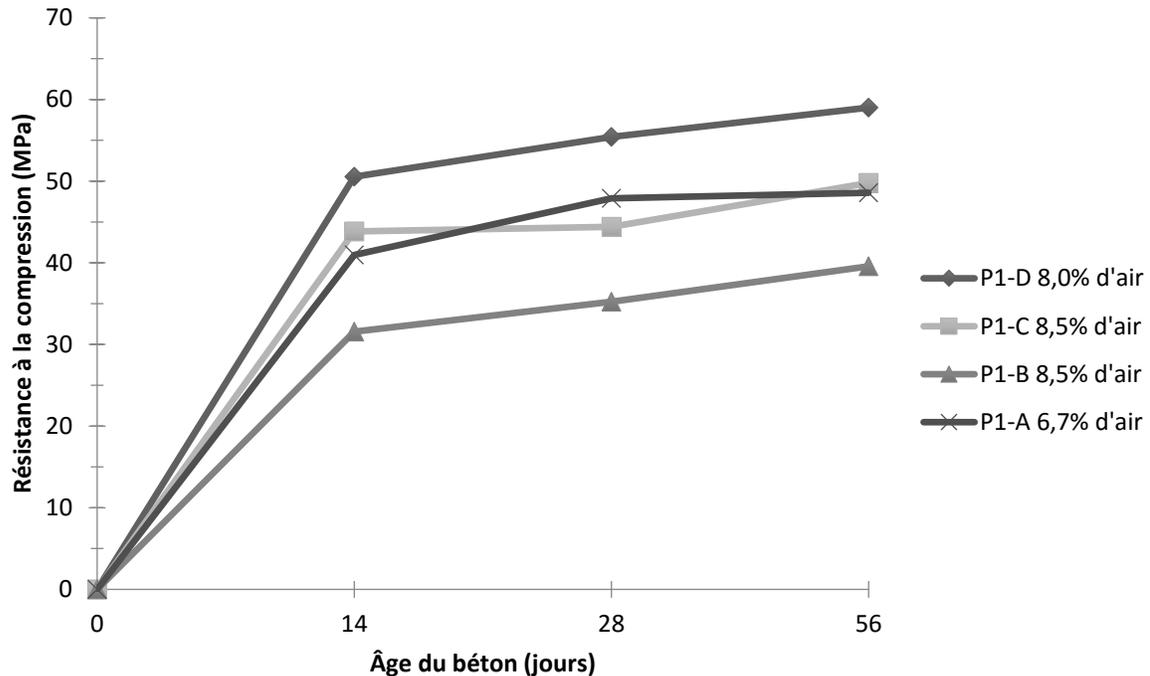


Figure III-27 Résistance à la compression des bétons de la phase 1

III-5.1.2 Durabilité à l'écaillage

Le Tableau III-24 présente les résultats des essais d'écaillages obtenus avec les quatre bétons de la phase 1. Chaque béton (P1-A, P1-B, P1-C et P1-D) a été utilisé pour produire cinq paires d'éprouvettes (A et B) et ainsi mesurer la résistance à l'écaillage en utilisant cinq méthodes de cure. Le Tableau III-24 présente les masses de débris (g/m^2) à la fin des 56 cycles de gel-dégel. Les courbes détaillées de la progression de la masse des débris en fonction du nombre de cycles sont présentées dans l'Annexe A. Cette annexe présente aussi l'aspect visuel des éprouvettes à la fin du test.

Pour le béton P1-A, l'écart moyen entre les éprouvettes A et B est de 198 g/m^2 . Pour les bétons P1-B, P1-C et P1-D cet écart est de 187, 138 et 111 g/m^2 . L'écart moyen global pour tous les bétons de la phase 4 est de 158 g/m^2 . Cet écart est un indice de la répétabilité de l'essai. Cet écart est considéré normal et acceptable puisqu'il est suffisamment faible pour permettre de bien démarquer les performances relatives à l'écaillage des bétons testés. La norme BNQ 2621-905 ne contient pas de section traitant de la précision de l'essai. Il n'y a donc pas de critère établi afin de déterminer l'écart acceptable entre deux plaques.

Le Tableau III-24 comporte deux conditions d'essais pour lesquelles l'écart entre les éprouvettes A et B est nettement supérieur à la moyenne de 158 g/m². Il s'agit du béton P1-A testé avec la cure 14 jours SG et le béton P1-C testé avec la cure 56 jours. Dans ces 2 conditions d'essais, les écarts sont respectivement de 388 g/m² et 401 g/m². Cette plus grande variabilité sera prise en compte lors de l'analyse détaillée de ces résultats d'écaillage présenté dans le prochain chapitre.

Tableau III-24 Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 1

Bétons	Méthode de cure	Masse de débris (g/m ²)		
		Éprouvette A	Éprouvette B	Moyenne
P1-A $\bar{L} = 170 \mu\text{m}$	14 jours PC	829	990	910
	14 jours SG	67	455	261
	14 jours	273	103	188
	28 jours	219	159	189
	56 jours	493	703	598
P1-B $\bar{L} = 110 \mu\text{m}$	14 jours PC	961	1045	1003
	14 jours SG	1805	2008	1906
	14 jours	2192	1874	2033
	28 jours	2442	2367	2404
	56 jours	1614	1868	1741
P1-C $\bar{L} = 137 \mu\text{m}$	14 jours PC	816	888	852
	14 jours SG	250	240	245
	14 jours	115	161	138
	28 jours	128	289	209
	56 jours	651	1052	852
P1-D $\bar{L} = 160 \mu\text{m}$	14 jours PC	241	79	160
	14 jours SG	240	487	364
	14 jours	143	205	174
	28 jours	72	129	100
	56 jours	107	134	120

III-5.2 PHASE 2 - EFFET DU TYPE SUPERPLASTIFIANT

III-5.2.1 Résistance à la compression

La Figure III-28 présente les courbes de développement de la résistance à la compression des bétons de la phase 2 en fonction du temps de mûrissement. Les courbes des trois bétons fabriqués avec le liant C sont pratiquement confondues. Ces résultats montrent que le type de superplastifiant (PCP et PNS) a peu influencé le développement de la résistance à la compression. Tous les bétons de cette phase respectent la résistance minimale de 35 MPa à 28 jours.

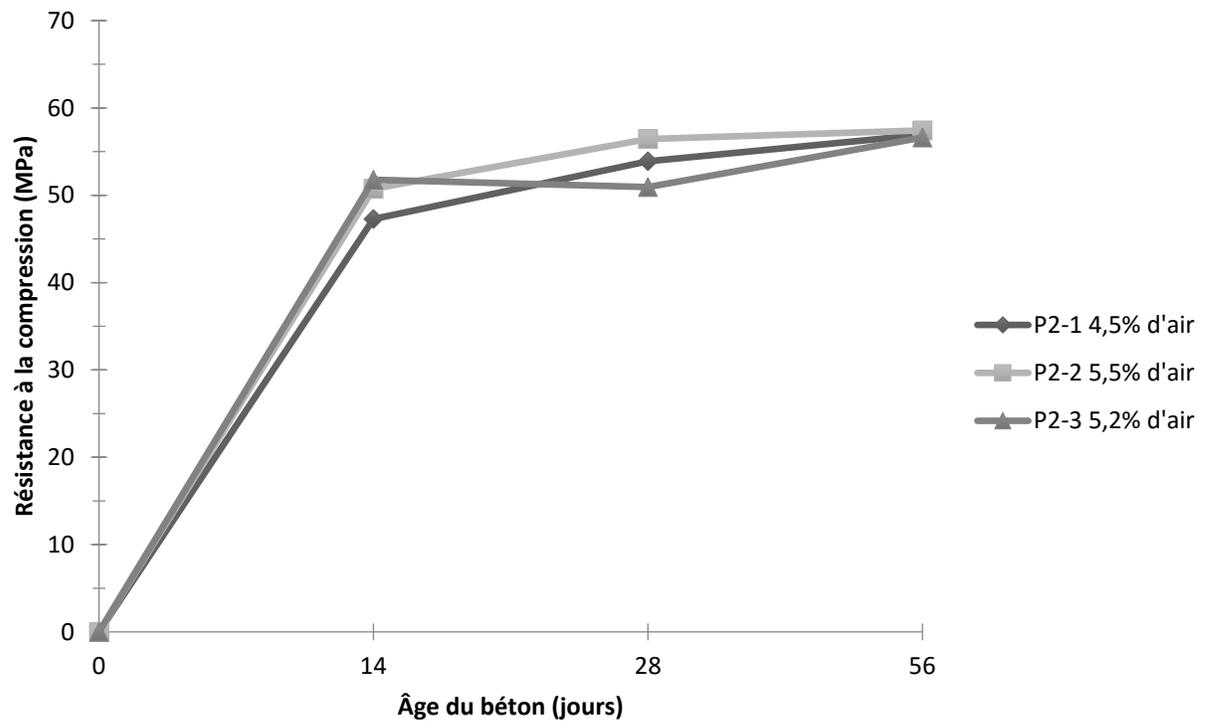


Figure III-28 Résistance à la compression des bétons de la phase 2

III-5.2.2 Résistance à l'écaillage

Les résultats des essais d'écaillage des bétons de la phase 2 sont présentés au Tableau III-25. Pour chaque béton (P2-1 PNS, P2-3 PCP et P2-2 PNS) le tableau présente le facteur d'espacement, le volume d'air à l'état durci et la masse des débris de chacune des paires d'éprouvettes (A et B). Pour cette phase, l'écart moyen entre les éprouvettes A et B est de 114 g/m^2 . L'écart maximal a été obtenu avec le béton P2-1PNS (294 g/m^2). Pour les deux autres bétons, l'écart est inférieur à 41 g/m^2 . Globalement, on considère que cette variabilité est acceptable et qu'elle permet de différencier les performances relatives à l'écaillage. Les courbes détaillées de la progression de la masse des débris en fonction du nombre de cycles de gel-dégel et l'aspect visuel des éprouvettes à la fin du test sont présentées dans l'Annexe F.

Le béton P2-1 PNS possède un facteur d'espacement relativement élevé de $294 \mu\text{m}$. Cette valeur est supérieure à la limite maximale de $230 \mu\text{m}$ habituellement spécifiée dans la norme CSA A23.1. On constate que la masse de débris dépasse la limite maximale de 500 g/m^2 . Les deux autres bétons ont une masse de débris inférieurs à 500 g/m^2 pour des facteurs d'espacement inférieurs à $200 \mu\text{m}$. L'analyse détaillée des résultats sera présentée au chapitre suivant.

Tableau III-25 Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 2

Bétons	\bar{L} [μm]	Volume d'air dans le béton durci [%]	Masse de débris		
			Éprouvette A [g/m^2]	Éprouvette B [g/m^2]	Moyenne [g/m^2]
P2-1 PNS	294	3,4	940	646	793
P2-3 PNS	196	4,0	370	361	366
P2-2 PCP	183	4,8	231	190	210

III-5.3 EFFET DU FACTEUR D'ESPACEMENT – PHASE 3

III-5.3.1 Résistance à la compression

La Figure III-29 présente l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour les six bétons de la phase 3. Tous ces bétons ont été fabriqués avec le liant C. La principale différence entre ces bétons est le volume d'air entraîné qui est compris dans la plage de 5 à 6 %. La Figure III-29 montre que toutes les courbes sont pratiquement identiques. Ces résultats sont cohérents puisque seul le volume d'air entraîné différencie ces bétons et ceux-ci varient peu puisqu'ils sont compris entre 5 et 6 %.

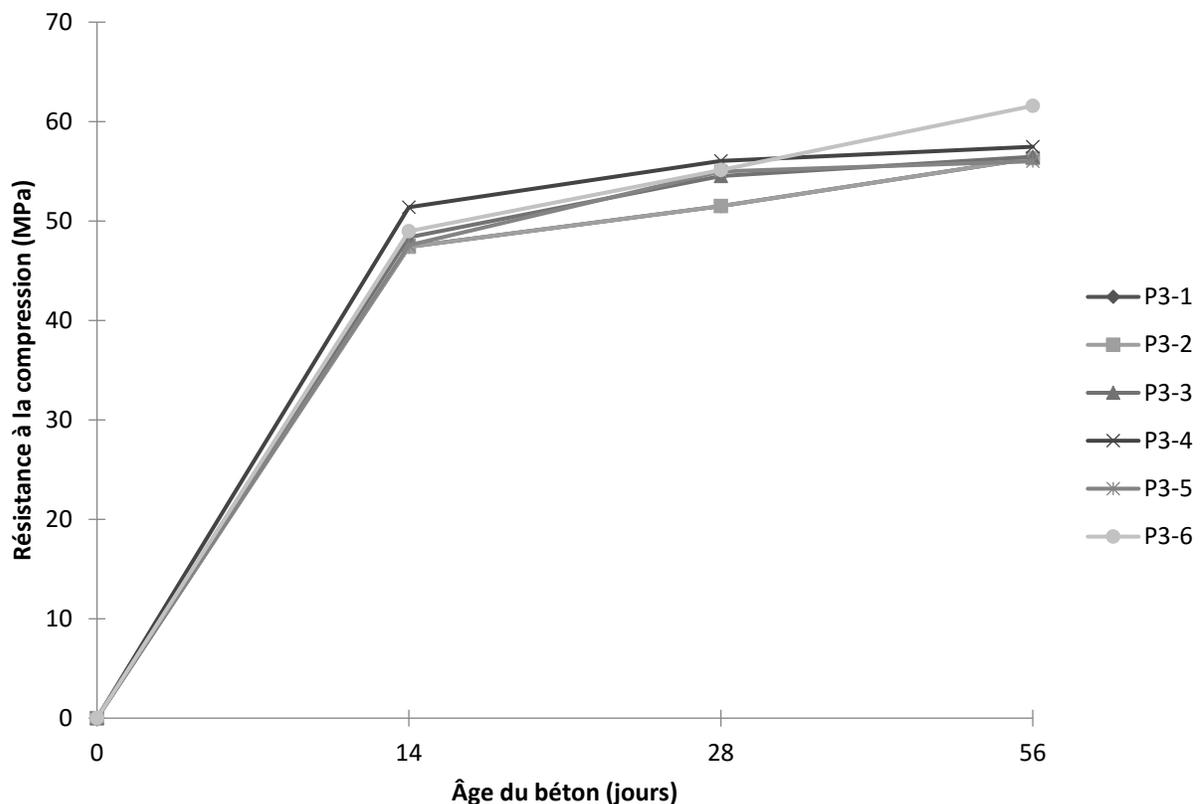


Figure III-29 Résistance à la compression des bétons de la phase 3

III-5.3.2 Résistance à l'écaillage

Les résultats des essais à l'écaillage des six bétons de la phase 3 sont présentés au Tableau III-26. Pour chaque béton, on y retrouve le facteur d'espacement, le volume d'air dans le béton durci et la masse des débris de chacune des paires d'éprouvettes (A et B). Pour cette phase, l'écart moyen entre les éprouvettes A et B est de 178 g/m². Cet écart moyen est comparable à ceux des phases 1 et 2.

Les bétons P3-5 et P3-6 présentent des écarts plus importants de 388 et 442 g/m² respectivement. Ces valeurs plus élevées sont tout de même considérées acceptables, car la masse moyenne des débris de ces deux bétons est relativement élevée (> 500 g/m²). Les courbes détaillées de la progression de la masse de débris en fonction du nombre de cycles de gel-dégel et l'aspect visuel des éprouvettes à la fin du test sont présentées à l'Annexe A.

Les bétons P3-1 à P3-3 ont des masses moyennes de débris largement inférieures à 500 g/m². Tous ces bétons ont aussi un facteur d'espacement inférieur à la limite maximale de 230 µm. Les bétons P3-4 et P3-5 ont des facteurs d'espacement très voisins (263 et 265 µm) mais les masses de débris sont très différentes soit 229 g/m² et 608 g/m² respectivement. Ces deux résultats suggèrent qu'il existe une certaine variabilité associée aux mesures du facteur d'espacement et de la masse de débris. Ils suggèrent aussi qu'un facteur d'espacement de l'ordre de 260 µm semble constituer une valeur maximale pour ne pas dépasser la limite de 500 g/m². Le béton P3-6, qui possède un facteur d'espacement bien supérieur à 230 µm, montre une masse de débris supérieurs à 500 g/m². L'analyse détaillée de ces résultats sera présentée au chapitre suivant.

Tableau III-26 Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 3

Bétons	\bar{L} [µm]	Volume d'air dans le béton durci [%]	Masse de débris		
			Éprouvette A [g/m ²]	Éprouvette B [g/m ²]	Moyenne [g/m ²]
P3-1	190	3,1	130	197	163
P3-2	212	4,4	204	236	220
P3-3	215	2,9	240	145	193
P3-4	263	2,9	252	206	229
P3-5	265	3,7	801	415	608
P3-6	353	3,9	738	296	517

III-5.4 PHASE 4 - EFFET DE L'UTILISATION D'UN GRANULAT MARGINAL

III-5.4.1 Résistance à la compression

La Figure III-30 présente l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps pour les quatre bétons de la phase 4. Pour cette phase, il faut noter que la chambre d'écaillage a subi un bris

pendant une semaine. Les éprouvettes touchées ont été conservées saturées à la température ambiante du laboratoire durant cette période. Cette procédure est en conformité avec la procédure normalisée BNQ 2621-905 annexe B. Tous les bétons de cette phase ont été fabriqués avec le liant C et avec le gros granulat marginal. La principale différence entre ces bétons est le volume d'air qui varie de 3,0 à 7,6 %.

Les courbes de la Figure III-30 montrent que le béton GM-3 possède une résistance à la compression plus faible que celles des trois autres bétons de cette phase. Cette plus faible résistance découle principalement du volume d'air plus élevé dans ce béton (7,6 %). Tous les bétons de cette phase respectent l'exigence minimale de 35 MPa pour la résistance à la compression. Ces résultats confirment que le granulat marginal permet d'atteindre des résistances à la compression similaires à celles obtenues avec le granulat de référence.

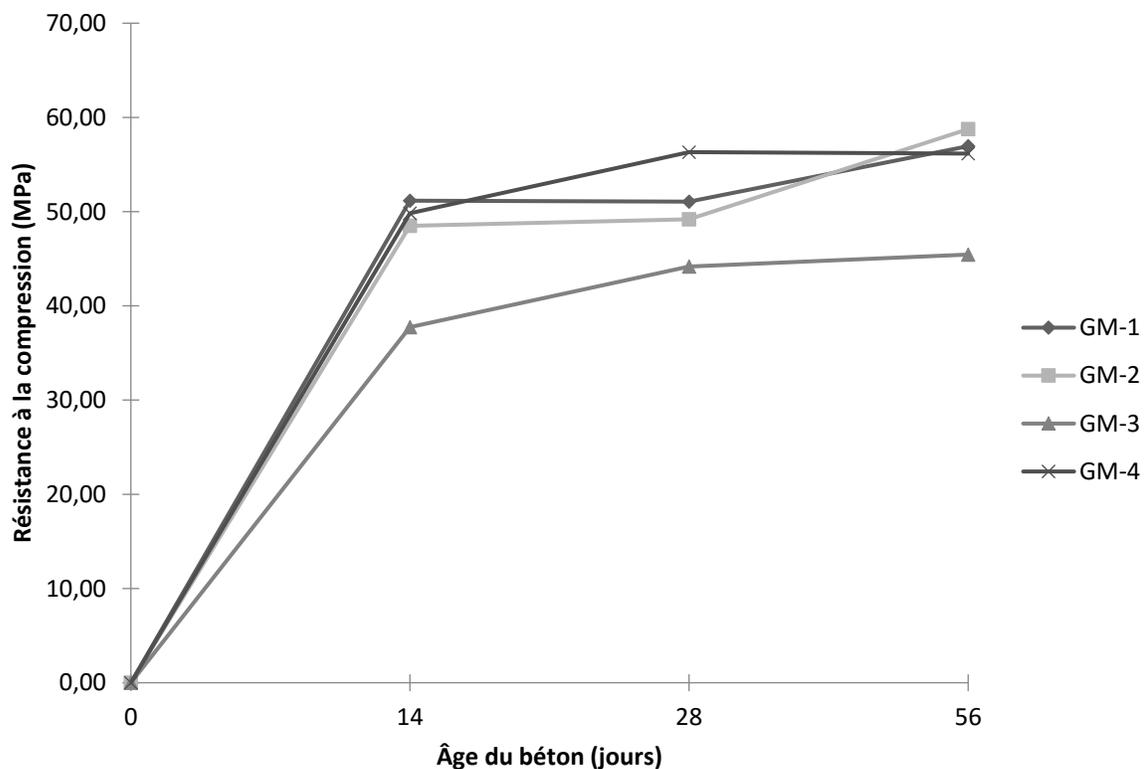


Figure III-30 Résistance à la compression des bétons de la phase 4

III-5.4.2 Résistance à l'écaillage

Les résultats des essais d'écaillage pour ces quatre bétons sont présentés au Tableau III-27. Pour chaque béton, on y retrouve le facteur d'espacement, le volume d'air dans le béton durci et la masse des débris pour chaque paire d'éprouvettes (A et B).

Dans cette phase, la moyenne des écarts entre les éprouvettes A et B est de 301 g /m². Cet écart moyen est le plus grand des quatre phases de cette étude. Cela suggère que l'utilisation d'un granulat

marginal tend à augmenter la variabilité de la masse des débris pour une paire d'éprouvettes provenant d'un même béton.

Trois des quatre bétons de cette phase montrent une masse de débris supérieurs à la limite de 500 g/m². Deux bétons ont un facteur d'espacement relativement élevé (>330 µm), ce qui peut contribuer à expliquer l'écaillage important. Cependant, un de ces trois bétons a un facteur d'espacement faible (158 µm) et montre néanmoins un écaillage important (929 g/m²). Cette mauvaise résistance à l'écaillage pourrait résulter d'une plus grande quantité d'éclatement des particules du gros granulat. Le béton GM-4 montre un écaillage acceptable (357 g/m²) en présence d'un facteur d'espacement tout juste sous la limite maximale de 230 µm. Ces résultats d'écaillage seront analysés plus en détail au chapitre suivant.

Les courbes détaillées de progression de la masse de débris en fonction du nombre de cycles de gel-dégel et l'aspect visuel des éprouvettes à la fin du test sont présentées à l'Annexe A.

Tableau III-27 Masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des bétons de la phase 4

Béton	\bar{L} [µm]	Volume d'air dans le béton durci [%]	Masse de débris		
			Éprouvette A [g/m ²]	Éprouvette B [g/m ²]	Moyenne [g/m ²]
GM-1	480	1,9	937	655	796
GM-2	334	2,6	570	1049	810
GM-3	158	5,8	1109	750	929
GM-4	223	4,1	399	314	357

III-6 ANALYSE DES RÉSULTATS

Ce chapitre porte sur l'analyse détaillée des résultats expérimentaux présentés au chapitre III-5. Cette analyse est divisée en quatre sections principales qui portent sur chacune des quatre phases expérimentales de ce projet.

III-6.1 INFLUENCE DU TYPE DE LIANT ET DU TYPE DE MURISSEMENT SUR LA RESISTANCE A L'ÉCAILLAGE MESURE EN LABORATOIRE

La phase 1 a pour objectif de déterminer l'effet du type de liant utilisé ainsi que l'effet de la méthode de mûrissement sur les performances à l'écaillage des bétons avec liant ternaire. Dans cette phase, les bétons réalisés présentent tous d'excellents réseaux d'air afin de s'assurer qu'ils soient représentatifs des bétons utilisés dans la pratique usuelle. Actuellement, un béton soumis au test BNQ 2621-905 doit produire moins de 500 g/m² de débris pour être jugé conforme.

L'expérience pratique récente suggère que la durabilité à l'écaillage du béton peut varier en fonction du type de liant ternaire. Cette phase vise à comparer la performance à l'écaillage de trois liants ternaires et d'un liant binaire et à comparer l'influence du type de cure sur la durabilité à l'écaillage de chacun de ces quatre liants.

Les méthodes de cure étudiées sont les suivantes :

- **14 jours PC** : l'utilisation de produits de cure est très fréquente lorsque les conditions de chantier ne permettent pas une cure humide. Pour ce projet on a sélectionné, un produit de cure de type durcissant de surface (détails dans l'annexe externe à ce rapport) ne nécessitant pas d'être enlevé avant l'application d'une membrane. Cet agent de cure a été appliqué sur les éprouvettes d'écaillage dès que la surface le permet et conservé pendant 14 jours à l'intérieur à température ambiante. Après ces 14 jours qui remplacent la cure humide, les échantillons sont soumis à la même procédure de la norme BNQ 2621-905.
- **14 jours SG** : L'utilisation d'un géotextile qui recouvre le fond des moules d'écaillage est apparue dans les dernières versions de la norme BNQ. Puisque cette pratique est questionnée par certains laboratoires et chercheurs et qu'elle complique la procédure d'essai, des éprouvettes ont été testées sans géotextile afin de les comparer à celles testées avec géotextile. Hormis cette dérogation, la procédure expérimentale est conforme à la procédure normalisée BNQ 2621-905.
- **14 jours** : Cette condition correspond aux éprouvettes témoins testées exactement selon la procédure de la norme BNQ 2621-905. Elles permettent notamment de comparer la performance à l'écaillage des bétons fabriqués avec les 4 liants retenus par cette étude.
- **28 jours** : Tel que présenté dans la revue de la littérature, certains auteurs suggèrent que l'augmentation de la durée de cure humide pourrait avoir un effet bénéfique sur certains liants avec ajouts cimentaires. La cure standard de 14 jours a donc été allongée à 28 jours de cure humide. Suite à cette cure prolongée, la procédure d'écaillage utilise les mêmes étapes que celles de la norme BNQ 2621-905.
- **56 jours** : La cure humide a été prolongée à 56 jours avant d'utiliser les mêmes étapes de la norme BNQ 2621-905 une fois les éprouvettes sorties de la chambre humide.

III-6.1.1 Liant A

Le béton fabriqué avec le liant A possède un très bon réseau de bulle d'air avec un \bar{L} de 170 μm et un pourcentage d'air dans le béton frais de 6,7 %. La Figure III-31 présente la masse de débris, après 56 cycles de gel-dégel, pour chaque type de cure des éprouvettes de béton fabriquées avec le liant A. L'écart entre les éprouvettes A et B est indiqué par le trait vertical ajouté au sommet de chaque colonne de l'histogramme.

La cure normalisée de 14 jours permet au liant A de développer une bonne résistance à l'écaillage, car la masse de débris est de moins de 200 g/m², ce qui est largement inférieur à la limite maximale de 500 g/m².

La cure de 14 jours sans géotextile augmente légèrement la masse de débris. Cependant, la grande variabilité entre les éprouvettes A et B fait qu'il est difficile de conclure sur l'effet défavorable de l'absence de géotextile sur la résistance à l'écaillage pour le liant A.

L'utilisation du produit de cure à un effet nettement défavorable sur la durabilité à l'écaillage du béton fabriqué avec le liant A (Figure III-31). La masse de débris dépasse largement la limite maximale de 500 g/m². Ces résultats suggèrent que cette méthode de mûrissement ne permet pas à la pâte près de la surface de développer une faible porosité, une bonne imperméabilité et une résistance à la traction suffisante pour obtenir une bonne durabilité à l'écaillage.

Les résultats de la Figure III-31 montrent que le prolongement de la cure à 28 jours n'a pas d'effet sur la résistance à l'écaillage obtenue avec le liant A. Cependant, les résultats obtenus après 56 jours de cure humide indiquent clairement un effet défavorable sur la résistance à l'écaillage. La plus faible résistance à l'écaillage pourrait découler soit de la saturation plus importante de la porosité capillaire et/ou de la saturation partielle du réseau de bulles d'air près de la surface.

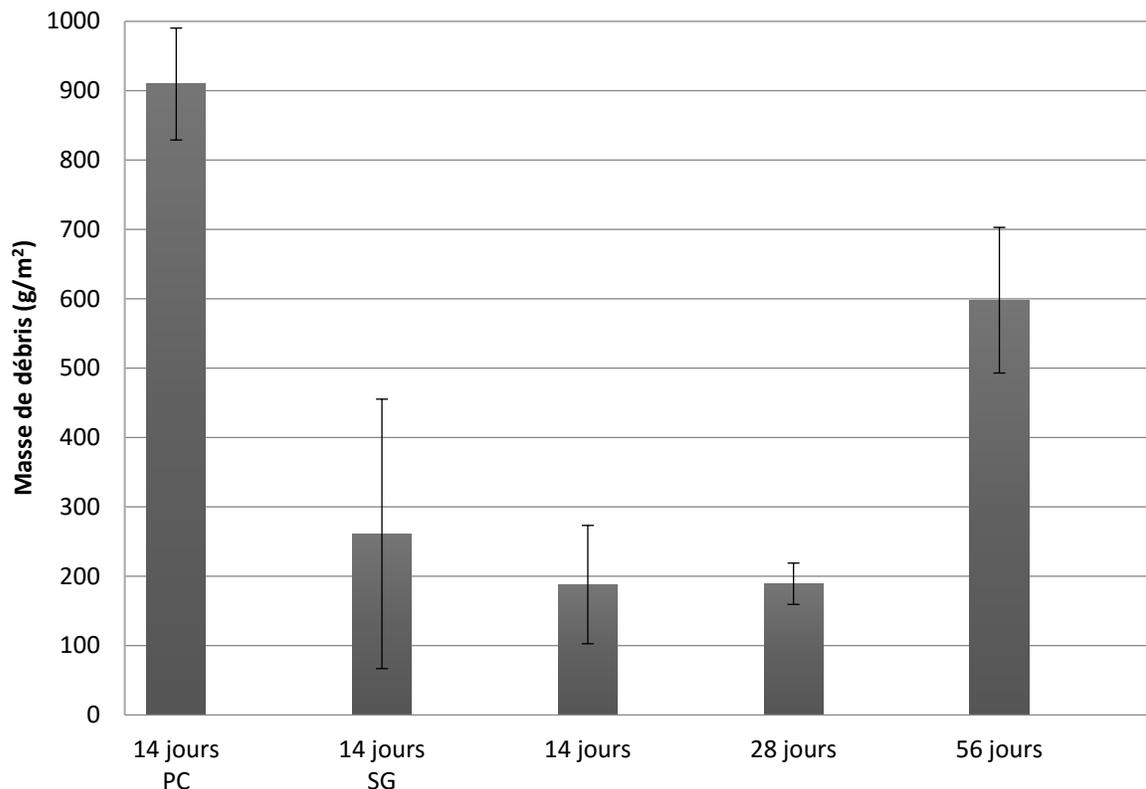


Figure III-31 Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant A

III-6.1.2 Liant B

Le béton fabriqué avec le liant B possède un très bon réseau de bulle d'air avec un \bar{L} de 110 μm et un pourcentage d'air dans le béton frais de 8,5 %. La Figure III-32 présente la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel pour les différents types de cure des éprouvettes fabriquées avec le liant B. La cure normalisée de 14 jours avec géotextile ne permet pas de développer une durabilité à l'écaillage acceptable selon les critères de la norme BNQ 2621-905. En effet, la masse de débris de plus de 2000 g/m^2 excède largement la limite maximale de 500 g/m^2 . L'absence de géotextile donne un résultat similaire, ce qui suggère que le géotextile n'influence pas la résistance à l'écaillage du béton fabriqué avec le liant B.

Contrairement aux résultats obtenus avec le liant A, l'utilisation d'un produit de cure a un effet favorable sur la résistance à l'écaillage du béton fabriqué avec le liant B. Cependant, la masse de débris après 56 cycles (1000 g/m^2) est néanmoins demeurée supérieure à la limite maximale de 500 g/m^2 . Ces résultats suggèrent que l'utilisation d'un produit de cure semble améliorer la résistance à l'écaillage des bétons qui sont intrinsèquement moins durables à l'écaillage, comme c'est le cas du béton fabriqué avec le liant B. Comparativement au mûrissement de 14 jours, l'utilisation d'un produit de cure pourrait contribuer plus efficacement au comblement et à l'imperméabilisation (diminution de la pénétration des ions chlore) du réseau capillaire plus grossier obtenu avec le liant B près de la surface exposée. Une étude microstructurale de la pâte près de la surface serait utile pour mieux comprendre l'effet du produit de cure sur la durabilité à l'écaillage obtenue avec le liant B.

Les résultats de la Figure III-32 montrent que le prolongement de la cure à 28 et 56 jours n'a pas beaucoup d'effet sur la durabilité à l'écaillage obtenue avec le liant B. La cure de 28 jours augmente légèrement la masse de débris alors que la cure de 56 jours diminue légèrement par rapport à la valeur obtenue avec 14 jours de cure. Globalement, pour le liant B, ces résultats démontrent que l'utilisation d'une cure prolongée ne permet pas d'atteindre une durabilité à l'écaillage qui satisfait l'exigence maximale de 500 g/m^2 demandée par la norme BNQ 2621-905.

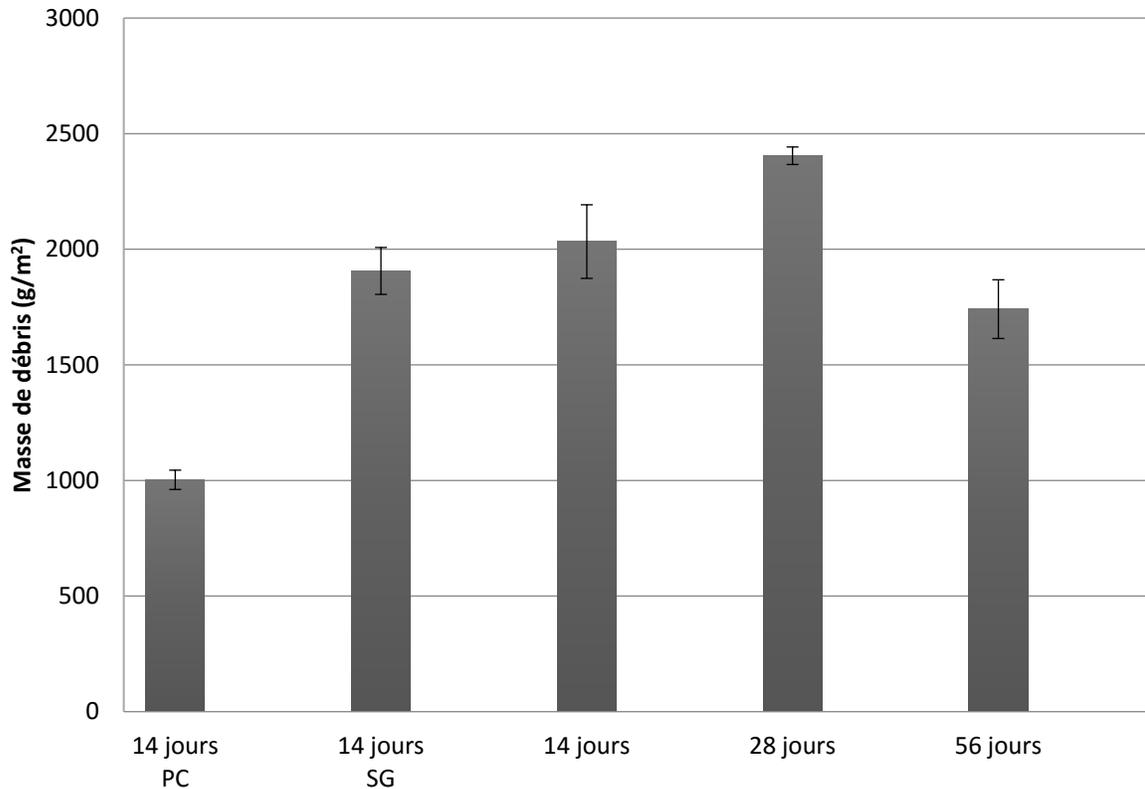


Figure III-32 Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant B

III-6.1.3 Liant C

Le béton fabriqué avec le liant C possède un très bon réseau de bulle d'air avec un \bar{L} de 137 μm et un pourcentage d'air dans le béton frais de 8,5 %. La Figure III-33 présente la masse des débris après 56 cycles de gel-dégel pour chaque type de cure des éprouvettes de béton fabriquées avec le liant C. L'écart entre les éprouvettes A et B indique que la répétabilité est acceptable et permet de bien différencier l'influence des types de cures sur la résistance à l'écaillage.

La cure normalisée de 14 jours est la plus favorable pour la résistance à l'écaillage du liant C. La masse des débris de 138 g/m^2 est très inférieure à la limite maximale de 500 g/m^2 . La cure de 14 jours sans géotextile produit une légère augmentation de la masse de débris (245 g/m^2), mais la masse totale des débris demeure sous la limite de 500 g/m^2 . Dans le cas du liant C, l'absence de géotextile semble donc avoir un effet légèrement défavorable sur la durabilité à l'écaillage.

L'utilisation d'un produit de cure a un effet nettement défavorable sur la résistance à l'écaillage du liant C (Figure III-33). La masse de débris (850 g/m^2) dépasse largement la limite de 500 g/m^2 . À nouveau, ce résultat indique que ce type de mûrissement ne permet pas au liant C de développer sa pleine durabilité à l'écaillage. Une étude supplémentaire serait requise pour pouvoir expliquer l'effet défavorable de ce type de cure. Il faudrait pouvoir évaluer comment ce type de cure influence la porosité et la microstructure de la pâte située près de la surface exposée.

Le prolongement de la cure jusqu'à 28 jours a peu d'effet sur la résistance à l'écaillage des bétons fabriqués avec le liant C. Cependant, les résultats de la Figure III-33 montrent clairement l'effet défavorable du prolongement de la cure jusqu'à 56 jours. La masse de débris atteint alors plus de 500 g/m². Il est difficile d'expliquer l'effet défavorable d'une cure de 56 jours. Il pourrait résulter d'une plus forte saturation de la pâte et/ou de la saturation du réseau d'air au voisinage de la surface exposée. Une plus grande saturation du réseau capillaire engendre une plus grande quantité d'eau gelable et, par conséquent, des pressions hydrauliques plus élevées. La saturation d'une partie du réseau de bulles d'air (notamment les plus petites bulles d'air) pourrait contribuer à diminuer la protection offerte par le réseau de bulles d'air entraîné.

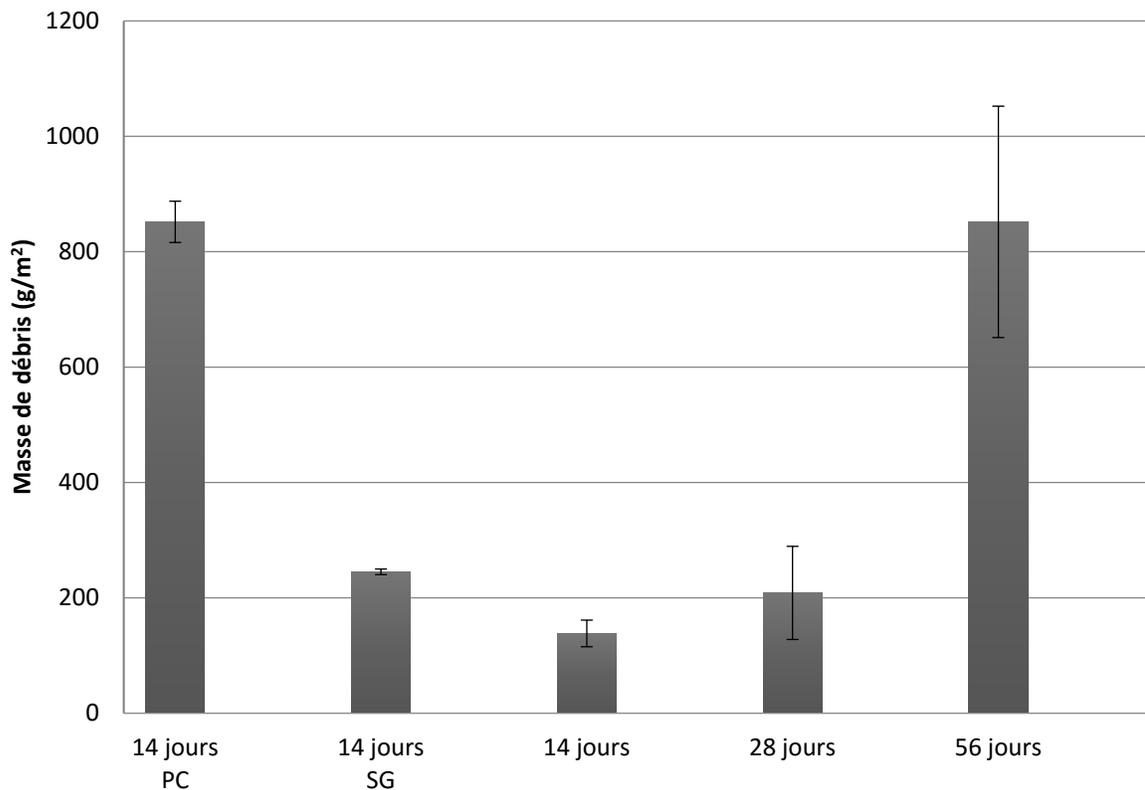


Figure III-33 Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant C

III-6.1.4 Liant D

Le béton fabriqué avec le liant D possède un très bon réseau de bulle d'air avec un \bar{L} de 160 μm et un pourcentage d'air dans le béton frais de 8,0 %. La Figure III-34 présente la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel pour chaque type de cure des éprouvettes de bétons fabriquées avec le liant D. L'écart entre les éprouvettes A et B est suffisamment faible pour bien mettre en évidence l'effet du type de cure sur la masse de débris. La cure normalisée de 14 jours avec géotextile permet au liant D de développer une très bonne résistance à l'écaillage, car la masse de débris de 174 g/m² est très inférieure à 500 g/m². L'absence de géotextile n'a pas d'effet sur la masse des débris (Figure III-34).

L'utilisation d'un produit de cure suivie d'un mûrissement à l'air ambiant de 14 jours a un effet défavorable sur la résistance à l'écaillage du béton produit avec le liant D. La masse de débris est alors de près de 400 g/m², ce qui est environ 2 fois plus élevé que celle obtenue avec le mûrissement humide de 14 jours. Cependant, même si l'utilisation du produit de cure est défavorable, la masse de débris est néanmoins acceptable puisqu'elle est tout juste inférieure à la limite maximale de 500 g/m².

Pour le liant D, le prolongement de la cure humide jusqu'à 28 et 56 jours semble améliorer très légèrement la résistance à l'écaillage qui était déjà, après 14 jours, tout à fait acceptable.

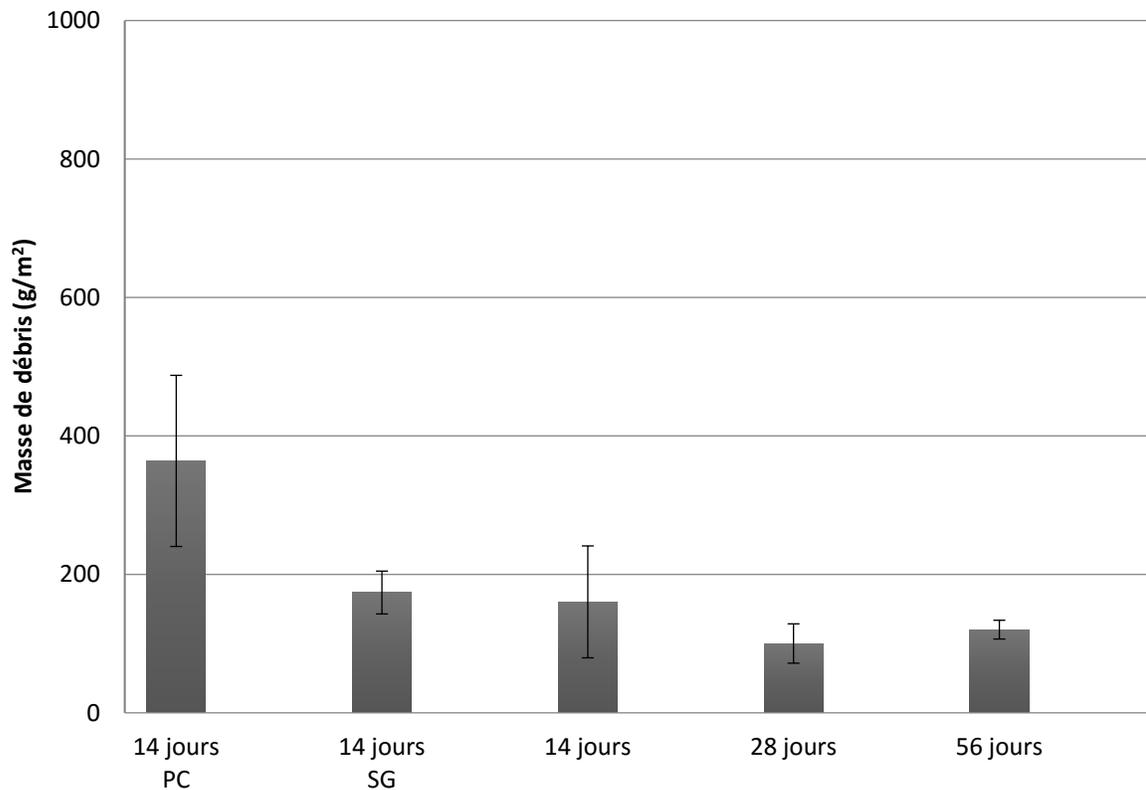


Figure III-34 Influence du type de cure sur la masse de débris après 56 cycles de gel-dégel des éprouvettes fabriquées avec le liant D

III-6.1.5 Analyse globale de l'influence du type de cure sur la résistance à l'écaillage des liants testés

La Figure III-35 présente l'influence du type de cure sur la masse de débris de tous les liants testés (A à D).

L'analyse de cette figure sera accomplie en fonction d'un type de cure spécifique en débutant par la cure normalisée de 14 jours avec géotextile.

Cette cure normalisée permet aux liants A, C et D de développer une bonne résistance à l'écaillage lorsque les bétons sont formulés selon les exigences du type V-S (380 kg de liant/m³, E/L = 0,4) et qu'ils sont protégés par un réseau de bulles d'air de bonne qualité ($\bar{L} < 200 \mu\text{m}$). Les résultats de la Figure III-35 montrent clairement que la cure normalisée ne permet pas au liant B de développer une

bonne résistance à l'écaillage malgré un réseau de bulle d'air de bonne qualité et une formulation conforme au type V-S. Ces résultats suggèrent que le liant B possède une résistance à l'écaillage intrinsèquement plus faible que celle des deux autres liants ternaires (A et C) et du liant binaire (D).

L'absence de géotextile au fond du moule a très peu d'effet sur la résistance à l'écaillage de tous les liants testés. Pour les liants A, C et D la masse des débris est légèrement plus grande, mais l'augmentation est faible et demeure généralement à l'intérieur des écarts entre les éprouvettes A et B. Pour le liant B, les résultats sont similaires puisque l'absence de géotextile a engendré une légère diminution de la masse de débris, mais l'écart est très faible et à nouveau est à l'intérieur des écarts entre les plaques A et B. Globalement, les résultats de la Figure III-35 démontrent que le géotextile n'a pas d'effet sur le résultat du test d'écaillage BNQ 2621-905, autant pour les bétons qui ont une faible masse de débris (liant A, C et D) que pour le béton qui a une masse de débris élevée (liant B) avec la cure humide de 14 jours. Ces résultats suggèrent de ne plus utiliser de géotextile en fond de moule puisqu'il est inutile du point de vue de la résistance à l'écaillage et qu'il entraîne des coûts supplémentaires liés à l'achat, la pose et l'enlèvement du géotextile lors de l'essai.

L'influence du produit de cure sur la résistance à l'écaillage dépend fortement du type de liant utilisé. Le mûrissement à l'aide du produit de cure a un effet très défavorable pour les liants A et C. Ces deux liants produisent des bétons avec une bonne résistance à l'écaillage lorsqu'ils sont soumis à une cure normalisée de 14 jours, mais leur résistance à l'écaillage devient nettement insuffisante avec la cure chimique. Cette méthode de cure ne remplace donc pas une cure humide de 14 jours dans le cas spécifique des liants A et C. Il faut cependant noter que la cure chimique pourrait être préférable à l'absence totale de cure. Puisque cette dernière condition n'a pas été testée, il est donc difficile d'évaluer l'efficacité absolue de la cure chimique sur la résistance à l'écaillage des liants A et C. En pratique la cure chimique est probablement préférable à l'absence de cure. C'est aussi une cure qui est relativement économique et simple à mettre en œuvre. Pour mieux évaluer l'efficacité de la cure chimique sur la résistance à l'écaillage, il serait nécessaire d'entreprendre une étude in situ de la durabilité à l'écaillage de structure en service.

Le béton fabriqué avec le liant B se démarque des trois autres, car c'est le seul pour lequel la cure chimique est favorable pour la résistance à l'écaillage. Même s'il y a un avantage à utiliser ce type de cure, il demeure que la masse des débris est néanmoins largement supérieure à la limite de 500 g/m². Ces résultats suggèrent que pour ce liant spécifique (B) il pourrait être avantageux d'utiliser le produit de cure lorsque le béton est exposé à un environnement sévère propice au développement de l'écaillage. Cette hypothèse devrait cependant faire l'objet d'une validation par une étude in situ de la résistance à l'écaillage de structure de béton en service.

Le liant D présente la meilleure résistance à l'écaillage et c'est aussi celui qui est le moins affecté par l'utilisation d'un agent de cure chimique. En effet, les résultats de la Figure III-35 montrent que même avec une cure chimique, la résistance à l'écaillage est acceptable (masse de débris < 500 g/m²). Ces résultats suggèrent que la cure chimique conviendrait pour les bétons fabriqués avec ce type de liant.

Cette technique est particulièrement bien adaptée à la pratique en raison de son coût et sa simplicité de mise en œuvre.

L'effet d'une cure prolongée de 28 jours diffère fortement en fonction du type de liant. Le prolongement de la cure à 28 jours a très peu d'effet sur la résistance à l'écaillage des bétons fabriqués avec les liants A, C et D. Elle a cependant pour effet de diminuer davantage la résistance à l'écaillage du liant B qui n'est déjà pas acceptable avec 14 jours de mûrissement humide. Globalement, ces résultats suggèrent que le prolongement de la cure à 28 jours n'est pas une approche efficace pour améliorer la durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec le liant B.

Les effets d'une cure prolongée à 56 jours sont différents en fonction du type de liant et aussi relativement différents des effets mesurés avec la cure de 28 jours. Cette fois, la cure de 56 jours diminue nettement la résistance à l'écaillage des bétons fabriqués avec les liants A et C. À l'inverse, elle est légèrement favorable dans le cas du liant B, quoique la masse de débris soit quand même largement supérieure à la limite de 500 g/m². Pour le liant D, la cure prolongée de 56 jours n'a pas d'effet sur la résistance à l'écaillage. Globalement ces résultats suggèrent qu'il n'y a aucun avantage à utiliser une cure prolongée de 56 jours du point de vue de la résistance à l'écaillage des liants testés.

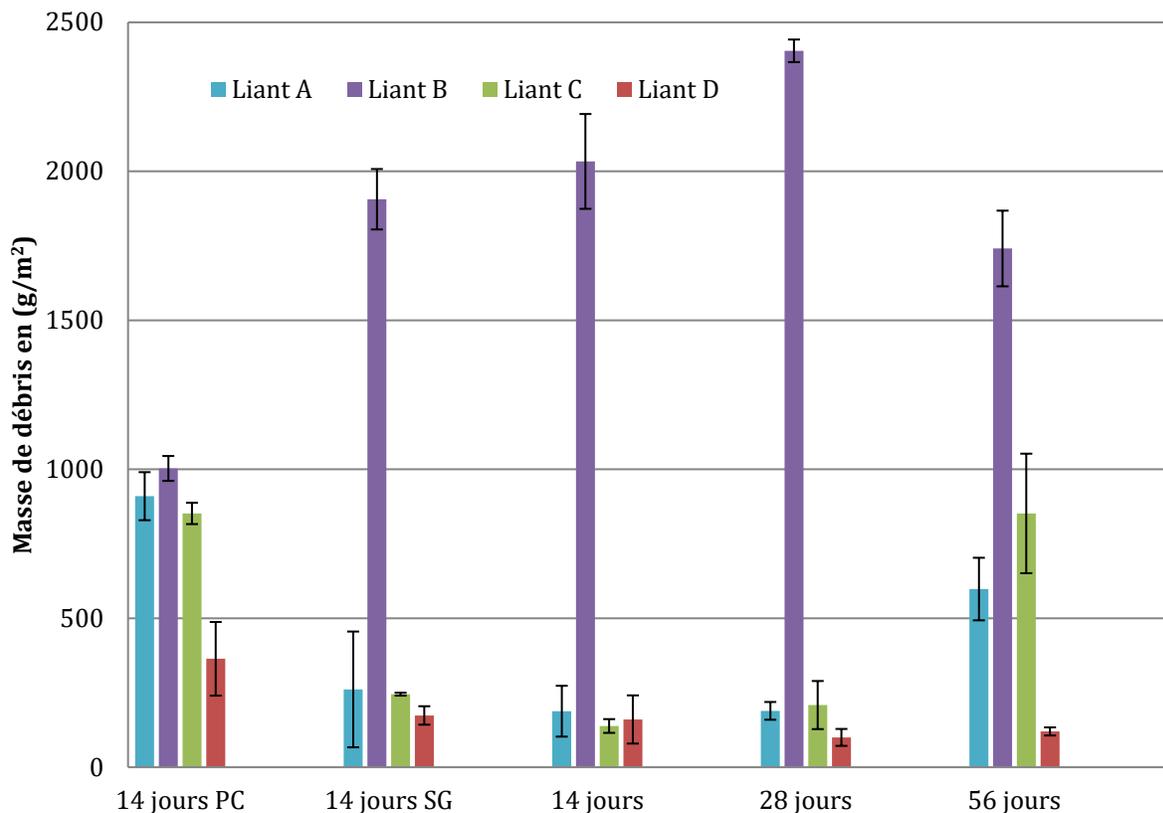


Figure III-35 Influence du type de cure sur la résistance à l'écaillage des liants A, B, C et D

III-6.2 INFLUENCE DU TYPE DE SUPERPLASTIFIANT SUR LA RESISTANCE A L'ÉCAILLAGE MESUREE EN LABORATOIRE

L'objectif de la phase 2 est d'étudier l'influence potentielle du type de superplastifiant (PNS et PCP) sur la résistance à l'écaillage d'un béton de type V-S. Pour ce faire, deux bétons ont été fabriqués avec le superplastifiant de type polynaphtalène (PNS) et un béton a été fabriqué avec le superplastifiant de type polycarboxylate (PCP). Le liant C a été utilisé pour produire tous ces bétons. La Figure III-36 présente la masse des débris après 56 cycles de gel-dégel en fonction du type de superplastifiant et du facteur d'espacement des bétons de la phase 2.

Les bétons P2-2 PCP et P2-3 PNS ont des facteurs d'espacement similaires (183 μm et 196 μm) respectivement. Puisqu'ils ont été produits avec le même liant C, leur durabilité à l'écaillage devrait donc être semblable. Les résultats de la Figure III-36 montrent que c'est effectivement le cas puisque la masse des débris du béton P2-2 PCP est de 210 g/m^2 et celle du béton P2-3 PNS est de 366 g/m^2 . Ces valeurs sont inférieures à la limite de 500 g/m^2 et correspondent à une bonne durabilité à l'écaillage. Ces résultats montrent que les deux types de superplastifiants permettent d'obtenir une bonne résistance à l'écaillage pourvu que le facteur d'espacement obtenu soit suffisamment faible, c'est à dire inférieur à la limite de la norme CSA A23.1 de 230 μm maximum.

L'importance de satisfaire la limite maximale de 230 μm est notamment démontrée par la masse de débris obtenue avec le béton P2-1 PNS. Pour ce béton le facteur d'espacement de 294 μm excède cette limite et la masse de débris dépasse la limite maximale de 500 g/m^2 . Des données de la documentation technique indiquent que le type de superplastifiant peut influencer le réseau d'air entraîné. Par exemple, certains superplastifiant de type polycarboxylate favorisent l'entraînement d'air et tendent à augmenter le diamètre moyen des bulles d'air [34]–[37]. Les résultats de la phase 2 montrent que même si c'est effectivement le cas, c'est véritablement le facteur d'espacement qui est le paramètre qui gouverne la durabilité à l'écaillage.

Ainsi, quels que soient le type de superplastifiant, le volume d'air ou la surface spécifique des bulles, on peut présumer que la durabilité à l'écaillage des bétons de type V-S de la norme 3101 du MTQ sera bonne, pourvu que le facteur d'espacement soit faible, c'est-à-dire inférieur à la limite maximale usuelle de 230 μm .

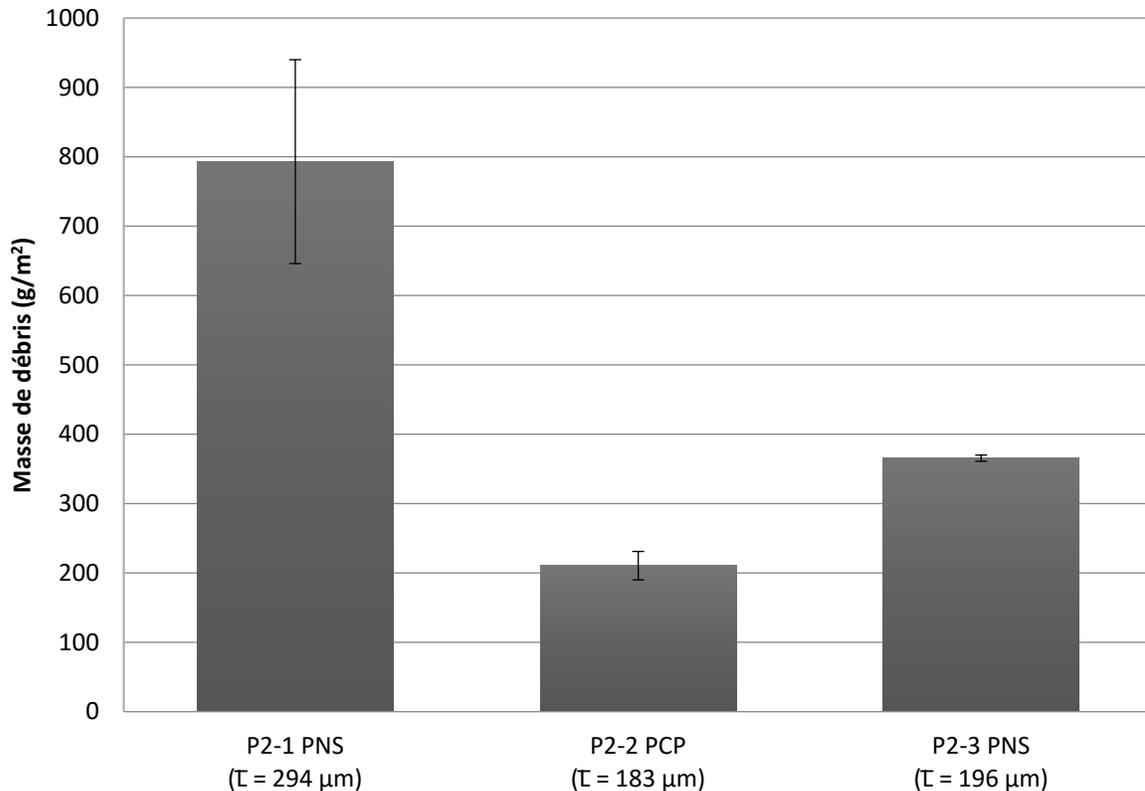


Figure III-36 Influence du type de superplastifiant sur la résistance à l'écaillage des bétons fabriqués avec le liant C

III-6.3 INFLUENCE DU FACTEUR D'ESPACEMENT SUR LA RESISTANCE A L'ECAILLAGE EN LABORATOIRE

L'objectif de la phase 3 était d'évaluer l'influence d'une variation du facteur d'espacement sur la résistance à l'écaillage du béton de type V-S fabriqué avec le liant C. Cette démarche vise à identifier une plage de facteur d'espacement limite qui départage des bétons avec une bonne et une moins bonne résistance à l'écaillage. Une bonne résistance à l'écaillage correspond à une masse de débris à 56 cycles de gel-dégel inférieur à 500 g/m². La Figure III-37 présente la masse de débris en fonction du facteur d'espacement de huit bétons fabriqués avec le liant C. Ce groupe de béton comprend les 6 bétons de la phase 3 plus un béton de la phase 1 et un béton de la phase 2. Tous ces bétons ont été mûris selon la procédure normalisée de 14 jours humides avec géotextile.

Les résultats de la Figure III-37 montrent que les cinq bétons avec un facteur d'espacement de 263 μm et moins ont une masse de débris très similaire et largement inférieur à la limite de 500 g/m². Les trois bétons avec un facteur d'espacement de 265 μm et plus ont tous une masse débris supérieur à 500 g/m². Ces résultats suggèrent que pour le liant C, il existe un facteur d'espacement limite d'environ 250 à 260 μm au-delà duquel la durabilité à l'écaillage est insuffisante. Pour des facteurs d'espacement supérieur à 260 μm, la masse débris est non seulement plus importante, mais la variabilité entre les éprouvettes A et B est bien plus importante.

Globalement, ces résultats confirment que les bétons de type V-S fabriqués avec le liant C peuvent développer une bonne résistance à l'écaillage. Il est cependant très important de s'assurer que le facteur d'espacement soit suffisamment faible pour bien protéger le béton contre l'écaillage. La valeur maximale semble être d'environ 250 à 260 μm pour le liant C. Comparativement au cas de gel-dégel interne, l'exigence pour le facteur d'espacement est donc plus sévère dans le cas de l'écaillage (250 à 260 μm) que pour la fissuration interne (\bar{L} critique de 340 μm [38]). En pratique, il conviendrait donc de spécifier un facteur d'espacement maximal unique inférieur à 250 μm pour s'assurer d'une bonne durabilité à l'écaillage et à la fissuration interne.

Dans ce contexte, l'exigence réglementaire usuelle de 230 μm maximum pour le facteur d'espacement semble donc applicable dans le cas du liant C.

Les résultats de la Figure III-37 suggèrent aussi qu'une limite de 500 g/m^2 semble adéquate comme valeur maximale de la masse de débris des bétons considérés comme possédant une bonne durabilité à l'écaillage. La limite de 500 g/m^2 de la norme BNQ 2621-905 semble donc applicable et confirmée pour les bétons de type V-S fabriqués avec le liant C.

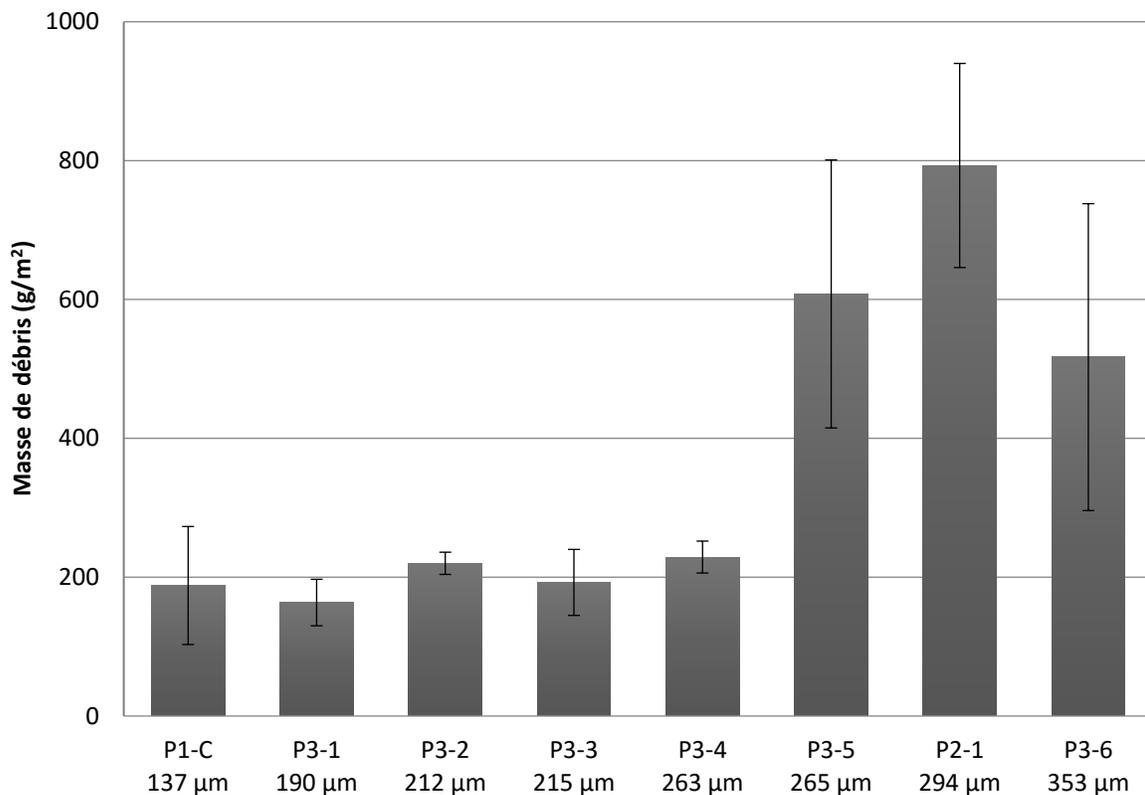


Figure III-37 Influence du facteur d'espacement sur la résistance à l'écaillage de bétons fabriqués avec le liant C

III-6.4 INFLUENCE D'UN GROS GRANULAT MARGINAL SUR LA RESISTANCE A L'ÉCAILLAGE AU LABORATOIRE

L'objectif de la phase 4 est d'évaluer l'influence de l'utilisation d'un granulats marginal sur la résistance à l'écaillage mesurée selon la procédure BNQ 2621-905. Le granulats marginal a donc été utilisé pour fabriquer quatre bétons de type V-S en utilisant le liant C. La Figure III-38 présente la masse des débris des quatre bétons fabriqués avec le granulats marginal. Les bétons GM-1 et GM-2 ont un facteur d'espacement élevé supérieur à 250 μm et, sans surprise, leur masse des débris dépasse la limite de 500 g/m^2 . Le cas du béton GM-3 est plus singulier puisque malgré un facteur d'espacement faible de 158 μm , la masse des débris est largement supérieure à la limite de 500 g/m^2 . Le béton GM-4 montre une bonne résistance à l'écaillage, qui sur la base des résultats des phases précédentes est normale puisque le facteur d'espacement est relativement faible et inférieur à 250 μm .

Pour pouvoir analyser plus précisément l'effet du granulats marginal, il est nécessaire de comparer sa durabilité à l'écaillage avec celle du granulats de référence. Plusieurs types de comparaisons sont possibles sur la base d'un facteur d'espacement semblable, d'une masse de débris semblable et d'une masse de débris et de facteurs d'espacements semblables. Le Tableau III-28 a été conçu pour établir et faciliter ces comparaisons.

La première colonne présente le type de comparaison :

1. \bar{L} et masse de débris semblables
2. \bar{L} semblables
3. Masse de débris semblables

Tableau III-28 Quantités et pourcentage de surface de « pop out » pour six mélanges

Type de comparaisons	Bétons	\bar{L} (μm)	Granulat	Masse de débris (g/m^2)		Surface de pop out (%)		Nombre de pop out	
\bar{L} et masse de débris semblable	P3-4 #1	263	Référence	252	229	1,4	1,5	92	99
	P3-4 #2			206		1,6		105	
	GM-4 #1	223	Marginal	399	357	2,7	2,4	133	141
	GM-4 #2			314		2,1		148	
\bar{L} semblable	P3-6 #1	353	Référence	738	517	1,9	1,6	63	68
	P3-6 #2			296		1,2		73	
	GM-2 #1	334	Marginal	570	810	4,4	4,0	133	141
	GM-2 #2			1049		3,6		148	
Masse de débris semblable	P2-1 #1	294	Référence	940	793	1,1	1,3	64	66
	P2-1 #2			646		1,4		68	
	GM-3 #1	158	Marginal	1109	929	4,2	3,5	154	132
	GM-3 #2			750		2,8		109	

La deuxième colonne indique les bétons choisis pour établir une comparaison donnée. Tous les bétons du Tableau III-28 ont été fabriqués avec le liant C et le superplastifiant de type PNS. La troisième colonne indique le facteur d'espacement. La quatrième colonne indique le type de granulat choisi (référence et marginal pour chaque comparaison). La cinquième colonne présente les masses des débris à 56 cycles. Les quatre dernières colonnes indiquent la surface totale des « pop-outs » exprimée en pourcentage de la surface totale et le nombre de « pop-outs ». Ces valeurs ont été calculées selon la procédure développée et présentée dans la section III-4.4.3 de ce rapport.

La Figure III-39 présente les masses de débris obtenues avec le granulat marginal et le granulat de référence pour les trois types de comparaisons décrites au Tableau III-28. Les bétons P3-4 et GM-4 possèdent des \bar{L} semblables (263 μm et 223 μm) et une masse des débris dans la plage de 200 à 400 g/m^2 . On constate cependant que c'est le granulat marginal qui engendre la plus forte masse des débris.

Les bétons P3-6 et GM-2 ont des facteurs d'espacement très similaire de 353 et 334 μm . À nouveau, on remarque que c'est le granulat marginal qui produit la masse des débris la plus élevée avec une valeur qui atteint 800 g/m^2 alors que celle du granulat de référence (517 g/m^2) est tout juste au-dessus de la limite de 500 g/m^2 .

Les bétons P2-1 et GM-3 ont des masses de débris voisines (800 – 950 g/m^2). C'est encore avec le granulat marginal que la plus grande masse de débris a été obtenue. Le granulat marginal semble avoir un effet défavorable puisque malgré un facteur d'espacement faible (158 μm) la masse des débris est très élevée. Ces résultats suggèrent qu'une proportion relativement importante de la masse totale des débris pourrait provenir non pas uniquement d'un endommagement (écaillage) du mortier, mais plutôt de l'endommagement des particules du gros granulat (« pop-outs »). En effet, le réseau de bulles d'air peut offrir une protection pour la pâte et le mortier, mais il ne peut pas offrir une protection contre l'éclatement de la structure interne du minéral de la particule du gros granulat marginal. Une plus grande quantité de « pop-out » pourrait donc expliquer la moins bonne résistance à l'écaillage obtenue avec le granulat marginal. L'analyse du nombre et des surfaces totales de « pop-outs » est nécessaire pour évaluer cette hypothèse.

La Figure III-40 présente la surface des gros granulats éclatés en fonction du type de gros granulat et pour chacune des comparaisons choisies précédemment. Les bétons P3-4 et GM-4 possèdent des facteurs d'espacement similaires, mais on a montré que la masse des débris du béton GM-4 est plus élevée.

Les résultats de la Figure III-40 suggèrent que cette masse de débris plus élevée découle en partie d'une plus grande quantité de granulat éclatés puisque ce granulat présente une surface éclatée de 2,5 % comparativement à 1,5% pour le granulat de référence.

La même tendance s'observe aussi dans le cas des bétons P3-6 et GM-2 pour lesquels la surface éclatée mesurée avec le granulat marginal (GM-2 4,0%) est nettement supérieure à celle du granulat

de référence (P3-6 1,6%). Une plus grande quantité de granulats éclatés (« pop-outs ») avec le granulat marginal pourrait donc expliquer pourquoi la masse des débris obtenue avec ce granulat (800 g/m^2) est bien supérieure à celle obtenue avec le granulat de référence (517 g/m^2) malgré les facteurs d'espacement presque identiques pour les deux bétons (353 et $334 \mu\text{m}$).

La comparaison des bétons P2-1 et GM-3 confirme l'hypothèse de la plus grande proportion de gros granulats éclatés avec le granulat marginal. En effet, deux bétons ont des masses de débris similaires (800 à 900 g/m^2). Dans le cas du granulat marginal, cette masse de débris élevée a été obtenue avec un \bar{L} de seulement $158 \mu\text{m}$. de la Figure III-40 montre que dans ce cas, la surface éclatée est élevée à $3,5\%$ on peut donc conclure que la résistance à l'écaillage déficiente du béton GM-3 découle principalement d'une forte quantité d'éclatement (« pop-outs ») et non pas d'une protection insuffisante de la pâte, puisque le \bar{L} est de $158 \mu\text{m}$.

La Figure III-41 présente le nombre d'éclatements de granulat par éprouvette d'écaillage en fonction du type de gros granulat et des trois comparaisons choisies. Les résultats de cette figure confirment ceux de la figure précédente (III-6.10). En effet, pour les trois comparaisons choisies, le nombre d'éclatements obtenu avec le granulat marginal est systématiquement supérieur à celui obtenu avec le granulat de référence,

Ces résultats appuient les conclusions précédentes à l'effet que le granulat marginal est plus sensible à l'écaillage et que l'éclatement des particules lors du test d'écaillage est en partie responsable des plus grandes masses de débris obtenues avec ce type de gros granulats.

Globalement, les résultats de la phase 4 suggèrent qu'il existe une relation entre les résultats du test micro-Deval d'un gros granulat et la durabilité à l'écaillage d'un béton de type V-S fabriqués avec ce gros granulat. En effet, des essais d'écaillage réalisés avec la procédure BNQ 2621-905 ont montré qu'un gros granulat dont le micro-Deval est de 18% et qui est proche des limites de 17% ou 19% (CSA A23.1) se révèle effectivement moins durable à l'écaillage.

Cette durabilité plus faible est non seulement observée avec un facteur d'espacement élevé ($334 \mu\text{m}$), mais aussi avec un facteur d'espacement faible ($158 \mu\text{m}$). Il faut cependant souligner que cette relation entre le micro-Deval et l'écaillage n'est pas encore suffisamment bien comprise pour pouvoir fixer une limite maximale précise pour la valeur du micro-Deval d'un granulat utilisé dans un béton sévèrement exposé à l'écaillage. Par exemple, le béton GM-4, fabriqué avec le gros granulat marginal montre une résistance à l'écaillage acceptable avec un facteur d'espacement de $223 \mu\text{m}$.

Une étude plus vaste de la corrélation entre le micro-Deval et la durabilité à l'écaillage devrait être entreprise pour pouvoir déterminer s'il pourrait être utile de fixer une limite maximale du micro-Deval d'un gros granulat exposé à l'écaillage. Cette étude devrait notamment porter sur un échantillonnage vaste et représentatif des sources de gros granulats disponibles.

En attendant, si la valeur de la perte au micro-Deval d'un gros granulat s'approche des limites maximales actuelles (CSA A23.1 (17% ou 19%)), il serait recommandé de vérifier sa performance au test d'écaillage avant de l'utiliser dans un béton sévèrement exposée au sels de déglacage.

Le résultat de l'essai de gel-dégel non confiné ne semble pas bien corrélé avec la durabilité à l'écaillage et notamment avec l'endommagement créé par l'éclatement des granulats lors de l'essai d'écaillage. En effet, le granulat marginal utilisé engendre clairement un écaillage plus sévère alors que sa perte au gel-dégel conforme de 4 % est nettement inférieure aux valeurs limite de 6 % ou 9 % de la norme CSA A23.1. Il y aurait lieu de poursuivre des recherches afin de préciser l'impact de la résistance au gel-dégel non confiné des granulats sur la résistance à l'écaillage du béton.

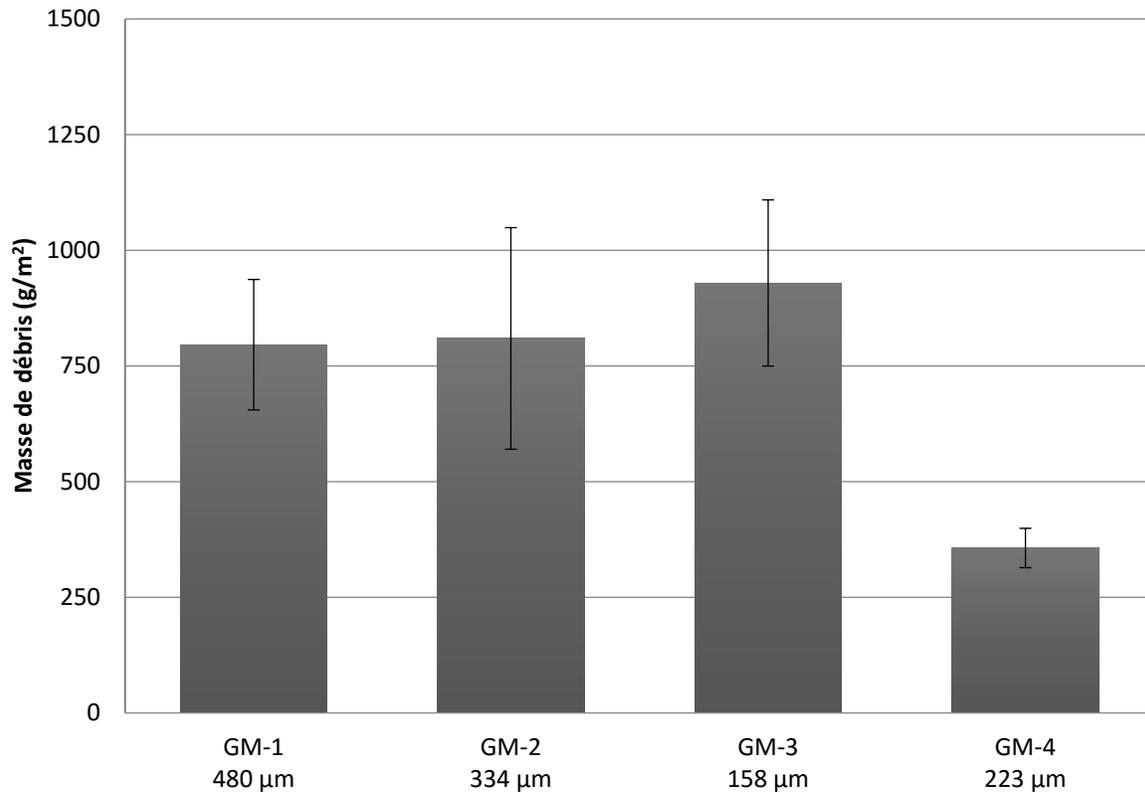


Figure III-38 Influence d'un gros granulat marginal et du facteur d'espacement sur la résistance à l'écaillage du béton fabriqué avec le liant C

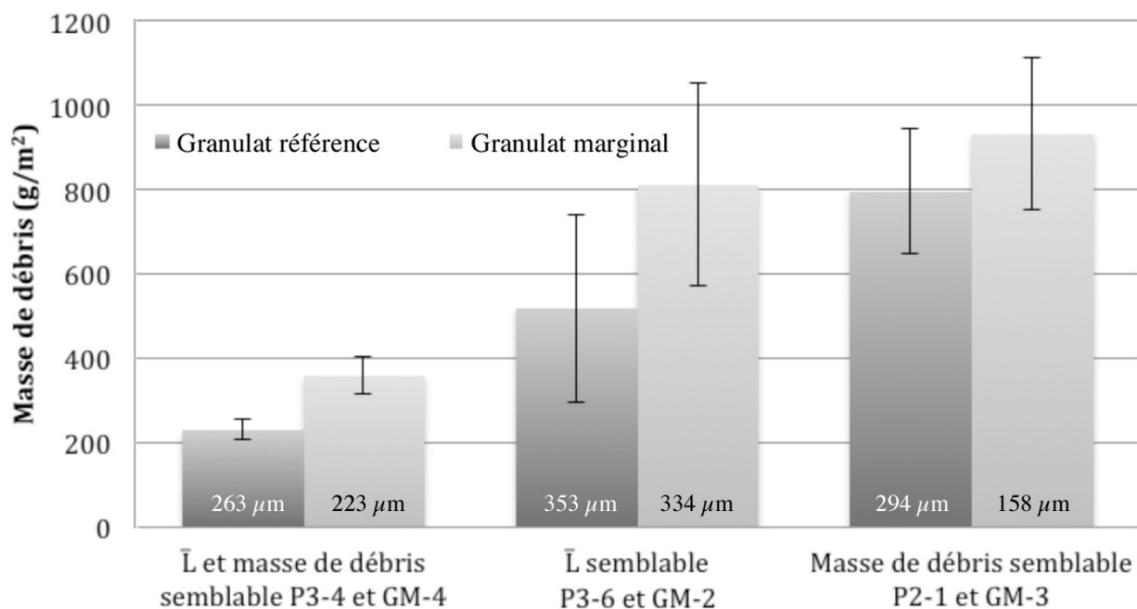


Figure III-39 Influence du gros granulat marginal sur la masse de débris en fonction de trois types de comparaisons par rapport au granulat de référence

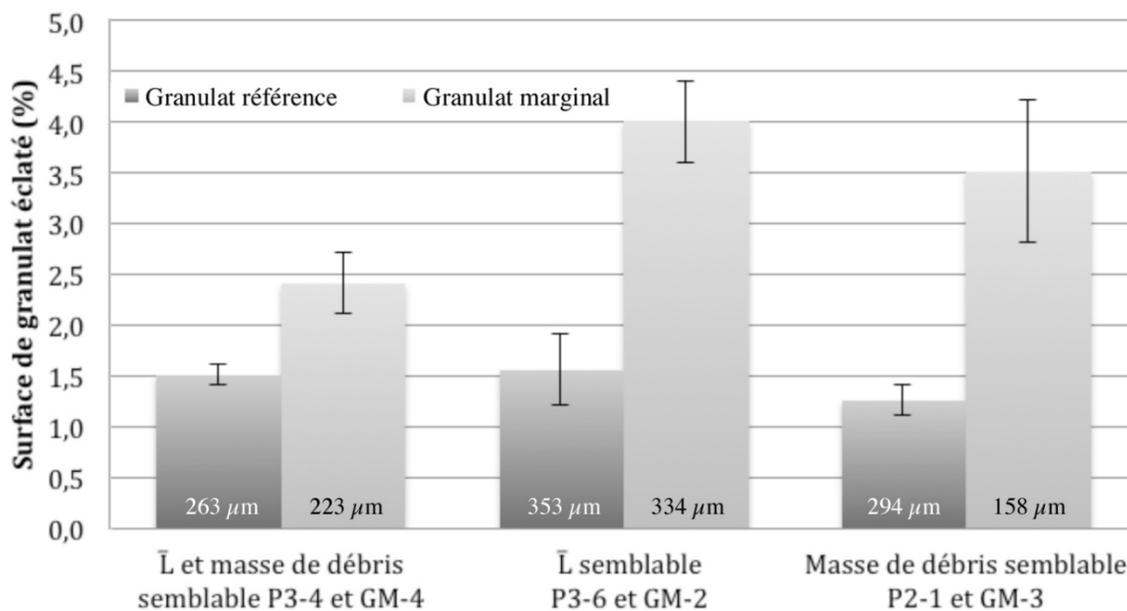


Figure III-40 Comparaisons des surfaces de granulats éclatés lors de l'écaillage pour les deux granulats

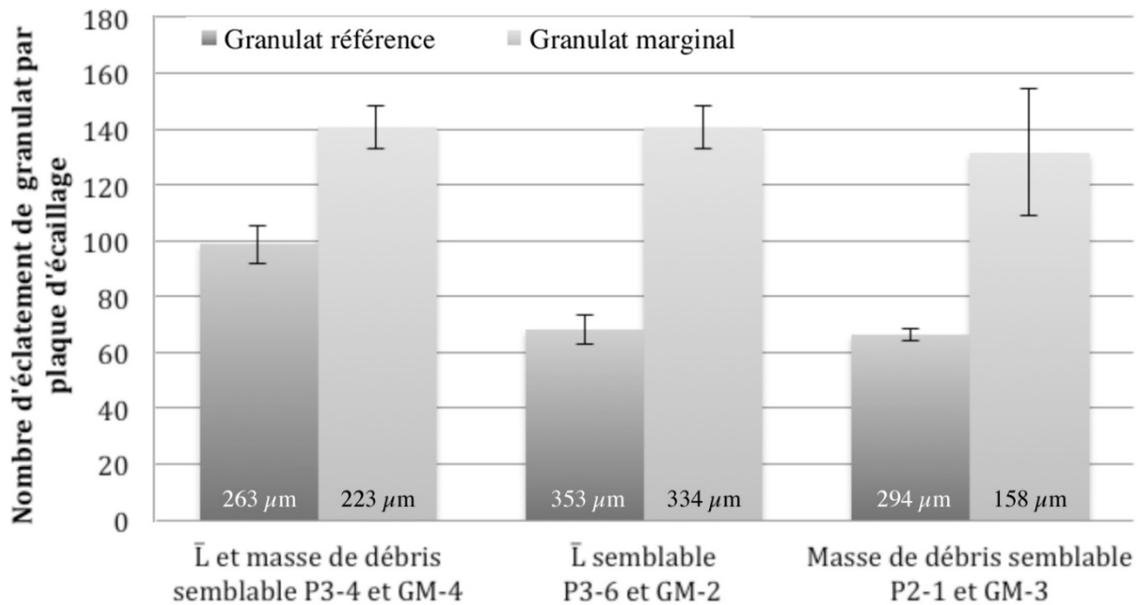


Figure III-41 Comparaisons de la quantité de granulats éclatés par plaque d'écaillage pour les deux granulats

III-7 CONCLUSIONS

Ce projet de recherche a permis de mieux comprendre la durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec des liants ternaires disponibles au Québec. Les résultats ont notamment permis de comprendre l'influence de certains paramètres de formulation dont : le type de liant, les caractéristiques du réseau de bulles d'air, le type de superplastifiant et l'influence de l'utilisation d'un gros granulat dont les caractéristiques sont marginales. On comprend aussi l'influence de certains paramètres expérimentaux associée à la procédure d'essai accélérée en laboratoire dont notamment le rôle du géotextile en fond de moule, la durée du mûrissement humide et l'effet d'un produit de cure chimique.

Cette recherche a démontré que la durabilité à l'écaillage d'un béton de type V-S, fabriqué avec un liant ternaire (que celui-ci contienne des cendres volantes ou des laitiers), peut être conforme à l'exigence de performance de 500 g/m² spécifiée dans la norme BNQ 2621-905. En laboratoire, il est tout à fait possible de satisfaire ce critère de performance en utilisant les liants A (GUb-F/SF), et C (Gub-S/SF) pour produire des bétons fabriqués avec un rapport E/L de 0,40 et avec un dosage en liant de 380 à 390 kg/m³. Ces mêmes paramètres de formulations utilisés avec le liant B (Gub-F/SF) n'ont cependant pas permis de produire des bétons durables à l'écaillage selon la procédure d'essais BNQ 2621-905.

Ces résultats démontrent que la durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec un liant ternaire est fonction des caractéristiques physico-chimiques spécifiques du liant (finesse, teneur en C₃S et C₂S, type d'ajout cimentaire, teneur en ajout cimentaire, etc.). Chaque liant doit donc faire l'objet d'une

caractérisation particulière de sa durabilité à l'écaillage. Il faut noter que la durabilité à l'écaillage obtenue avec le liant B pourrait être améliorée en utilisant un rapport E/L plus faible que 0,40 et un dosage en liant plus élevé que 390 kg/m³.

La procédure actuelle BNQ 2621-905, qui comporte une période de mûrissement humide de 14 jours, est adéquate pour caractériser la performance à l'écaillage des bétons de type V-S fabriqués avec des liants ternaires. La limite actuelle maximale de 500 g/m² pour la masse des débris à 56 jours permet de bien départager les bétons durables des bétons non durables.

Selon cette procédure, un facteur d'espacement des bulles d'air inférieur à 250 µm est requis pour obtenir une durabilité conforme pour le cas d'un béton de type V-S fabriqué avec les liants ternaires A et C. Un béton de type V-S fabriqué avec le liant ternaire B (E/L=0,40, 390 kg de liant/m³) n'est pas durable à l'écaillage même avec un facteur d'espacement aussi faible que 110 µm.

L'utilisation d'un géotextile en fond de moule (tel qu'exigé dans la procédure BNQ 2621-905 annexe B) pourrait être retirée des versions subséquentes de cette procédure d'essais. La présence ou l'absence de ce géotextile n'a que très peu d'effet sur le résultat du test et ce tant pour les valeurs élevées ou faibles de la masse débris.

Le prolongement de la période de cure humide jusqu'à 28 ou 56 jours ne permet pas d'améliorer la résistance à l'écaillage des bétons avec liants ternaires testés. L'hypothèse à l'effet qu'une cure prolongée pourrait permettre une meilleure hydratation de l'ajout cimentaire et une évolution plus rationnelle de leur durabilité à l'écaillage n'est donc pas vérifiée. Les résultats montrent que la durée de mûrissement humide de 56 jours est même défavorable à la durabilité à l'écaillage de certains liants ternaires. Une étude microstructurale serait utile afin de pouvoir expliquer cet effet.

En laboratoire, l'influence du produit de cure (cure chimique) sur la résistance à l'écaillage dépend fortement du type de liant utilisé. Ce type de mûrissement à un effet très défavorable pour les liants A et C et il ne doit donc pas remplacer la cure humide de 14 jours prévue pour les tests en laboratoire. Le liant B se démarque des deux autres liants ternaires, car c'est le seul pour lequel la cure chimique améliore la durabilité à l'écaillage. Dans ce cas, même si la cure chimique est favorable, elle ne conduit cependant pas à une durabilité à l'écaillage satisfaisante. Une étude microstructurale serait nécessaire pour pouvoir comprendre l'influence du produit de cure sur la durabilité à l'écaillage.

Pour un facteur d'espacement donné, le type de superplastifiant (polynaphtalène ou polycarboxylate) n'a pas d'effet sur la résistance à l'écaillage des bétons de type V-S fabriqués avec le liant C. Quel que soit le type de superplastifiant, c'est essentiellement le facteur d'espacement qui est le principal paramètre contrôlant la durabilité à l'écaillage de ces bétons.

Il existe une relation entre la perte à l'essai micro-Deval et la résistance à l'écaillage d'un béton de type V-S fabriqué avec ce granulat. Le gros granulat dont la perte au micro-Deval de 18% était proche de la limite de 17% (ou 19%) s'est relevé moins durable à l'écaillage que le granulat de référence ayant une perte moyenne de 9,8%. La relation entre la perte micro-Deval et la résistance à l'écaillage n'est pas encore suffisamment bien comprise pour pouvoir fixer une limite maximale pour la valeur micro-

Deval d'un granulats utilisé dans un béton exposé à l'écaillage. En effet, les résultats de cette étude suggèrent une corrélation possible, mais cette corrélation n'est basée que sur deux valeurs de micro-Deval. D'autres paramètres que le micro-Deval pourraient influencer le comportement à l'écaillage (absorption, teneur en particules fines). Une étude plus approfondie de la corrélation entre la perte micro-Deval et la durabilité à l'écaillage devrait être entreprise pour pouvoir caractériser davantage de sources granulaires et pour définir une éventuelle exigence normalisée. D'ici là, la durabilité à l'écaillage du béton fabriqué avec un gros granulats possédant une perte micro-Deval élevé devrait être vérifiée en laboratoire avant d'autoriser son utilisation dans un environnement comportant des sels de déglacages.

L'essai de gel-dégel non confiné ne semble pas bien corrélérer avec la durabilité à l'écaillage et notamment avec l'endommagement crée par l'éclatement des gros granulats lors du test d'écaillage. Il convient à nouveau de préciser que cette absence de corrélation n'est basée que sur seulement deux valeurs de l'essai de gel-dégel non confiné.

Ce projet de recherche permet d'identifier des travaux futurs pour préciser davantage certaines composantes de la durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec des liants ternaires :

- Il serait utile d'étudier la résistance à l'écaillage d'autres types de bétons fabriqués avec des liants ternaires, tels que les bétons autoplacants et les bétons à haute performance.
- Il faudrait poursuivre l'étude de la corrélation entre la perte micro-Deval et la durabilité à l'écaillage, notamment en testant un plus large éventail de sources granulaires disponibles au Québec.
- Il faudrait étudier de manière plus fondamentale la microstructure de surface des bétons avec liant ternaires pour tenter de mieux comprendre l'influence du type de cure sur leur durabilité à l'écaillage.

III-8 RÉFÉRENCES

- [1] G. Fagerlund, "Effect of air-entraining and other admixtures on the salt-scaling resistance of concrete," in *J. International Seminar on "Some Aspects of Admixtures and Industrial By-Products on the Durability of Concrete,"* 1986.
- [2] R. Gagné and L. Linger, "La durabilité des bétons: bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement," Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2008.
- [3] T. C. Powers, "The air requirement of frost resistant concrete," *Highw. Res. Board*, vol. 29, pp. 184–211, 1949.
- [4] M. Pigeon and R. Pleau, *Durability of concrete in cold climates, Modern concrete technology 4*. London: E & FN Spon, 1995.
- [5] T. C. Powers and R. A. Helmuth, "Theory of volume changes in hardened portland-cement paste during freezing," *Highw. Res. board*, vol. 32, pp. 285–297, 1953.
- [6] T. C. Powers, "Freezing effects in concrete," *ACI Spec. Publ.*, vol. 47, pp. 1–11, 1975.
- [7] M. Pigeon, R. Gagné, P.-C. Aïtcin, and M. Langlois, "La durabilité au gel des bétons à hautes performances," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 19, pp. 975–980, 1992.
- [8] A. Rösli, "Temperaturmessungen in Strassenbelägen, Versuche mit Tausalz, Winter 1975-1976 und 1976-1977." 1977.
- [9] A. Rösli and A. B. Harnik, "Improving the durability of concrete to freezing and deicing salts," *Durab. Build. Mater. Components. ASTM Spec. Tech. Publ. STP-691, ASTM, Philadelphia*, pp. 464–473, 1980.
- [10] A. B. Harnik, U. Meier, and A. Rösli, "Combined influence of freezing and deicing salt on concrete---Physical aspects," *Durab. Build. Mater. components*, vol. STP 691, pp. 474–484, 1980.
- [11] J. J. Valenza and G. W. Scherer, "Mechanism for Salt Scaling.," *J. Am. Ceram. Soc.*, vol. 89, no. 4, pp. 1161–1179, 2006.
- [12] CSA, "CSA A23.2-22C Calcul de la résistance à l'écaillage des surfaces de béton exposées à des produit chimiques de déglçage utilisant la perte de masse," in CSA A23.2, 2014.
- [13] BNQ, "Détermination de la résistance à l'écaillage du béton soumis à des cycles de gel-dégel en contact avec des sels de déglçage," BNQ 2621-905, p. 5, 2012.
- [14] ASTM, "Standard Test Method for," in C672/C672M WK9367 Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals, 2011, p. 3.

-
- [15] R. Gagné, “Note de cours durabilité et réparation du béton.” Université de Sherbrooke, 2014..
- [16] J. Marchand, M. Pigeon, D. Bager, and C. Talbot, “Influence of chloride solution concentration on deicer salt scaling deterioration of concrete,” *ACI Mater. J.*, vol. 96, no. 4, pp. 429–435, Aug. 1999.
- [17] J.-P. Ollivier and A. Vichot, *La durabilité des bétons: bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. 2008.
- [18] R. Gagné and J. Marchand, “La résistance à l'écaillage des bétons à haute performance: état de la question,” in *Comptes rendus de l'Atelier international sur la résistance des bétons aux cycles de gel-dégel en présence de sels fondants*, 1993, pp. 21–48.
- [19] R. Bleszynski, R. D. Hooton, M. D. A. Thomas, and C. A. Rogers, “Durability of ternary blend concrete with silica fume and blast-furnace slag: Laboratory and outdoor exposure site studies,” *ACI Mater. J.*, vol. 99, no. 5, pp. 499–508, Oct. 2002.
- [20] M. Radlinski, J. Olek, and T. Nantung, “Effect of Mixture Composition and Initial Curing Conditions on Scaling Resistance of Ternary (OPC/FA/SF) Concrete,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 20, no. 10, p. 668, 2008.
- [21] S. Khatibmasjedi, “Insights into the mechanisms of salt scaling of high volume fly ash concrete,” Oklahoma State University, 2014.
- [22] D. K. Panesar, “Freeze-thaw de-icer salt scaling resistance of concrete containing GGBFS,” McMaster University, 2007.
- [23] I. Afrani and C. Rogers, “The effects of different cementing materials and curing on concrete scaling,” *Cem. Concr. Aggregates*, vol. 16, no. 2, pp. 132–139, 1994.
- [24] S. E. Chidiac and D. K. Panesar, “Evolution of mechanical properties of concrete containing ground granulated blast furnace slag and effects on the scaling resistance test at 28 days,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 30, no. 2, pp. 63–71, 2008.
- [25] I. K. Battaglia, J. F. Munoz, and S. M. Cramer, “Proposed Behavioral Model for Deicer Scaling Resistance of Slag Cement Concrete,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 22, no. 4, p. 361, 2010.
- [26] A. Boyd and R. Hooton, “Long-Term Scaling Performance of Concretes Containing Supplementary Cementing Materials,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 19, no. 10, pp. 820–825, 2007.
- [27] M. Jolin, R. D. Hooton, A. Bilodeau, R. Gagné, N. Bouzoubaâ, and B. Fournier, “Deicing salt scaling resistance of concrete incorporating supplementary cementing materials: laboratory and field test data,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 35, no. 11, pp. 1261–1275, 2008.
- [28] M. Pigeon, C. Talbot, J. Marchand, and H. Hornain, “Surface microstructure and scaling resistance of concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 26, no. 10, pp. 1555–1566, 1996.
- [29] R. M. Ahani and M. R. Nokken, “Salt scaling resistance--the effect of curing and pre-saturation,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 26, no. 1, p. 558, 2012.
-

- [30] MTQ, "TOME VII Matériaux chapitre 3: bétons de masse volumique normale," 2014, p. 11.
- [31] MTO, "LS-412 Method of Test for Scaling Resistance of Concrete Surfaces," no. 17, p. 5, 2012.
- [32] A. canadienne de Normalisation, "CSA A23.2-29A Méthode d'essai pour déterminer la résistance à la dégradation des gros granulats par abrasion dans l'appareil micro-Deval," in Béton : Constituants et exécution des travaux/Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton, 2014, p. 5.
- [33] ASTM, "ASTM C192 Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory," 2015, p. 8.
- [34] R. J. Nkinambubanzi, P.-C., Mantellato, S., Flatt, "Superplasticizers in practice (chapitre 16)," in Science and technology of concrete admixtures, P.-C. Aïtcin and R. J. Flatt, Eds. 2016, p. 371.
- [35] K. MacDonald, "Polycarboxylate Ether and Slabs - Understanding How They Work in Floor Construction," Concrete Construction, Sep-2009.
- [36] C. Eickschen, E.;Müller, "Interactions of air-entraining agents and plasticizers in concrete," Cem. Int. 2, pp. 88–101, 2013.
- [37] L. L. Kuo, "Defoamers for hydratable cementitious compositions," 8,187,376, 2012.
- [38] R. Bouchard, "Durabilité aux cycles de gel-dégel de bétons fabriqués avec des liants binaires et ternaires," Université de Sherbrooke, 2016.

Partie IV

DONNÉES COMPLÉMENTAIRES IN SITU POUR DES STRUCTURES RÉALISÉES AVEC DES BÉTONS DE TYPE V-S CONTENANT DES CIMENTS TERNAIRES

Résumé

L'équipe de l'Université de Sherbrooke a réalisé des interventions sur six chantiers différents liés à la construction, à la réfection ou au remplacement d'ouvrages appartenant au MTQ et pour lesquels des bétons V-S contenant des ciments ternaires ont été utilisés. En plus d'alimenter d'une manière générale une base de données concernant les relevés de chantier, les interventions in situ pour ce projet permettent de répondre aux objectifs spécifiques suivants: 1- Comparer les réseaux d'air entraîné (RAE) obtenus en laboratoire et au chantier ; 2- Étudier l'influence du pompage du béton sur son RAE; 3- Mesurer les variations du RAE du béton en cours de production; 4- Étudier la relation entre la durabilité au gel et le volume d'air entraîné; 5- Proposer des recommandations pour les pratiques de chantier en rapport avec le RAE.

Les prélèvements et les essais au chantier ont été réalisés avec les mêmes normes que celles utilisées dans les parties I et II du projet global. Selon les chantiers concernés, les corps d'épreuves ont été prélevés avant ou après la pompe, placés dans des glacières laissées sur le site du chantier, ramassés le lendemain matin, puis mis en cure humide à l'UdeS jusqu'au début des essais concernés.

Pour tous les chantiers, les relations entre le volume d'air du béton frais et le facteur d'espacement avant pompage sont globalement similaires à celles obtenues en laboratoire dans le cadre de la partie I. Cependant, pour certains chantiers, les facteurs d'espacement sont plus faibles pour un même volume d'air que les mesures de laboratoire. Pour un des chantiers, des facteurs d'espacement mesurés après pompage sont supérieurs à 300 μm , ce qui est plus élevé que les valeurs obtenues en laboratoire avec des volumes d'air comparables de 5,5 et 6,5 %. Des éprouvettes de bétons prélevés au chantier (liants B et C) ont été soumises à des essais de gel-dégel selon la procédure ASTM C666. Leur durabilité au gel (fissuration interne) est excellente, car les facteurs d'espacements étaient tous inférieurs à 230 μm .

L'effet du pompage produit généralement une diminution du volume d'air, mais peut parfois engendrer une légère augmentation. Le pompage engendre souvent une dégradation du RAE qui peut se traduire par une augmentation considérable du facteur d'espacement. Toutefois, dans certains cas le facteur d'espacement est stable avec des variations négligeables. L'opération de pompage induit

une diminution de la surface spécifique des bulles, entre 3 et 15 mm⁻¹. Cette réduction peut être modérée (diminution de l'ordre de 3 mm⁻¹), ou bien plus importante, soit de l'ordre 8 à 15,0 mm⁻¹. Pour un des chantiers (#6), sur les 13 valeurs du facteur d'espacement mesurées après la pompe (13 livraisons différentes), toutes sont supérieures à la valeur maximale prescrite de 230 µm et quatre sont supérieures au \bar{L}_{crit} de 340 µm pour le liant C utilisé. En considérant les données recueillies et une perte d'air moyenne de 0,4 % due à la pompe pour ce chantier (#6), on peut en déduire que pour satisfaire la limite de 230 µm pour le facteur d'espacement, le volume d'air à l'état frais devrait être d'environ 7,4 % après pompage, soit de l'ordre de 7,8 % avant pompage. Pour obtenir un facteur d'espacement inférieur à la valeur critique de 340 µm pour le liant C, le volume d'air à l'état frais doit être supérieur ou égal à 6,0 % après pompage, soit de l'ordre de 6,4 % avant pompage.

L'exemple du chantier #6 pour lequel 100 % des facteurs d'espacement étaient supérieurs à 230 µm, même avec des volumes d'air atteignant 7,0 %, montre qu'il est important de réaliser une coulée de convenance pour réaliser une caractérisation avant et après pompage du volume d'air à l'état frais et du RAE. Il est proposé d'utiliser les résultats de la coulée de convenance pour définir les tolérances sur le volume d'air pour le contrôle des bétons au chantier, au lieu de considérer systématiquement l'intervalle de 5 à 8 %.

PARTIE IV DONNÉES COMPLÉMENTAIRES IN SITU POUR DES STRUCTURES RÉALISÉES AVEC DES BÉTONS DE TYPE V-S CONTENANT DES CIMENTS TERNAIRES

IV-1 OBJECTIFS DES INTERVENTIONS EN CHANTIER.....	IV.5
IV-2 DESCRIPTION DES INTERVENTIONS EN CHANTIER.....	IV.5
IV-3 INFORMATIONS RECUEILLIES EN CHANTIER	IV.6
IV-3.1 CHANTIER #1 – OCTOBRE 2014.....	IV.6
IV-3.2 CHANTIER #2 – OCTOBRE 2014.....	IV.7
IV-3.3 CHANTIER #3 – AOUT 2015.....	IV.8
IV-3.4 CHANTIER #4 – AOUT 2015.....	IV.9
IV-3.5 CHANTIER #5 – SEPTEMBRE 2015.....	IV.10
IV-3.6 CHANTIER #6 – OCTOBRE 2015.....	IV.11
IV-4 ANALYSE DES RÉSULTATS DE CHANTIER	IV.12
IV-4.1 COMPARAISON DU RESEAU D’AIR ENTRAINE ENTRE LABO ET CHANTIER	IV.13
IV-4.1.1 Liant B.....	IV.13
IV-4.1.2 Liant C.....	IV.14
IV-4.2 COMPARAISON DE RESISTANCE AU GEL/DEGEL ENTRE LABO ET CHANTIER	IV.16
IV-4.2.1 Liant B.....	IV.16
IV-4.2.2 Liant C.....	IV.18
IV-4.3 INFLUENCE DU POMPAGE SUR LE RESEAU D’AIR ENTRAINE.....	IV.19
IV-4.4 VARIATION DU RESEAU D’AIR ENTRAINE EN COURS DE PRODUCTION.....	IV.22
IV-5 CONCLUSIONS DES INTERVENTIONS EN CHANTIER	IV.26
IV-5.1 COMPARAISON DU RESEAU D’AIR ENTRAINE ENTRE LABORATOIRE ET CHANTIER	IV.26
IV-5.2 INFLUENCE DU POMPAGE SUR LE RESEAU D’AIR ENTRAINE.....	IV.27
IV-5.3 VARIATION DU RESEAU D’AIR ENTRAINE EN COURS DE PRODUCTION.....	IV.28
IV-5.4 RELATION ENTRE DURABILITE AU GEL ET VOLUME D’AIR ENTRAINE.....	IV.28
IV-5.5 FORMATION DES ETUDIANTS AUX PRATIQUES DE CHANTIER.....	IV.28
IV-6 RECOMMANDATIONS POUR LES CHANTIERS AVEC DES BÉTONS V-S	IV.28
IV-6.1 NECESSITE D’UNE COULEE DE CONVENANCE.....	IV.28
IV-6.2 TOLERANCE SUR LE VOLUME D’AIR LIEE AU BETON.....	IV.28

PARTIE IV Liste des figures

Figure IV-1	Facteur d'espacement en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant B	IV.13
Figure IV-2	Surface spécifique β en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant B	IV.14
Figure IV-3	Facteur d'espacement en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant C	IV.15
Figure IV-4	Surface spécifique β en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant C	IV.16
Figure IV-5	Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement – Liant B	IV.17
Figure IV-6	Déformation long. en fonction du facteur d'espacement – Liant B.....	IV.17
Figure IV-7	Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement – Liant C	IV.18
Figure IV-8	Déformation long. en fonction du facteur d'espacement – Liant C.....	IV.19
Figure IV-9	Variation du vol. d'air à l'état frais lors du pompage	IV.20
Figure IV-10	Variation du facteur d'espacement lors du pompage.....	IV.20
Figure IV-11	Variation de la surface spécifique β lors du pompage	IV.21
Figure IV-12	Variation du facteur de durabilité lors du pompage	IV.21
Figure IV-13	Variation de la déformation longitudinale lors du pompage	IV.22
Figure IV-14	Volume d'air à l'état frais avant pompage – Chantiers #1 et #2.....	IV.23
Figure IV-15	Volume d'air à l'état frais en fonction de l'arrivée des camions – Chantier #6.....	IV.23
Figure IV-16	Facteur d'espacement en fonction de l'arrivée des camions – Chantier #6	IV.25
Figure IV-17	Facteur d'espacement en fonction du vol. d'air à l'état frais – Chantier #6.....	IV.25

PARTIE IV Liste des tableaux

Tableau IV-1	Description des interventions en chantier	IV.5
Tableau IV-2	Formulations du béton V-S – Chantier #1	IV.6
Tableau IV-3	Volume d'air à l'état frais avant pompe - Chantier #1	IV.7
Tableau IV-4	Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #1	IV.7
Tableau IV-5	Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #1	IV.7
Tableau IV-6	Formulations du béton V-S – Chantier #2	IV.7
Tableau IV-7	Volume d'air à l'état frais avant pompe - Chantier #2	IV.8
Tableau IV-8	Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #2	IV.8
Tableau IV-9	Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #2	IV.8
Tableau IV-10	Mesures relatives à l'essai de gel/dégel – Chantier #2	IV.8
Tableau IV-11	Formulations du béton V-S – Chantier #4	IV.9
Tableau IV-12	Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #4	IV.9
Tableau IV-13	Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #4	IV.9
Tableau IV-14	Mesures relatives à l'essai de gel/dégel – Chantier #4	IV.9
Tableau IV-15	Formulations du béton V-S – Chantier #5	IV.10
Tableau IV-16	Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #5	IV.10
Tableau IV-17	Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #5	IV.10
Tableau IV-18	Mesures relatives à l'essai de gel/dégel – Chantier #5	IV.11
Tableau IV-19	Formulations du béton V-S – Chantier #6	IV.11
Tableau IV-20	Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #6	IV.11
Tableau IV-21	Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #6	IV.12
Tableau IV-22	Volume d'air avant pompage - Chantier #6.....	IV.12
Tableau IV-23	Mesures réalisées avec les bétons prélevés au chantier	IV.12
Tableau IV-24	Analyse statistique du vol. d'air à l'état frais.....	IV.24
Tableau IV-25	Analyse statistique du RAE.....	IV.26
Tableau IV-26	Mesures lors de la coulée de convenance.....	IV.29
Tableau IV-27	Valeurs utilisées pour le contrôle du vol. d'air du béton	IV.29

IV-1 OBJECTIFS DES INTERVENTIONS EN CHANTIER

En plus d'alimenter d'une manière générale une base de données concernant les relevés de chantier, les interventions in situ pour ce projet permettent de répondre aux objectifs spécifiques suivants:

- Offrir une comparaison du réseau d'air entraîné (RAE) entre le laboratoire et le chantier;
- étudier l'influence du pompage du béton sur son RAE;
- mesurer les variations du RAE du béton en cours de production;
- étudier la relation entre durabilité au gel et volume d'air entraîné;
- former des étudiants aux pratiques de chantier;
- fournir des recommandations pour les pratiques de chantier en rapport avec le RAE.

IV-2 DESCRIPTION DES INTERVENTIONS EN CHANTIER

L'équipe de l'Université de Sherbrooke a réalisé des interventions sur 6 chantiers différents liés à la construction, à la réfection ou au remplacement d'ouvrages appartenant au MTQ et pour lesquels des bétons V-S contenant des ciments ternaires ont été utilisés. Les différentes interventions et le personnel de l'Université impliqué sont décrits dans le Tableau IV-1. Les informations confidentielles relatives à ces chantiers comme le nom de l'ouvrage, le correspondant du MTQ et le fournisseur du béton sont données dans un document annexe externe qui n'est pas inclus dans ce rapport.

Tableau IV-1 Description des interventions en chantier

Code	Date	Phase	Personnel UdeS	Nature des interventions
Chantier #1	oct. 2014	Coulée de tablier	Aucun*	1 prélèvement avant pompe 1 prélèvement après pompe
Chantier #2	oct. 2014	Coulée de tablier	O. Bonneau, professionnel J. Morin, stagiaire 1 ^e cycle	1 prélèvement avant pompe 1 prélèvement après pompe
Chantier #3	août 2015	Réunion de chantier	O. Bonneau	Présentation du projet et des interventions in situ
Chantier #4	août 2015	Réunion de chantier	O. Bonneau	Présentation du projet et des interventions in situ
		Coulée de tablier	O. Bonneau R. Bouchard, ét. 2 ^e cycle N. Néron, stagiaire 1 ^e cycle	1 prélèvement avant pompe 1 prélèvement après pompe
Chantier #5	sept. 2015	Coulée de convenue	O. Bonneau R. Bouchard P.-O. Morin-Morissette, ét. 2 ^e cycle N. Néron	1 prélèvement avant pompe 1 prélèvement après pompe
Chantier #6	oct. 2015	Coulée de tablier	O. Bonneau R. Bouchard P.-O. Morin-Morissette N. Néron	13 prélèvements après pompe

* Les prélèvements ont été effectués par le surveillant.

Un professionnel de recherche, 2 étudiants à la maîtrise et 2 stagiaires au baccalauréat ont été impliqués au niveau des activités de recherche au chantier.

Les chantiers #1 et #2 ont été réalisés par le même entrepreneur qui a utilisé une formulation de béton identique pour ces 2 interventions, toutefois 2 pompes distinctes ont été utilisées pour mettre en place les bétons.

Pour le chantier #1, comme le préavis de coulée était court, le personnel de l'UdeS n'a pas pu se mobiliser à temps et le prélèvement a été réalisé par le surveillant de chantier.

Aucun prélèvement n'a eu lieu pour le chantier #3, car le béton V-S pour cet ouvrage a finalement été mis en place à l'aide de godets et non par pompage, comme c'était prévu initialement.

IV-3 INFORMATIONS RECUEILLIES EN CHANTIER

Pour tous les chantiers, les prélèvements et les essais ont été réalisés avec les mêmes normes que celles utilisées dans la partie I du projet intitulée « *Étude de la durabilité aux cycles de gel-dégel de bétons fabriqués avec des liants binaires et ternaires* ». Les différentes normes utilisées sont les suivantes :

- CSA A23.2-4C, mesure du volume à l'état frais;
- ASTM C192, prélèvement des corps d'épreuve;
- CSA A23.2-3C, conservation des corps d'épreuve à 22 °C et 100 % d'humidité relative;
- ASTM C457, caractérisation du RAE;
- ASTM C666 procédure A, durabilité au gel/dégel.

Selon les chantiers concernés, les corps d'épreuves ont été prélevés avant ou après la pompe, placés dans des glacières laissées sur le site du chantier, ramassés le lendemain matin, puis mis en cure humide à l'UdeS jusqu'au début des essais concernés.

Les informations confidentielles relatives à la formulation des bétons comme le nom commercial et le fournisseur du ciment, du SP, de l'AEA et des granulats sont fournies dans un document annexe externe qui n'est pas inclus dans ce rapport.

IV-3.1 CHANTIER #1 – OCTOBRE 2014

Les principales informations concernant les formulations des mélanges du chantier #1 sont données dans le Tableau IV-2.

Tableau IV-2 Formulations du béton V-S – Chantier #1

Béton V-S		Requis 2012	Chantier #1
Masse de liant (kg/m ³)	Ternaire	≥ 365	365 Liant C
E/L		0,38 à 0,42	0,42
Gros granulat (mm)		5-20	5-20
Type de SP		-	PCP-2

Les données de chantier recueillies concernant la mesure du volume d'air avant pompage par le surveillant de chantier sont données dans le Tableau IV-3.

Tableau IV-3 Volume d'air à l'état frais avant pompe - Chantier #1

Prél. avant pompe	Pap1	Pap2	Pap3	Pap4	Pap5
Vol. d'air à l'état frais [%]	6,4	6,5	7,0	7,4	7,6

Les corps d'épreuve prélevés spécifiquement pour le projet sur le chantier #1 sont donnés dans le Tableau IV-4.

Tableau IV-4 Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #1

Prélèvement	Avant pompe	Après pompe
Cylindres pour RAE	oui*	oui*
Poutres de gel/dégel	non	non

* prélèvement réalisé par le surveillant

Le volume d'air mesuré à l'état frais et les caractéristiques du réseau d'air entraîné déterminé avec un béton durci sont donnés dans le Tableau IV-5 pour le mélange correspondant au chantier #1.

Tableau IV-5 Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #1

Prélèvement		Avant pompe	Après pompe
Vol. d'air à l'état frais	[%]	6,5*	n/a
Vol. d'air à l'état durci	[%]	6,1	6,3
Surface spécifique (α)	[1/mm]	22,5	13,9
Facteur d'espacement	[μ m]	198	316

* mesure réalisée par laboratoire de contrôle/fournisseur de béton

IV-3.2 CHANTIER #2 – OCTOBRE 2014

Les principales informations concernant les formulations des mélanges du chantier #2 sont données dans le Tableau IV-6.

Tableau IV-6 Formulations du béton V-S – Chantier #2

Béton V-S	Requis 2012	Chantier #2
Masse de liant ternaire (kg/m ³)	≥ 365	365 Liant C
E/L	0,38 à 0,42	0,42
Gros granulat (mm)	5-20	5-20
Type de SP	-	PCP-2

Les données de chantier recueillies concernant la mesure du volume d'air avant pompage par le surveillant de chantier sont données dans le Tableau IV-7.

Tableau IV-7 Volume d'air à l'état frais avant pompe - Chantier #2

Prél. avant pompe	Pap1	Pap2	Pap3	Pap4	Pap5	Pap6	Pap7
Vol. d'air à l'état frais [%]	5,0	5,0	5,4	5,8	5,9	6,2	6,6

Les corps d'épreuve prélevés spécifiquement pour le projet sur le chantier #2 sont donnés dans le Tableau IV-8.

Tableau IV-8 Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #2

Prélèvement	Avant pompe	Après pompe
Cylindres pour RAE	oui	oui
Poutres de gel/dégel	oui	oui

Le volume d'air mesuré à l'état frais et les caractéristiques du réseau d'air entraîné déterminé avec un béton durci sont donnés dans le Tableau IV-9 pour le mélange correspondant au chantier #2.

Tableau IV-9 Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #2

Prélèvement		Avant pompe	Après pompe
Vol. d'air à l'état frais	[%]	6,6*	6,0*
Vol. d'air à l'état durci	[%]	6,4	6,8
Surface spécifique (α)	[1/mm]	21,6	18,5
Facteur d'espacement	[μm]	215	210

* mesures réalisées par le laboratoire de contrôle ou le fournisseur de béton

Les mesures finales du facteur de durabilité et de la déformation longitudinale après l'essai de gel/dégel sont données dans le Tableau IV-10 pour le mélange correspondant au chantier #2.

Tableau IV-10 Mesures relatives à l'essai de gel/dégel – Chantier #2

Prélèvement		Avant pompe	Après pompe
Facteur de durabilité	[%]	98	96
Déformation longitudinales	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	100	25

IV-3.3 CHANTIER #3 – AOUT 2015

Comme déjà indiqué au paragraphe 2, aucun prélèvement n'a été réalisé pour ce projet, car le béton V-S n'a pas été mis en place par pompage.

IV-3.4 CHANTIER #4 – AOUT 2015

Les principales informations concernant les formulations des mélanges du chantier #4 sont données dans le Tableau IV-11.

Tableau IV-11 Formulations du béton V-S – Chantier #4

Béton V-S	Requis 2012	Chantier #4
Masse de liant ternaire (kg/m ³)	≥ 365	365 Liant C
E/L	0,38 à 0,42	0,39
Gros granulats (mm)	5-20	5-20
Type de SP	-	PCP-3

Les corps d'épreuve prélevés spécifiquement pour le projet sur le chantier #4 sont donnés dans le Tableau IV-12.

Tableau IV-12 Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #4

Prélèvement	Avant pompe	Après pompe
Cylindres pour RAE	oui	oui
Poutres de gel/dégel	non	oui

Le volume d'air mesuré à l'état frais et les caractéristiques du réseau d'air entraîné déterminé avec un béton durci sont donnés dans le Tableau IV-13 pour le mélange correspondant au chantier #4.

Tableau IV-13 Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #4

Prélèvement		Avant pompe	Après pompe
Volume d'air à l'état frais	[%]	6,8	6,2
Vol. d'air à l'état durci	[%]	5,7	6,3
Surface spécifique (α)	[1/mm]	35	28
Facteur d'espacement	[μm]	132	163

Les mesures finales du facteur de durabilité et de la déformation longitudinale après l'essai de gel/dégel sont données dans le Tableau IV-14 pour les mélanges du chantier #4.

Tableau IV-14 Mesures relatives à l'essai de gel/dégel – Chantier #4

Prélèvement		Après pompe
Facteur de durabilité	[%]	99
Déformation longitudinales	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	118

IV-3.5 CHANTIER #5 – SEPTEMBRE 2015

Les principales informations concernant les formulations des mélanges du chantier #5 sont données dans le Tableau IV-15.

Tableau IV-15 Formulations du béton V-S – Chantier #5

Béton V-S	Requis 2012	Chantier #5
Masse de liant ternaire (kg/m ³)	≥ 365	445 Liant B
E/L	0,38 à 0,42	0,37
Gros granulat (mm)	5-20	5-14
Type de SP	-	PNS-1

Les corps d'épreuve prélevés spécifiquement pour le projet sur le chantier #5 sont donnés dans le Tableau IV-16.

Tableau IV-16 Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #5

Prélèvement	Avant pompe	Après pompe
Cylindres pour RAE	oui	oui
Poutres de gel/dégel	non	oui

Le volume d'air mesuré à l'état frais et les caractéristiques du réseau d'air entraîné déterminé avec un béton durci sont donnés dans le Tableau IV-17 pour le mélange correspondant au chantier #5.

Tableau IV-17 Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #5

Prélèvement		Avant pompe	Après pompe
Volume d'air à l'état frais	[%]	7,4	9,0
Vol. d'air à l'état durci	[%]	4,7	8,8
Surface spécifique (α)	[1/mm]	48	33
Facteur d'espacement	[μ m]	119	126

Les mesures finales du facteur de durabilité et de la déformation longitudinale après l'essai de gel/dégel sont données dans le Tableau IV-18 pour les mélanges du chantier #5.

Tableau IV-18 Mesures relatives à l'essai de gel/dégel – Chantier #5

Prélèvement		Après pompe
Facteur de durabilité	[%]	107
Déformation longitudinales	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	56

IV-3.6 CHANTIER #6 – OCTOBRE 2015

Les principales informations concernant les formulations des mélanges du chantier #6 sont données dans le Tableau IV-19.

Tableau IV-19 Formulations du béton V-S – Chantier #6

Béton V-S	Requis 2012	Chantier #5
Masse de liant ternaire (kg/m^3)	≥ 365	365 Liant C
E/L	0,38 à 0,42	0,42
Gros granulat (mm)	5-20	5-20
Type de SP	-	PCP-2

Les corps d'épreuve prélevés spécifiquement pour le projet sur le chantier #6 sont donnés dans le Tableau IV-20.

Tableau IV-20 Corps d'épreuve spécifiques prélevés – Chantier #6

Prélèvement	Avant pompe	Après pompe
Cylindres pour RAE	non	Oui
Poutres de gel/dégel	non	non

Pour couler l'ouvrage ayant un volume d'environ 100 m^3 , 13 livraisons de béton ont été nécessaires. La totalité des camions-malaxeurs a été caractérisée et prélevée après la pompe par l'équipe de l'UdeS. Une mesure du volume d'air pour la cinquième livraison de béton n'a pas été réalisée correctement et n'a pu être recommencée par manque de béton disponible. Toutefois, le facteur d'espacement a bien été mesuré sur les 13 livraisons de béton.

Le volume d'air mesuré à l'état frais et les caractéristiques du réseau d'air entraîné déterminé avec un béton durci sont donnés dans le Tableau IV-21 pour les 13 bétons prélevés après la pompe sur le site du chantier #6. Les données sont présentées par ordre chronologique d'arrivée des 13 camions au chantier.

Tableau IV-21 Volume d'air et caractéristiques du RAE - Chantier #6

Prélèvement après pompe	Pap1	Pap2	Pap3	Pap4	Pap5	Pap6	Pap7	Pap8	Pap9	Pap10	Pap11	Pap12	Pap13
Vol. d'air à l'état frais [%]	5,8	6,8	5,8	6,5	nd*	7,0	6,0	6,2	6,3	6,5	7,0	6,2	5,9
Vol. d'air à l'état durci [%]	3,2	4,7	4,3	5,5	6,1	6,0	5,9	5,7	6,9	6,1	5,5	4,9	4,5
Surface spécifique (α) [1/mm]	17,1	20	15,2	15,7	12,4	16,8	14,8	16,7	14,3	17,2	17,4	15,5	13,9
Facteur d'espacement [μm]	364	258	347	317	368	287	329	278	324	278	268	331	384

* non déterminé : mesure erronée

Le volume d'air à l'état frais mesuré par le surveillant de chantier ou le fournisseur de béton est donné dans le Tableau IV-22 pour 5 bétons prélevés avant la pompe sur le site du chantier #6. Les données sont présentées par ordre chronologique d'arrivée des 13 camions au chantier.

Tableau IV-22 Volume d'air avant pompage - Chantier #6

Prélèvement avant pompe	Pap1	Pap2	Pap3	Pap4	Pap5	Pap6	Pap7	Pap8	Pap9	Pap10	Pap11	Pap12	Pap13
Vol. d'air à l'état frais [%]	6,4	6,2	-	7,4	-	-	-	6,6	-	6,7	-	-	-

IV-4 ANALYSE DES RÉSULTATS DE CHANTIER

Les données présentées dans le paragraphe IV-3 sont analysées en fonction des objectifs énoncés au paragraphe IV-1. Le Tableau IV-23 résume les mesures réalisées au chantier durant ce projet.

Tableau IV-23 Nombre de mesures réalisées avec les bétons prélevés au chantier

Chantier	Liant	SP	Volume d'air à l'état frais		Caractérisation du RAE		Résistance au gel/dégel	
			Avant pompe	Après pompe	Avant pompe	Après pompe	Avant pompe	Après pompe
#1	C	PCP-2	5*	0	1	1	-	-
#2	C	PCP-2	7*	1*	1	1	1	1
#3	-	-	-	-	-	-	-	-
#4	C	PCP-3	1	1	1	1	-	1
#5	B	PNS-1	1	1	1	1	-	1
#6	C	PCP-2	5*	12	-	13	-	-
Total			19	15	4	17	1	3

* mesures réalisées par le laboratoire de contrôle ou le fournisseur de béton

IV-4.1 COMPARAISON DU RESEAU D'AIR ENTRAINE ENTRE LABO ET CHANTIER

IV-4.1.1 Liant B

La Figure IV-1 présente le facteur d'espacement en fonction du volume d'air à l'état frais pour le ciment B avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour le chantier #5. Le superplastifiant utilisé est identique pour les 2 mélanges, il s'agit de PNS1.

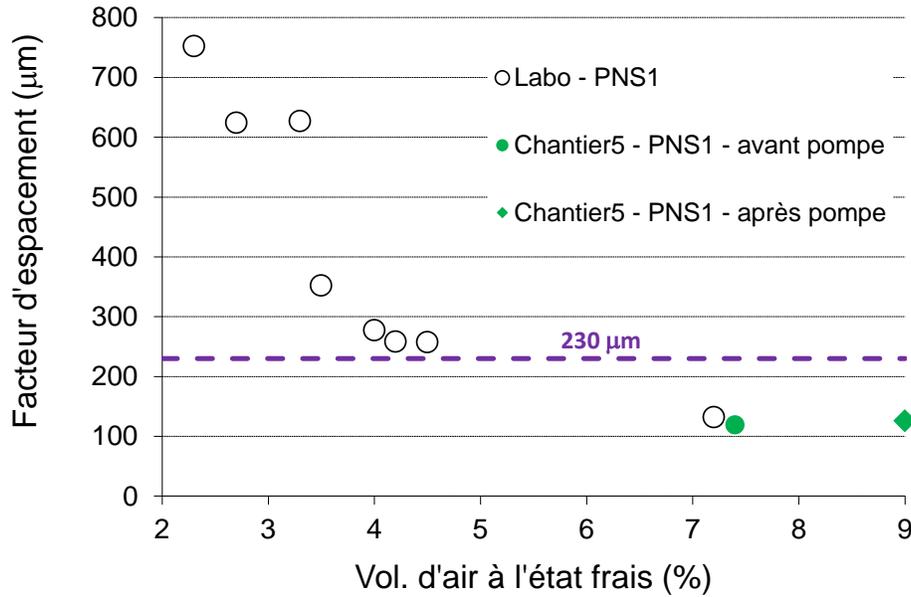


Figure IV-1 Facteur d'espacement en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant B

Le mélange industriel avant pompe est très comparable à celui du laboratoire, puisqu'en chantier avec un volume d'air de 7,4 % d'air, un facteur d'espacement très faible de 119 µm est obtenu alors qu'au laboratoire un volume d'air proche égal à 7,2 % est associé à un facteur d'espacement de 132 µm.

Le pompage pour ce chantier entraîne une augmentation d'air de 1,6 % tout en conservant un facteur d'espacement sensiblement égal avec une augmentation non significative de 7 µm.

La Figure IV-2 présente la surface spécifique α en fonction du volume d'air à l'état frais pour le ciment B avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour le chantier #5.

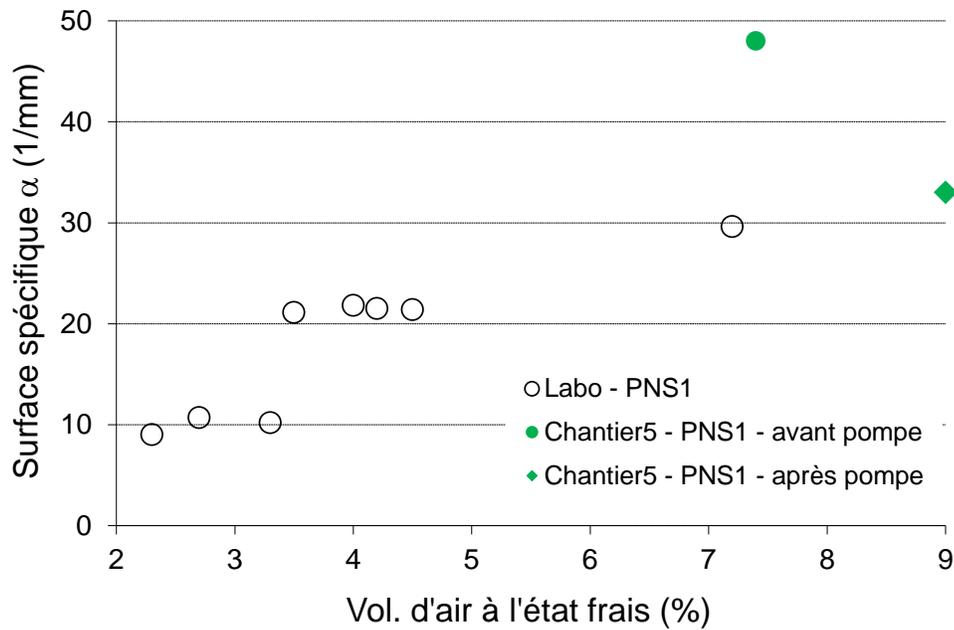


Figure IV-2 Surface spécifique α en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant B

Pour un volume d'air comparable de 7,2-7,4 %, le mélange industriel avant pompage possède des bulles d'air beaucoup plus fines que le mélange de laboratoire, respectivement 48 mm^{-1} et $29,6 \text{ mm}^{-1}$. L'action de pomper le béton dégrade sensiblement le RAE en diminuant la surface spécifique des bulles de 15 mm^{-1} . Toutefois le facteur d'espacement obtenu après pompage reste très faible, voir Figure IV-1, ce qui permet d'assurer la durabilité au gel recherchée pour le béton.

IV-4.1.2 Liant C

La Figure IV-3 présente le facteur d'espacement en fonction du volume d'air à l'état frais pour le ciment C avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour les chantiers #1, #2, #4, #6. Au laboratoire, deux superplastifiants, PNS1 et PCP1, différents ont été utilisés. Pour les quatre chantiers, deux superplastifiants de type PCP ont été utilisés, PCP2 et PCP3.

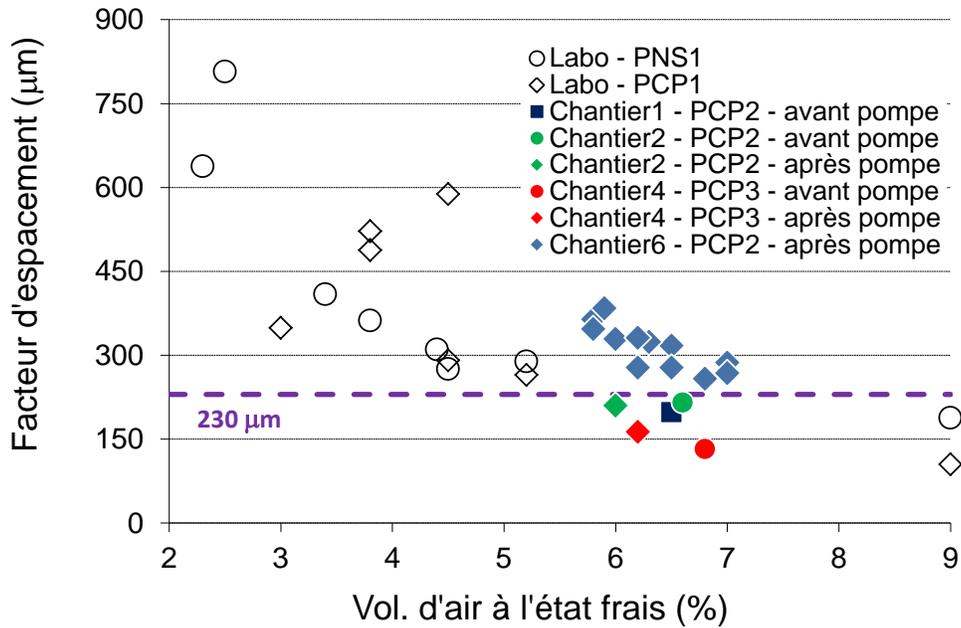


Figure IV-3 Facteur d'espacement en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant C

Les chantiers #1 et #2 présentent des résultats similaires à ceux observés au laboratoire, que ce soit avant et après le pompage du béton. Le chantier #4 est associé à des facteurs d'espacement plus faibles pour un même volume d'air que les mesures de laboratoire. Pour le chantier #6, sur les 12 valeurs de facteur d'espacement mesurées après pompage, 5 données semblent comparables aux résultats de laboratoire, soit des facteurs d'espacement compris entre 230 et 300 µm pour des volumes d'air compris entre 6 et 7 %. Pour les 7 prélèvements restants, les facteurs d'espacement sont supérieurs à 300 µm, qui sont des valeurs plus élevées aux mesures de laboratoire avec des volumes d'air comparables se situant entre 5,5 et 6,5 %.

La Figure IV-4 présente la surface spécifique α en fonction du volume d'air à l'état frais pour le ciment C avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour les chantiers #1, #2, #4, #6.

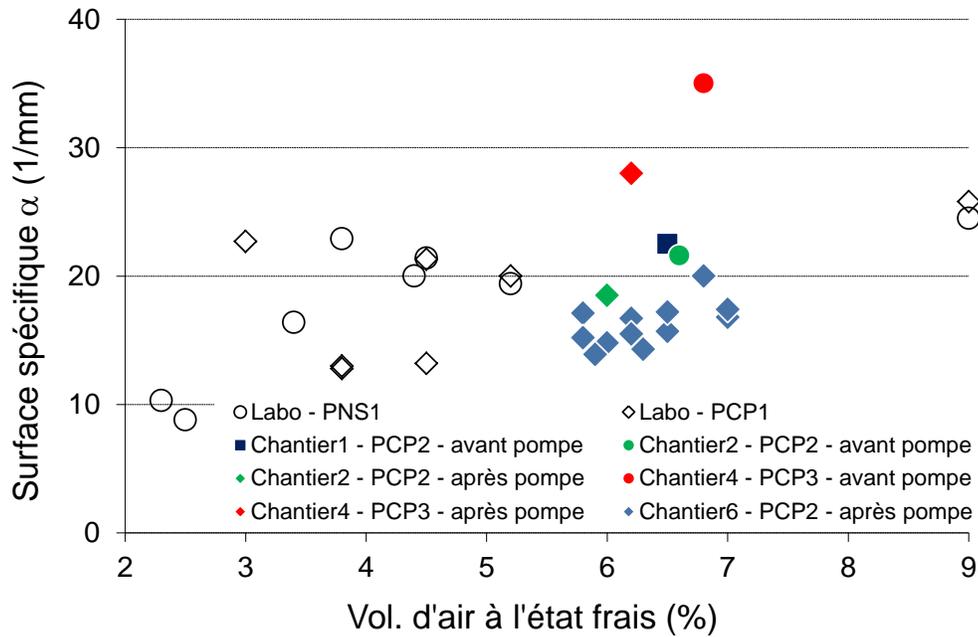


Figure IV-4 Surface spécifique (α) en fonction du vol. d'air à l'état frais – Liant C

Même en absence de valeurs au laboratoire pour la surface spécifique entre 5 et 8 % d'air, nous observons que la surface spécifique avant pompage pour les chantiers #1 et #2 est comparable à celle prévue au laboratoire. Pour les chantiers #2 et #6 après pompage, la surface spécifique des bulles d'air est plus faible que celle attendue au laboratoire. Pour le chantier #4, la surface spécifique est très nettement supérieure à celle du laboratoire, que ce soit avant ou après pompage.

IV-4.2 COMPARAISON DE RESISTANCE AU GEL/DEGEL ENTRE LABO ET CHANTIER

IV-4.2.1 Liant B

La Figure IV-5 présente le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement pour le ciment B avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour le chantier #5 après pompage. Le superplastifiant utilisé est identique pour les 2 mélanges, il s'agit de PNS1.

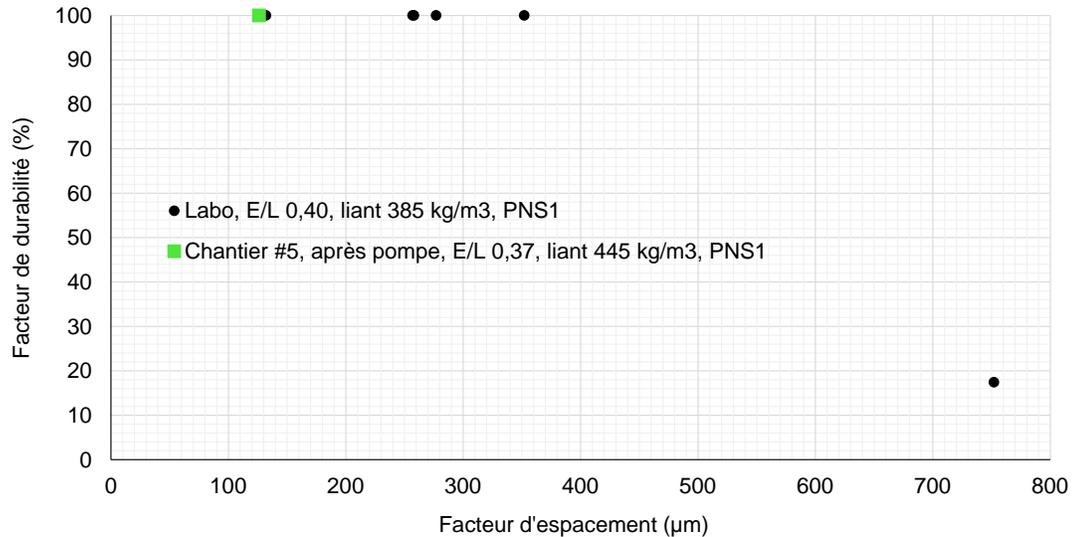


Figure IV-5 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement – Liant B

Le facteur de durabilité observé pour le béton du chantier #5 vaut 100 %, ce qui traduit une absence totale d'endommagement suite aux 300 cycles de gel/dégel. Le béton du chantier #5 après pompage possède un facteur d'espacement très faible de 126 µm, donc très inférieur d'une part à la valeur spécifiée de 230 µm, et d'autre part à la valeur critique qui est supérieure à 350 µm pour ce liant. Le facteur de durabilité de ce béton pour le chantier #5 est similaire à celui observé pour les bétons de laboratoire ayant des facteurs d'espacement inférieurs à la valeur critique pour le liant B soit 350 µm.

La Figure IV-6 présente la déformation longitudinale du béton après 300 cycles de gel/dégel en fonction du facteur d'espacement pour le ciment B avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour le chantier #5.

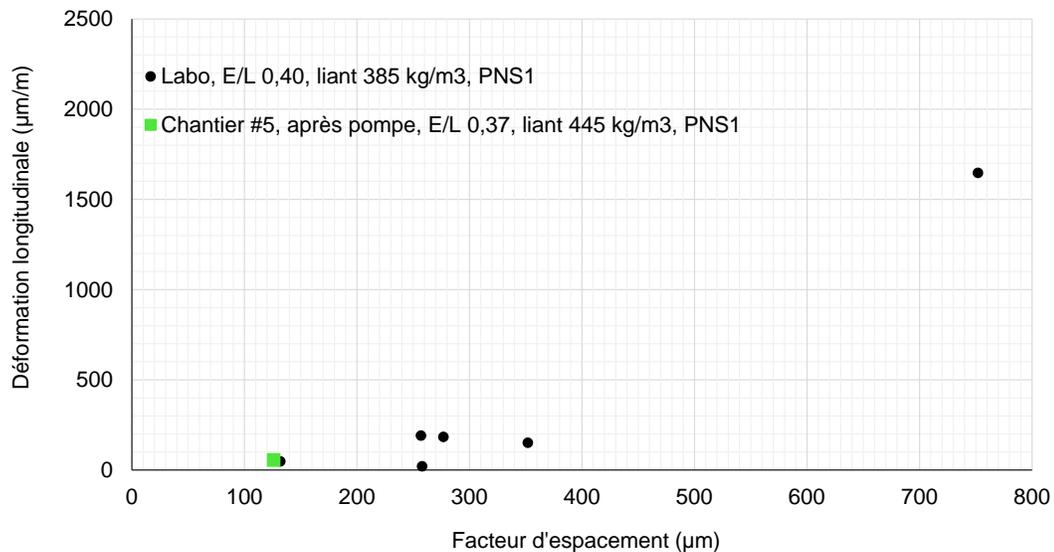


Figure IV-6 Déformation long. en fonction du facteur d'espacement – Liant B

Les commentaires pour les déformations longitudinales sont identiques à ceux précédents reliés au facteur de durabilité. Ainsi, le très faible facteur d'espacement du béton pour le chantier #5 est associé à une très faible déformation longitudinale, inférieure à 100 $\mu\text{m}/\text{m}$. Cette valeur est similaire à celle observée pour les bétons de laboratoire ayant un facteur d'espacement proche et valant 120-130 μm .

IV-4.2.2 Liant C

La Figure IV-7 présente le facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement pour le ciment C avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour les chantiers #2 avant et après pompage et le chantier #4 après pompage. Au laboratoire, deux superplastifiants, PNS1 et PCP1, différents ont été utilisés. Pour les deux chantiers, deux superplastifiants de type PCP ont été utilisés, PCP2 et PCP3.

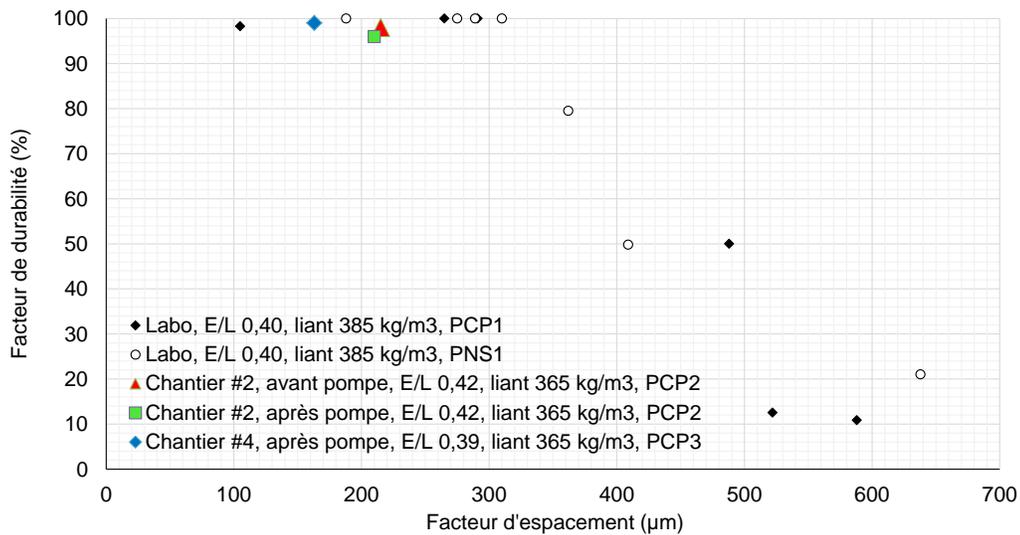


Figure IV-7 Facteur de durabilité en fonction du facteur d'espacement – Liant C

Les facteurs de durabilité observés pour les 3 bétons prélevés en chantier sont supérieurs à 96 %, ce qui traduit une quasi-absence d'endommagement suite aux 300 cycles de gel/dégel. Le comportement de ces 3 bétons de chantier est similaire à celui observé pour les bétons de laboratoire ayant des facteurs d'espacement inférieurs à la valeur critique pour le liant C soit 340 μm . Le béton du chantier #4 après pompage possède un facteur d'espacement très faible de 163 μm , donc très inférieur d'une part à la valeur spécifiée de 230 μm , et d'autre part à la valeur critique qui a été établie à 340 μm pour ce liant. Les 2 bétons du chantier #2, avant et après pompage, possèdent respectivement un facteur d'espacement de 215 et 210 μm , donc proches la valeur spécifiée de 230 μm , et d'autre part inférieurs à la valeur critique qui vaut 340 μm pour ce liant.

La Figure IV-8 présente la déformation longitudinale des bétons après 300 cycles de gel/dégel en fonction du facteur d'espacement pour le ciment C avec des bétons réalisés au laboratoire et in situ, soit pour les chantiers #2 et #4.

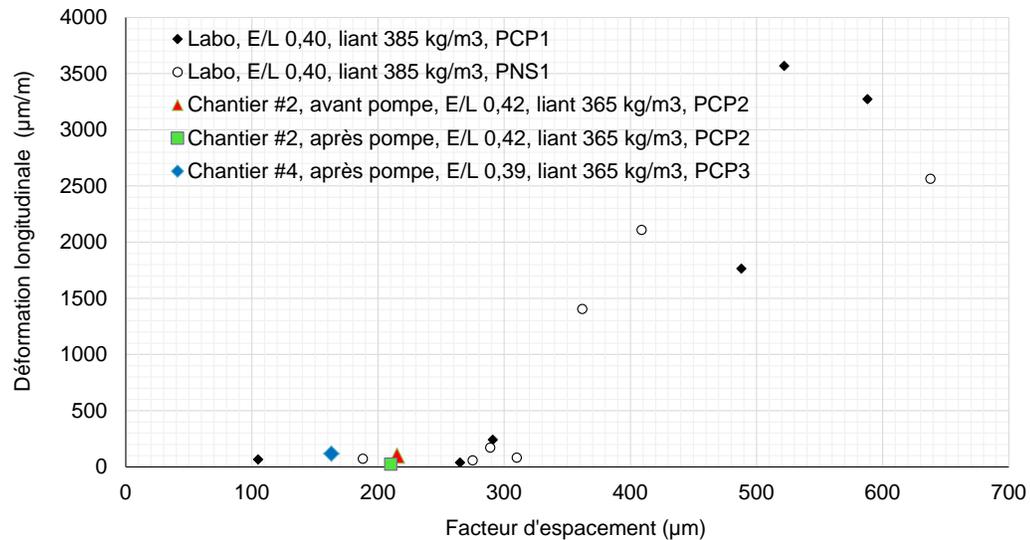


Figure IV-8 Déformation long. en fonction du facteur d'espacement – Liant C

Les commentaires pour les déformations longitudinales sont identiques à ceux précédents reliés au facteur de durabilité. Ainsi, les faibles facteurs d'espacement du béton pour les chantiers #2 et #4 sont associés à une très faible déformation longitudinale, inférieure à 120 µm/m. Cette valeur est similaire à celle observée pour les bétons de laboratoire ayant un facteur d'espacement inférieur à la valeur critique de 340 µm pour ce liant.

IV-4.3 INFLUENCE DU POMPAGE SUR LE RESEAU D'AIR ENTRAINE

La Figure IV-9 présente la variation du volume d'air à l'état frais reliée au pompage du béton pour les chantiers #2, #4, #5 et #6. Pour ce dernier chantier, 5 mesures ont été effectuées relatives à 5 livraisons de béton différentes.

Pour les 8 mesures réalisées, nous observons que le volume d'air augmente pour 2 bétons, Chantiers #5 et #6-2, alors qu'il diminue pour 6 d'entre eux, chantiers #2, #4, #6-1, #6-4 à #6-7. En valeur absolue, les variations observées dues au pompage sont inférieures ou égales à 2,6 % et la moyenne des 8 mesures vaut 0.7 %.

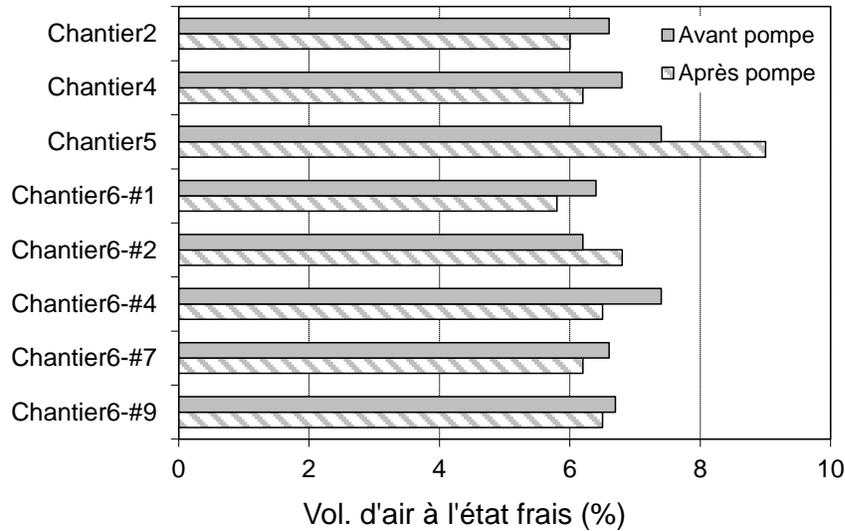


Figure IV-9 Variation du vol. d'air à l'état frais lors du pompage

La Figure IV-10 présente la variation du facteur d'espacement reliée au pompage du béton pour les chantiers #1, #2, #4 et #5.

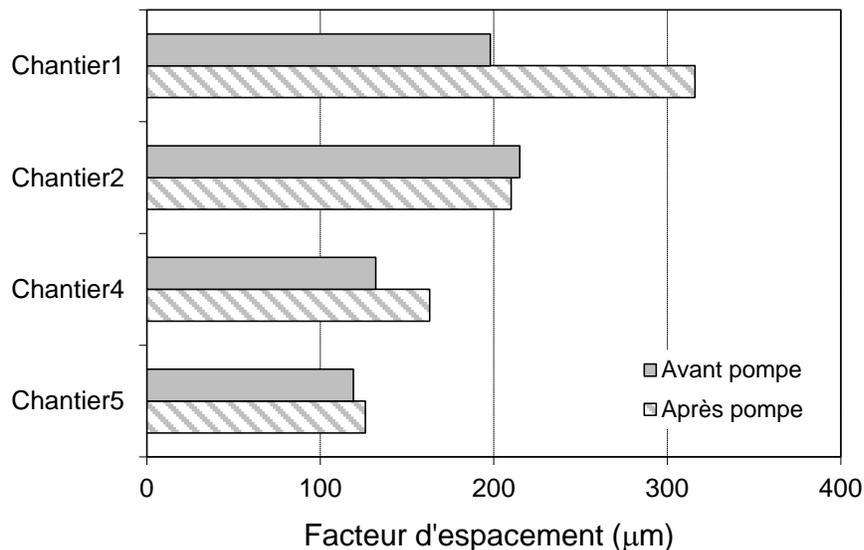


Figure IV-10 Variation du facteur d'espacement lors du pompage

Pour les 4 mesures réalisées, nous observons suite au pompage :

- soit une dégradation du RAE qui se traduit par une augmentation considérable du facteur d'espacement, respectivement 118 et 29 µm pour les chantiers #1 et #4.
- Soit une stabilité du facteur d'espacement avec des variations négligeables, en valeur absolue, moindres que 7 µm pour les chantiers #2 et #5.

La Figure IV-11 présente la variation de la surface spécifique α des bulles d'air reliée au pompage du béton pour les chantiers #1, #2, #4 et #5.

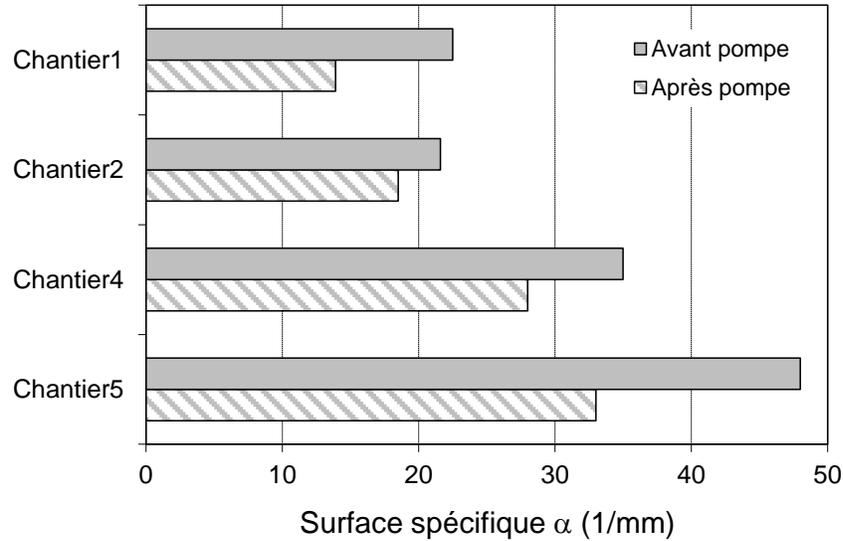


Figure IV-11 Variation de la surface spécifique (α) lors du pompage

Pour les 4 bétons prélevés in situ, nous remarquons que l'opération de pompage induit une diminution de la surface spécifique des bulles, entre 3 et 15 mm^{-1} . Cette réduction est modérée pour le béton du chantier #2 (3,1 mm^{-1}), ce qui est cohérent avec la stabilité du facteur d'espacement énoncée précédemment. La réduction de la surface spécifique est importante pour les 3 autres bétons, chantiers #1, #4 et #5, respectivement 8,6, 7,0 et 15,0 mm^{-1} . Ceci est cohérent avec une augmentation du facteur d'espacement des bétons des chantiers #1 et #4 décrits antérieurement. Pour le béton du chantier #5, la diminution importante de la surface spécifique, même considérable de 15 mm^{-1} , ne conduit pas à une augmentation du facteur d'espacement, car la valeur finale est très grande, 33 mm^{-1} et permet d'obtenir un facteur d'espacement très bas de 126 μm .

La Figure IV-12 présente la variation du facteur de durabilité selon la norme ASTM C666 reliée au pompage du béton pour le chantier #2.

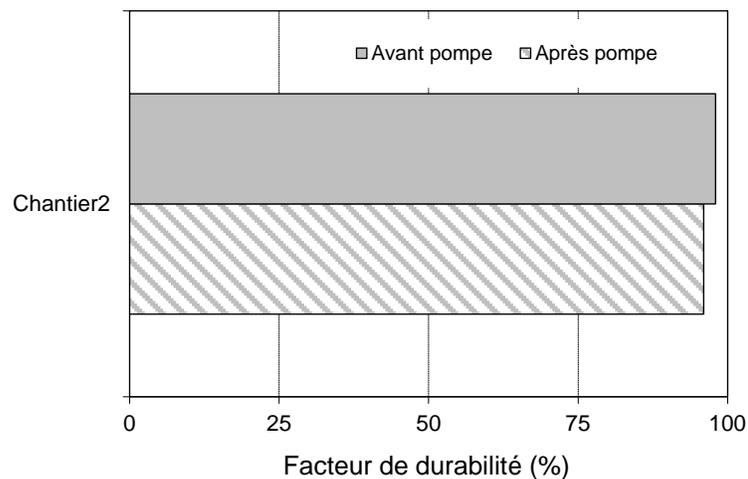


Figure IV-12 Variation du facteur de durabilité lors du pompage

Comme les bétons du chantier #2 avant et après pompage possèdent des facteurs d'espacement inférieurs à $230 \mu\text{m}$, voir Fig. IV-10, respectivement 215 et $210 \mu\text{m}$; il est cohérent que les 300 cycles de gel/dégel aient peu endommagé les bétons et qu'on observe des facteurs de durabilité élevés, respectivement 98 et 96 %.

La Figure IV-13 présente la variation la déformation longitudinale selon la norme ASTM C666 reliée au pompage du béton pour le chantier #2.

Les observations pour les déformations longitudinales sont similaires à celles pour les facteurs de durabilité : ces déformations sont faibles, respectivement 100 et $25 \mu\text{m}/\text{m}$, car les bétons possèdent des facteurs d'espacement inférieurs à $230 \mu\text{m}$.

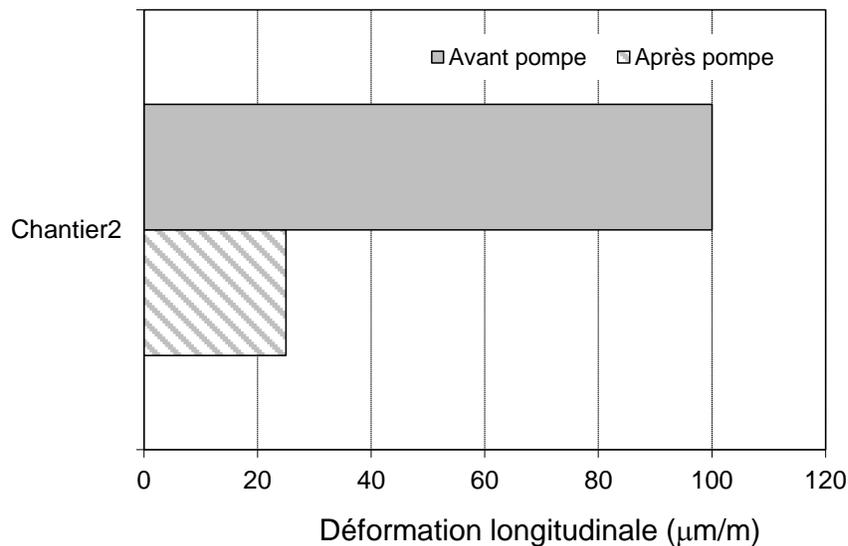


Figure IV-13 Variation de la déformation longitudinale lors du pompage

IV-4.4 VARIATION DU RESEAU D'AIR ENTRAINE EN COURS DE PRODUCTION

La Figure IV-14 présente les volumes d'air à l'état frais, mesurés avant pompage, pour les bétons des chantiers #1 et #2. Ces informations ont été récupérées à partir des documents de contrôle de chantier transmis par le MTQ.

Pour le chantier #1, le volume d'air avant pompage des 5 bétons varie entre 6,5 et 7,6 %. Pour le chantier #2, la variation se situe entre 5,0 à 6,6 % pour les 7 prélèvements. Les moyennes, les variations et les écarts-types sont présentés dans le Tableau IV-24 et discutés après celui-ci.

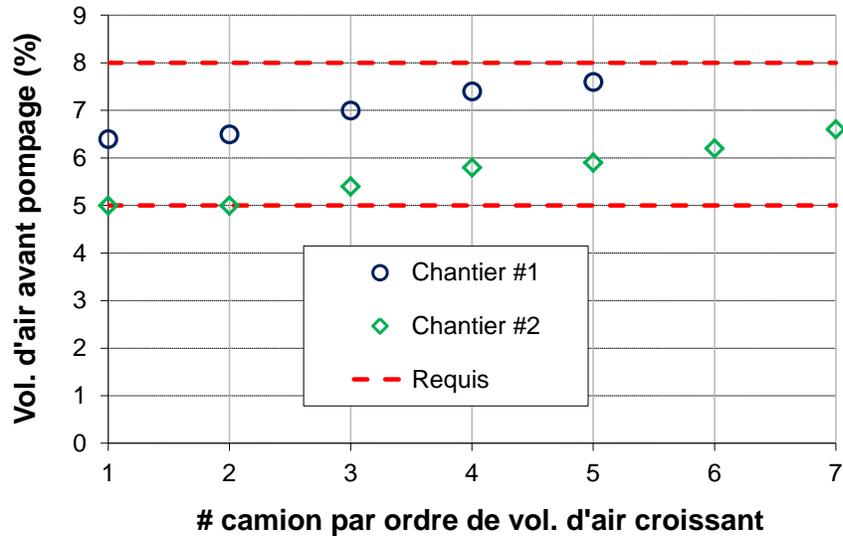


Figure IV-14 Volume d'air à l'état frais avant pompage – Chantiers #1 et #2

La Figure IV-15 et le Tableau IV-24 présentent les volumes d'air à l'état frais, mesurés avant et après pompage, pour les bétons du chantier #6.

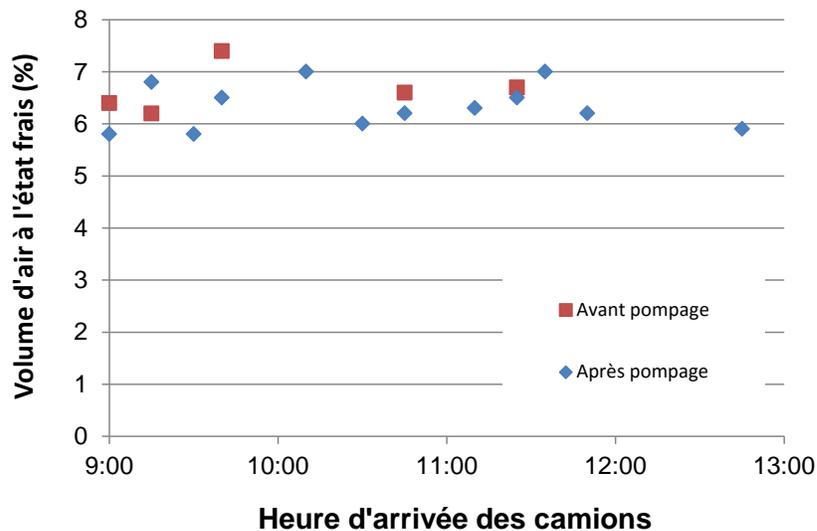


Figure IV-15 Volume d'air à l'état frais en fonction de l'arrivée des camions – Chantier #6

Avant pompage, le volume d'air des 5 bétons varie entre 6,2 et 7,4 %. Après pompage, la variation se situe entre 5,8 à 7,0 % pour les 12 prélèvements.

Tableau IV-24 Analyse statistique du vol. d'air à l'état frais

Intervention	Chantier #1	Chantier #2	Chantier #6	
Prélèvement	Avant pompe	Avant pompe	Avant pompe	Après pompe
Nombre de mesures	5*	7*	5*	12
Volume d'air (%)	Minimum	6,5	6,2	5,8
	Maximum	7,6	7,4	7,0
	Variation	1,1	1,2	1,2
	Moyenne	7,0	6,7	6,3
Coefficient de variation (%)	7,6	10,6	6,8	6,8

* mesures réalisées par le laboratoire de contrôle ou le fournisseur de béton

Nous observons que les variations entre le minimum et le maximum de volume d'air valent 1,1, 1,6, 1,2 et 1,2 %, respectivement pour les chantiers #1, #2, #6 avant pompage et le chantier #6 après pompage. Ces 4 valeurs sont inférieures à l'intervalle de 3 % indiqué dans la norme du MTQ 3101 pour les bétons V-S, soit des variations entre 5 et 8 %.

Les moyennes des volumes d'air se situent proches de la moyenne de 6,5 % correspondant à la moyenne de l'intervalle de 5 et 8 % de la norme MTQ 3101, respectivement 7,0, 5,7, 6,7 et 6,3 % pour les chantiers #1, #2, #6 avant pompage et le chantier #6 après pompage.

Même si le nombre de prélèvements est différent pour les 4 séries de mesure, nous observons que le coefficient de variation après pompage est inférieur ou égal à celui déterminé avant pompage, respectivement 6,8, 7,6, 10,6 et 7,6 % pour le chantier #6 après pompage et les chantiers #1, #2, #6 avant pompage.

La Figure IV-16 présente le facteur d'espacement pour les 13 bétons prélevés après pompage sur le site du chantier #6.

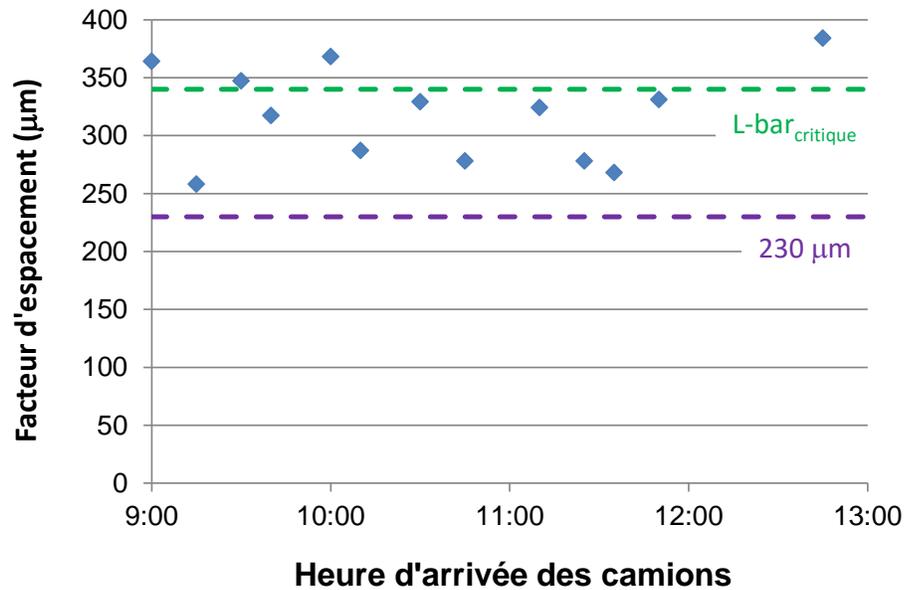


Figure IV-16 Facteur d'espacement en fonction de l'arrivée des camions – Chantier #6

Sur les 13 valeurs du facteur d'espacement mesurées sur 13 livraisons différentes, 13 sont supérieures à la valeur normalisée de 230 µm et 4 sont supérieures au \bar{L}_{crit} qui vaut 340 µm pour le liant C utilisé (tel que déterminé au paragraphe II-6.2.3 de la partie II de ce rapport).

La Figure IV-17 présente le facteur d'espacement du béton en fonction de son volume d'air à l'état frais. Ces 2 caractéristiques sont déterminées après pompage sur le site du chantier #6.

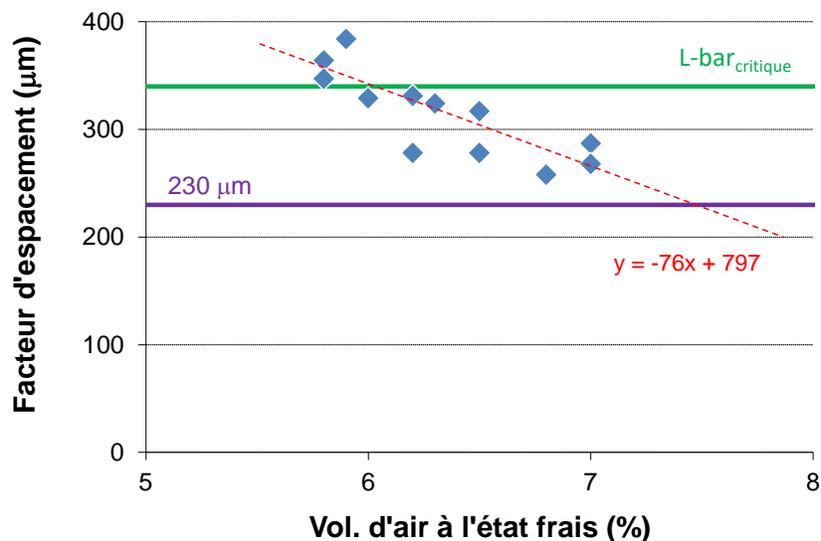


Figure IV-17 Facteur d'espacement en fonction du vol. d'air à l'état frais – Chantier #6

En considérant les données recueillies et une perte d'air moyenne de 0,4 % due à la pompe pour le chantier #6 (voir Tableau IV-24), nous remarquons que pour satisfaire :

- la limite de 230 μm pour le facteur d'espacement, le volume d'air à l'état frais devrait être d'environ 7,4 % après pompage, soit de l'ordre de 7,8 % avant pompage.
- un facteur d'espacement inférieur à la valeur critique de 340 μm associée au liant C, le volume d'air à l'état frais doit être supérieur ou égale à 6,0 % après pompage, soit de l'ordre de 6,4 % avant pompage.

Après vérification du MTQ, aucune coulée de convenance n'a été réalisée pour le chantier #6. Aussi, nous ne disposons pas d'informations additionnelles sur le volume d'air nécessaire, avant et après pompage, pour obtenir un facteur d'espacement inférieur ou égal à 230 μm .

Le Tableau IV-25 présente les moyennes et les écarts-types du RAE déterminés pour les 13 bétons prélevés sur le site du chantier #6.

Tableau IV-25 Analyse statistique du RAE

Intervention		Chantier #6
Prélèvement		Après pompe
Nombre de mesures		13
Facteur d'espacement	Moyenne (μm)	315
	Coefficient de variation (%)	12,8
Surface spécifique α	Moyenne (1/mm)	16,2
	Coefficient de variation (%)	10,3

La moyenne du facteur d'espacement vaut 315 μm , supérieure à 230 μm comme déjà mentionné. Le coefficient de variation associé est de 12,8 %, alors que celui du volume d'air après pompage était de 6,8 % (Tableau IV-24). Cette plus grande dispersion pour le facteur d'espacement que pour le volume d'air est illustrée à la Figure IV-17, puisque pour une même quantité d'air, nous pouvons obtenir deux facteurs d'espacement significativement différents, par exemple avec 6,2 % d'air, nous obtenons 280 et 330 μm comme facteur d'espacement.

Les observations sur la surface spécifique sont identiques à celles du facteur d'espacement.

IV-5 CONCLUSIONS DES INTERVENTIONS EN CHANTIER

Les conclusions des interventions en chantier pour ce projet répondent aux 5 objectifs initiaux et sont décrites ci-dessous.

IV-5.1 COMPARAISON DU RESEAU D'AIR ENTRAINE ENTRE LABORATOIRE ET CHANTIER

Au niveau du RAE, les informations recueillies au laboratoire et en chantier permettent les observations suivantes :

- Pour le liant B [labo ; chantier #5] associé au même SP (PNS1), la relation entre le facteur d'espacement et le volume d'air est identique avant pompage, différente après pompage suite à une dégradation du RAE.
- Pour le liant C [labo ; chantier #1, 2, 4, 6] associé à différents SP, tous des PCP, la relation entre le facteur d'espacement et le volume d'air occupe 3 cas de Figure :
 - 1) Chantier 4, PCP-3, avant et après pompage: facteur d'espacement plus faible au chantier qu'au laboratoire pour un volume d'air identique.
 - 2) Chantiers 1 et 2, PCP-2, avant pompage : facteur d'espacement semblable au chantier et au laboratoire pour un volume d'air identique.
 - 3) Chantiers 2 et 6, PCP-2, après pompage : facteur d'espacement plus élevé au chantier qu'au laboratoire pour un volume d'air identique.

Au niveau de la résistance au gel/dégel, les informations recueillies au laboratoire et en chantier permettent les observations suivantes :

- Les bétons de chantier qui ont subi les 300 cycles de gel/dégel possédaient tous des facteurs d'espacement inférieurs à $230 \mu\text{m}$, donc très inférieurs au facteur d'espacement critique associé au liant correspondant. Dans ces conditions, leur facteur de durabilité est identique à celui des bétons de laboratoire avec des facteurs d'espacement similaires, i.e. proche de 100 % ce qui traduit une grande durabilité au gel/dégel.

IV-5.2 INFLUENCE DU POMPAGE SUR LE RESEAU D'AIR ENTRAINE

Les informations recueillies sur les différents chantiers permettent les observations suivantes pour le pompage :

- Il provoque soit une augmentation, soit une diminution du volume d'air à l'état frais. Ces variations en valeur absolue sont inférieures à 2,6 %. Cependant, la conformité du volume d'air entre 5 et 8 % a toujours été conservée lors du pompage (7 mesures), excepté pour le chantier #5 (1 mesure);
- il provoque une augmentation du volume d'air à l'état durci entre 0, 2 % et 4,3 % ;
- selon les cas, il conserve la valeur du facteur d'espacement à +/- $5 \mu\text{m}$ ou bien il en augmente la valeur jusqu'à $118 \mu\text{m}$. Dans ce deuxième cas, il existe un risque d'atteindre le \bar{L} critique après pompe même si ce \bar{L} est inférieur à $230 \mu\text{m}$ avant pompe.
- Il réduit de façon systématique la valeur de la surface spécifique α des bulles d'air entre 3 et 15 mm^{-1} .

La comparaison des chantiers #1 et #2, pour lesquels la seule différence était la pompe utilisée montre que celle-ci a un rôle important sur la stabilité du RAE. En effet avec la pompe #2, les volumes d'air et le facteur d'espacement étaient conformes avant et après le pompage, alors qu'avec la pompe #1, ces 2 propriétés étaient conformes à la sortie du camion et seul le volume d'air restait conforme après le pompage, puisque le facteur d'espacement dépassait $230 \mu\text{m}$ pour atteindre $316 \mu\text{m}$.

IV-5.3 VARIATION DU RESEAU D’AIR ENTRAINE EN COURS DE PRODUCTION

Les informations recueillies sur les différents chantiers permettent les observations suivantes pour le pompage :

- Le coefficient de variation du volume d’air avant la pompe est compris entre 6,8 et 10,6 %. Les résultats du chantier #6 avec 12 mesures montrent que la pompe n’amplifie pas les dispersions du volume d’air puisqu’il est stable à 6,8 %.
- Les coefficients de variation associés au RAE pour ce même chantier #6 sont plus importants que pour le volume d’air avec 12,8 % pour le facteur d’espacement et 10,3 % pour la surface spécifique α .

IV-5.4 RELATION ENTRE DURABILITE AU GEL ET VOLUME D’AIR ENTRAINE

Le facteur d’espacement après pompe n’est pas garanti par un volume d’air conforme après pompe compris entre 5 et 8 %. Par exemple, pour le chantier #6, 100 % des 13 valeurs du facteur d’espacement sont supérieures à 230 μm et 30 % le sont à 340 μm , soit le facteur d’espacement critique pour le liant utilisé, alors que les volumes d’air sont compris entre 5,8 et 7,0 %.

IV-5.5 FORMATION DES ETUDIANTS AUX PRATIQUES DE CHANTIER

Pour ce projet, 2 stagiaires au baccalauréat et 2 étudiants à la maîtrise ont effectué des interventions sur des sites de construction. Ils ont désormais une meilleure connaissance sur le déroulement des opérations incluant la livraison du béton et son acceptation. De plus, ces étudiants ont réalisé des mesures et des prélèvements avec une procédure identique à celle utilisée par les travailleurs présents représentant aussi bien le MTQ que le fournisseur de béton ou le laboratoire de contrôle.

IV-6 RECOMMANDATIONS POUR LES CHANTIERS AVEC DES BÉTONS V-S

À partir de l’analyse des informations recueillies, nous proposons 2 recommandations décrites dans les paragraphes ci-dessous.

IV-6.1 NECESSITE D’UNE COULEE DE CONVENANCE

L’exemple du chantier #6 pour lequel 100 % des facteurs d’espacement étaient supérieurs à 230 μm même avec des volumes d’air atteignant 7,0 % montre qu’il est important de réaliser une coulée de convenance pour réaliser une caractérisation avant et après pompage du volume d’air à l’état frais et du RAE.

IV-6.2 TOLERANCE SUR LE VOLUME D’AIR LIÉ AU BETON

Nous proposons d’utiliser les résultats de la coulée de convenance pour définir les tolérances sur le volume d’air pour le contrôle des bétons au chantier, au lieu de considérer systématiquement l’intervalle de 5 à 8 %.

L’étape 1, décrite dans le Tableau IV-26, consiste à prendre les données habituelles concernant le RAE lors d’une coulée de convenance, soit les volumes d’air à l’état frais avant et après pompage,

respectivement nommés $V_{\text{avant pompe conv.}}$ et $V_{\text{après pompe conv.}}$, ainsi que le facteur d'espacement après pompage $\bar{L}_{\text{après pompe conv.}}$.

Tableau IV-26 Mesures lors de la coulée de convenue

Prélèvement	Avant pompe	Après pompe
Volume d'air (%)	$V_{\text{avant pompe conv.}}$	$V_{\text{après pompe conv.}}$
Facteur d'espacement (μm)	n/a	$\bar{L}_{\text{après pompe conv.}}$

L'étape 2 consiste à établir un intervalle de tolérance pour le contrôle du volume d'air au chantier avant pompage. Pour cela, nous avons conservé une amplitude de 3 % qui est actuellement utilisé avec un intervalle de 5 à 8 %, cette fourchette a été respectée pour tous les chantiers avec même des amplitudes plus faibles entre 1,1 et 1,6 %, voir Tableau IV-24. En intégrant les données de laboratoire et celles de chantier, nous avons créé 2 catégories selon que le facteur d'espacement est compris entre 200 et 230 μm ou bien inférieur à 200 μm .

Pour $\bar{L}_{\text{après pompe conv.}}$ compris entre 200 et 230 μm , nous considérons qu'un volume d'air de contrôle ne peut être inférieur à celui mesuré lors de la coulée de convenue, les 2 mesurés avant pompage. Dans ce cas, le volume d'air maximal toléré vaut $V_{\text{avant pompe conv.}} + 3 \%$.

Pour $\bar{L}_{\text{après pompe conv.}}$ inférieur à 200 μm , nous tolérons une diminution de 0,5 % entre la valeur de contrôle et celle de la convenue pour le volume d'air avant pompe, sachant que selon nos observations une diminution de 0,5 % d'air conduit à une augmentation entre 30-40 μm du facteur d'espacement. Dans ce cas, le volume d'air maximal toléré vaut $V_{\text{avant pompe conv.}} + 2,5 \%$.

Tableau IV-27 Valeurs utilisées pour le contrôle du vol. d'air du béton

$\bar{L}_{\text{après pompe conv.}}$ (μm)	Plage de teneur en air proposée avant le pompage (min % à max %)
[200-230]	($V_{\text{avant pompe conv.}}$ à $V_{\text{avant pompe conv.}} + 3$)
< 200	($V_{\text{avant pompe conv.}} - 0,5$ à $V_{\text{avant pompe conv.}} + 2,5$)

Partie V

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette conclusion générale a pour but de rassembler les principaux éléments de conclusions énoncés à la suite de chacune des trois parties techniques de l'étude globale. Elle vise à faciliter l'accès à ces conclusions en les regroupant dans une même section et selon un ordre numérique

Liste des conclusions de la partie II - Durabilité aux cycles de gel-dégel de bétons fabriqués avec des liants binaires et ternaires :

1. Tous les bétons formulés selon les spécifications du type V-S et fabriqués avec le liant binaire et les 3 liants ternaires ont atteint la résistance à la compression minimale de 35 MPa à 28 jours. L'ajout d'air entraîné diminue la résistance à la compression à 28 jours, mais pour la plage de teneur en air présent de 5% à 8%, il a toujours été possible d'atteindre un minimum de 35 MPa à 28 jours. Le liant ternaire B produit des bétons dont la résistance à la compression à 28 jours est en moyenne inférieure de 8 à 10 MPa à celle des autres bétons de cette étude.
2. La relation générale entre le dosage de l'agent entraîneur d'air en présence du superplastifiant à base de PNS et le volume d'air entraîné est globalement linéaire pour tous les liants testés. Par exemple, pour cette combinaison d'adjuvants, les plus faibles volumes d'air entraîné sont obtenus sans AEA et une augmentation du dosage de l'AEA produit une augmentation du volume d'air approximativement linéaire en fonction du dosage de l'AEA.
3. Un agent entraîneur d'air et un superplastifiant à base de PCP ont été utilisés pour produire des bétons avec le liant C. Cette série de résultats a montré qu'en présence d'un superplastifiant de type PCP, la relation entre le dosage de l'AEA et le volume d'air n'est pas linéaire. En effet, pour des faibles dosages en AEA (<40 mL/100 kg de liant), le volume d'air entraîné est approximativement constant (3% à 4%). Pour un dosage en AEA supérieur à 40 mL/100 kg de liant, le volume d'air entraîné augmente rapidement en fonction du dosage de l'AEA.
4. L'entraînement d'air dans les bétons de type V-S fabriqués avec un superplastifiant à base de PNS est influencé par le type de liant. Cette étude a montré que le liant D requiert le dosage en AEA le plus faible (< 20 mL/100 kg de liant) pour produire un volume d'air compris entre 5% et 8%. Les liants C et B sont ceux qui requièrent un plus grand dosage en AEA pour atteindre la plage de volume d'air de 5% à 8%. Il faut toutefois rappeler que pour tous les liants, il est possible d'ajuster le dosage de l'AEA pour satisfaire le volume d'air visé de 5% à 8%.

5. Le facteur d'espacement est fortement dépendant du dosage de l'AEA. Les dosages en AEA inférieurs à 45 mL/100 kg de liant produisent des facteurs d'espacement relativement élevés (>300 μm) et très variable en fonction du dosage et du type de liant. Pour des dosages en AEA supérieurs à 45 mL/100 kg de liant, le facteur d'espacement diminue systématiquement avec l'augmentation du dosage de l'AEA et est relativement peu variable en fonction du type de liant. Les résultats expérimentaux montrent qu'un dosage minimum de 45 mL/100 kg de liant est requis pour produire un facteur d'espacement inférieur à 350 μm . Pour produire un facteur d'espacement inférieur à 230 μm , il faut prévoir un dosage en AEA de l'ordre de 70 à 100 mL/100 kg de liant. Il faut retenir que ces dosages ne s'appliquent que pour la formulation testée (type V-S) avec les liants étudiés et pour l'AEA choisi pour cette étude. Il faut aussi noter que ces valeurs ont été obtenues en utilisant de petits malaxeurs de laboratoire.
6. La plage spécifiée de 5% à 8% pour le volume d'air entraîné (béton de type V-S avec gros granulats de 20 mm) ne garantit pas que le facteur d'espacement sera inférieur à la limite maximale de 230 μm . Les résultats montrent que pour les bétons testés, cette plage conduit à la production du facteur d'espacement au mieux inférieur à 350 μm . Ces facteurs d'espacement sont suffisants pour assurer la durabilité au gel-dégel (fissuration interne) de tous les bétons testés dans le cadre de cette étude. Pour obtenir un facteur d'espacement inférieur à 230 μm , les résultats de cette étude tendent à montrer qu'il faut plutôt viser un volume d'air entraîné supérieur à environ 7%. Les volumes d'air s'approchant de la limite inférieure de 5% sont à éviter, car le facteur d'espacement est très imprévisible puisqu'il peut varier de 250 μm à 600 μm dépendant du type de liant et du type de superplastifiant.
7. Le superplastifiant de type PCP tend à favoriser l'entraînement de plus grosses bulles d'air entraîné, particulièrement lorsque le dosage de l'AEA est faible. Par exemple, pour un volume d'air de 4% à 5% le facteur d'espacement est généralement dans la plage de 400 à 600 μm , ce qui est nettement insuffisant pour assurer une bonne durabilité au gel-dégel.
8. Le béton fabriqué avec le liant binaire (liant D) possède un facteur d'espacement critique de 440 μm qui suggère que la résistance à la fissuration interne due aux cycles gel-dégel est équivalente à celle d'un béton de même type fabriqué avec un liant GU.
9. La résistance à la fissuration interne des bétons fabriqués avec les liants ternaires soumis à des cycles de gel-dégel n'est pas équivalente à celle des bétons de même type ($E/L=0,40$) fabriqués avec le liant GU ou un liant binaire (liant D). Le facteur d'espacement critique des bétons fabriqués avec les liants ternaires (liants A, B et C) est compris entre 320 et 370 μm . Ces valeurs sont inférieures à la valeur de 450 μm estimée pour le liant GU. Ces résultats indiquent que l'utilisation d'un liant ternaire a pour effet de diminuer légèrement la durabilité au gel (fissuration interne) des bétons de type V-S. Il est important de noter que même si la durabilité au gel des bétons fabriqués avec ces liants ternaires est plus faible, il est tout à fait possible d'assurer une bonne durabilité au gel (fissuration interne) en protégeant ces bétons avec un bon réseau de bulles d'air entraînées. La plage spécifique de teneur en air entraînée

(6,5% à 8%) s'est révélée adéquate pour produire un facteur d'espacement inférieur à 350 μm et ainsi offrir une bonne protection face aux cycles de gel-dégel.

10. La durabilité au gel (fissuration interne) du béton type V-S fabriqué avec le gros granulat marginal est équivalente à celle d'un béton de même type fabriqué avec un gros granulat de référence. Le gros granulat marginal est caractérisé par une perte moyenne à l'essai micro-Deval de 17,5% ce qui est tout juste au-dessus de la limite maximale de 17% permise par la norme CSA A23.1 dans le cas d'un béton soumis au gel.
11. La durabilité au gel (fissuration interne) d'un béton de type V-S fabriqué avec un superplastifiant de type PCP est équivalente à celle d'un béton de même type fabriqué avec un superplastifiant de type PNS. Pour ces deux types de superplastifiants, c'est bien le facteur d'espacement du réseau de bulles d'air entraînées qui contrôle la durabilité au gel. Donc, la protection offerte par un facteur d'espacement donné est la même quel que soit le type de superplastifiant utilisé pour produire un béton de type V-S.
12. La durabilité au gel (fissuration interne) d'un béton de type V-S formulé en utilisant des valeurs à la limite des spécifications en matière de rapport E/L (0,42) et de dosage en liant (365 kg/m^3) est équivalent à celle d'un béton de même type formulé avec un rapport E/L de 0,40 et un dosage en liant de 385 kg/m^3 .

Liste des conclusions de la partie III - Étude de la durabilité à l'écaillage au sel fondant des bétons avec liant ternaire :

13. La durabilité à l'écaillage d'un béton de type V-S, fabriqué avec un liant ternaire (que celui-ci contienne des cendres volantes ou des laitiers), peut être conforme à l'exigence de performance de 500 g/m^2 spécifiée dans la norme BNQ 2621-905. En laboratoire, il est tout à fait possible de satisfaire ce critère de performance en utilisant les liants A (GUb-F/SF), et C (Gub-S/SF) pour produire des bétons fabriqués avec un rapport E/L de 0,40 et avec un dosage en liant de 380 à 390 kg/m^3 . Ces mêmes paramètres de formulations utilisés avec le liant B (Gub-F/SF) n'ont cependant pas permis de produire des bétons durables à l'écaillage selon la procédure d'essais BNQ 2621-905.
14. La durabilité à l'écaillage des bétons fabriqués avec un liant ternaire est fonction des caractéristiques physico-chimiques spécifiques du liant (finesse, teneur en C_3S et C_2S , type d'ajout cimentaire, teneur en ajout cimentaire, etc.). Chaque liant doit donc faire l'objet d'une caractérisation particulière de sa durabilité à l'écaillage. Il faut noter que la durabilité à l'écaillage obtenue avec le liant B pourrait être amélioré en utilisant un rapport E/L plus faible que 0,40 et un dosage en liant plus élevé que 390 kg/m^3 .
15. La procédure actuelle BNQ 2621-905, qui comporte une période de mûrissement humide de 14 jours, est adéquate pour caractériser la performance à l'écaillage des bétons de type V-S fabriqués avec des liants ternaires. La limite actuelle maximale de 500 g/m^2 pour la masse des débris à 56 jours permet de bien départager les bétons durables des bétons non durables.

16. Selon la procédure BNQ2621-905, et sur la base des résultats de la présente étude, un facteur d'espacement des bulles d'air inférieur à 250 µm est requis pour obtenir une durabilité conforme pour le cas d'un béton de type V-S fabriqué avec les liants ternaires A et C. Un béton de type V-S fabriqué avec le liant ternaire B ($E/L=0,40$, 390 kg de liant/m³) n'est pas durable à l'écaillage même avec un facteur d'espacement aussi faible que 110 µm.
17. L'utilisation d'un géotextile en fond de moule (tel qu'exigé dans la procédure BNQ 2621-905 annexe B) pourrait être retirée des versions subséquentes de cette procédure d'essais. La présence ou l'absence de ce géotextile n'a que très peu d'effet sur le résultat du test et ce tant pour les valeurs élevées ou faibles de la masse débris.
18. Le prolongement de la période de cure humide jusqu'à 28 ou 56 jours ne permet pas d'améliorer la résistance à l'écaillage des bétons avec liants ternaires testés. L'hypothèse à l'effet qu'une cure prolongée pourrait permettre une meilleure hydratation de l'ajout cimentaire et une évolution plus rationnelle de leur durabilité à l'écaillage n'est donc pas vérifiée. Les résultats montrent que la durée de mûrissement humide de 56 jours est même défavorable à la durabilité à l'écaillage de certains liants ternaires. Une étude microstructurale serait utile afin de pouvoir expliquer cet effet.
19. En laboratoire, l'influence du produit de cure (cure chimique) sur la résistance à l'écaillage dépend fortement du type de liant utilisé. Ce type de mûrissement a un effet très défavorable pour les liants A et C et il ne doit donc pas remplacer la cure humide de 14 jours prévue pour les tests en laboratoire. Le liant B se démarque des deux autres liants ternaires, car c'est le seul pour lequel la cure chimique améliore la durabilité à l'écaillage en laboratoire. Dans ce cas, même si la cure chimique est favorable, elle ne conduit cependant pas à une durabilité à l'écaillage satisfaisante. Une étude microstructurale serait nécessaire pour pouvoir comprendre l'influence du produit de cure sur la durabilité à l'écaillage.
20. Pour un facteur d'espacement donné, le type de superplastifiant (polynaphtalène ou polycarboxylate) n'a pas d'effet sur la résistance à l'écaillage des bétons de type V-S fabriqués avec le liant C. Quel que soit le type de superplastifiant, c'est essentiellement le facteur d'espacement qui est le principal paramètre contrôlant la durabilité à l'écaillage de ces bétons.
21. Il existe une relation entre la perte à l'essai micro-Deval et la résistance à l'écaillage d'un béton de type V-S fabriqué avec ce granulats. Le gros granulats dont la perte au micro-Deval de 18% était proche de la limite de 17% (ou 19%) s'est relevé moins durable à l'écaillage que le granulats de référence ayant une perte moyenne de 9,8%. La relation entre la perte micro-Deval et la résistance à l'écaillage n'est pas encore suffisamment bien comprise pour pouvoir fixer une limite maximale pour la valeur micro-Deval d'un granulats utilisé dans un béton exposé à l'écaillage. Une étude plus approfondie de la corrélation entre la perte micro-Deval et la durabilité à l'écaillage devrait être entreprise pour pouvoir caractériser davantage de sources granulaires et pour définir une éventuelle exigence normalisée. D'ici là, la durabilité à l'écaillage du béton fabriqué avec un gros granulats possédant une perte micro-Deval élevé

devrait être vérifiée en laboratoire avant d'autoriser son utilisation dans un environnement comportant des sels de déglacages.

22. L'essai de gel-dégel non confiné ne semble pas bien corrélérer avec la durabilité à l'écaillage et notamment avec l'endommagement créé par l'éclatement des gros granulats lors du test d'écaillage.

Liste des conclusions de la partie IV - Données complémentaires in situ pour des structures réalisées avec des bétons de type V-S contenant des ciments ternaires.

23. Au niveau du réseau d'air entraîné (RAE), les informations recueillies au laboratoire et en chantier permettent les observations suivantes :

- Pour le liant B associé au même SP (PNS1), la relation entre le facteur d'espacement et le volume d'air est identique avant pompage, différente après pompage suite à une dégradation du RAE.
- Pour le liant C associé à différents SP, tous des PCP, la relation entre le facteur d'espacement et le volume d'air occupe 3 cas de Figure :
 - Chantier 4, PCP-3, avant et après pompage: facteur d'espacement plus faible au chantier qu'au laboratoire pour un volume d'air identique.
 - Chantiers 1 et 2, PCP-2, avant pompage : facteur d'espacement semblable au chantier et au laboratoire pour un volume d'air identique.
 - Chantiers 2 et 6, PCP-2, après pompage : facteur d'espacement plus élevé au chantier qu'au laboratoire pour un volume d'air identique.

24. Au niveau de la résistance au gel/dégel, les informations recueillies au laboratoire et en chantier permettent les observations suivantes :

- Les bétons de chantier qui ont subi les 300 cycles de gel/dégel possédaient tous des facteurs d'espacement inférieurs à 230 μm , donc très inférieurs au facteur d'espacement critique associé au liant correspondant. Dans ces conditions, leur facteur de durabilité est identique à celui des bétons de laboratoire avec des facteurs d'espacement similaires, i.e. proche de 100 % ce qui traduit une grande durabilité au gel/dégel.

25. Les informations recueillies sur les différents chantiers permettent les observations suivantes pour le pompage :

- Il provoque soit une augmentation, soit une diminution du volume d'air à l'état frais. Ces variations en valeur absolue sont inférieures à 2,6 %. Cependant, la conformité du volume d'air entre 5 et 8 % a toujours été conservée lors du pompage (7 mesures), excepté pour le chantier #5 (1 mesure).
- Il provoque une augmentation du volume d'air à l'état durci entre 0, 2 % et 4,3 %.
- Selon les cas, il conserve la valeur du facteur d'espacement à +/- 5 μm ou bien il en augmente la valeur jusqu'à 118 μm . Dans ce deuxième cas, il existe un risque d'atteindre le \bar{L} critique après pompe même si ce \bar{L} est inférieur à 230 μm avant pompe.

- Il réduit systématiquement la valeur de la surface spécifique α des bulles d'air entre 3 et 15 mm^{-1} .
26. La comparaison des chantiers #1 et #2, pour lesquels la seule différence était la pompe utilisée montre que celle-ci a un rôle important sur la stabilité du RAE. En effet avec la pompe #2, les volumes d'air et le facteur d'espacement étaient conformes avant et après le pompage, alors qu'avec la pompe #1, ces 2 propriétés étaient conformes à la sortie du camion et seul le volume d'air restait conforme après le pompage, puisque le facteur d'espacement dépassait 230 μm pour atteindre 316 μm .
27. Les informations recueillies sur les différents chantiers permettent les observations suivantes pour le pompage :
- Le coefficient de variation du volume d'air avant la pompe est compris entre 6,8 et 10,6 %. Les résultats du chantier #6 avec 12 mesures montrent que la pompe n'amplifie pas les dispersions du volume d'air puisqu'il est stable à 6,8 %.
 - Les coefficients de variation associés au RAE pour ce même chantier #6 sont plus importants que pour le volume d'air avec 12,8 % pour le facteur d'espacement et 10,3 % pour la surface spécifique α .
28. Le facteur d'espacement après pompe n'est pas garanti par un volume d'air conforme après pompe compris entre 5 et 8 %. Par exemple, pour le chantier #6, 100 % des 13 valeurs du facteur d'espacement sont supérieures à 230 μm et 30 % le sont à 340 μm , soit le facteur d'espacement critique pour le liant utilisé, alors que les volumes d'air sont compris entre 5,8 et 7,0 %.

Partie VI

ANNEXES

Liste des annexes

A - TABLEAU 3101-2 DU CHAP.3, TOME VII DE LA NORME 3101	VI.2
B - RESULTATS DETAILLES DES TESTS SUR GRANULATS	VI.4
C - FICHE GUIDE DU GRANULAT ETALON UTILISE	VI.7
D - RESULTATS DES CYCLES GEL-DEGEL A LA PRISE DE MASSE.....	VI.9
E - TABLEAUX DES RESULTATS D'ESSAIS DE CYCLES GEL-DEGEL.....	VI.14
F - PHOTOGRAPHIES DES EPROUVETTES A LA FIN DES ESSAIS GEL-DEGEL.....	VI.21
G - RESULTATS DÉTAILLÉS DES ESSAIS D'ÉCAILLAGE	VI.31
H - IMAGES NUMERISEES POUR L'ANALYSE DES « POP-OUTS ».....	VI.98

ANNEXE A

TABLEAU 3101-2 DU CHAP.3, TOME VII DE LA NORME 3101

Tome VII	
Chapitre 3	Norme 3101
Page 4 de 10	
Date 2012 12 15	

BÉTONS ET PRODUITS CONNEXES

3.1 Bétons

Bétons de masse volumique normale

Transports
Québec

NORME

Tableau 3101-2
Caractéristiques des bétons de masse volumique normale pour les ouvrages d'art

Type	Résistance à 28 jours (MPa)	Masse min. liant (kg/m ³)	Type de liant ⁽¹⁾	Rapport eau/liant max. ou dans l'intervalle	Gros granulats (mm)	Teneur en air ⁽²⁾ (%)	Affaissement (mm)		Étalement (mm) ± 50	L _{max} (µm)	Perméabilité aux ions chlore max. (Coulombs)
							± 30	± 40			
V	35	340	GUB-SF	0,45	5-20	5-8	80 ⁽³⁾	—	—	230	1500
V-DC	35	365	GUB-F/SF, GUB-S/SF	0,35	5-20	5-8	— ⁽⁴⁾	—	—	230	1000
V-P	35	390	GUB-SF, HEB-SF ⁽⁵⁾ , HEB-N ⁽⁶⁾	0,45	5-20 5-14	5-8	150	—	—	230	1000
V-S	35	340	GUB-SF	0,38 à 0,42	5-20	5-8	130	—	—	230	1000
VIII	50	410	GUB-SF	0,37	5-14	5-8	—	180	—	230	1000
IX	60	410	GUB-SF	0,35	5-14	5-8	—	180	—	230	1000
XI	30	340	GU	0,50	5-20	4-7	150	—	—	—	—
XIII	50	410	GUB-SF, GUB-F/SF, GUB-S/SF	0,34 à 0,38	5-14	5-8	170	—	—	230 ⁽⁷⁾	1000
XIV-C	35 ⁽⁸⁾	400	GUB-SF	0,45	5-14	6-9	—	—	625	230 ⁽⁹⁾	1000
XIV-R	35 ⁽⁸⁾	420	GUB-F/SF, GUB-S/SF	0,35 à 0,40 ⁽⁷⁾	2,5-10 ⁽⁸⁾	6-9	—	—	675	230 ⁽¹⁰⁾	1000
XIV-S	35	—	GUB-SF, GUB-F/SF, GUB-S/SF	—	2,5-10	5-9	—	—	650	300	1500
XV	35	450	GUB-SF	0,42	2,5-10 ⁽⁸⁾	6-9	—	200	—	230	1500
XVI-5	35	390	GUB-SF, GUB-F/SF, GUB-S/SF	0,40	2,5-10	4-8	120	—	—	230	1000
XVI-15	35	390	GU	0,40	2,5-10 5-14	3-7 ⁽¹⁰⁾	150	—	—	300	1000

1. Le liant de type GUB-SF doit contenir au moins 8% de lumière de silice.

2. Les liants de type GUB-F/SF et GUB-S/SF doivent contenir au moins 5% de lumière de silice et au moins 15% de cendre volante ou de laitier. La masse totale des ajouts cimentaires (cendre volante, lumière de silice et laitier) ne doit pas être supérieure à 30% de la masse totale du liant.

3. Le liant de type HEB-N doit contenir au moins 12% de métaokaolin.

4. La teneur en air doit être conforme aux spécifications mentionnées au tableau, qu'il y ait ajout de superplastifiant ou non.

5. Après ajout de superplastifiant, l'affaissement doit être de 120 ± 30 mm.

6. Béton à affaissement nul.

7. Cas liants ne doivent pas être utilisés pour les ouvrages en contact avec de l'eau de mer.

8. La résistance à la compression minimale à 48 heures doit être de 10 MPa.

9. Le rapport volumique sable/liant(eau-air) doit être compris entre 0,6 et 0,8.

10. Le volume maximal de gros granulats est de 330 litres du volume total du mélange.

11. La proportion de granulats fin doit être entre 45 et 55 %, pourcentage calculé par rapport au granulats total.

12. L'exigence de 3 à 7 % s'applique pour la bétonnière mobile. Pour la centrale de dosage, la teneur en air est de 5 à 8 %.

Contenu normatif

11. À la sortie de la pompe, le facteur d'espacement doit être inférieur ou égal à 325 µm.

12. À la sortie de la pompe, le facteur d'espacement doit être inférieur à 260 µm.

Notes :

— Le liant ternaire est interdit du 15 octobre au 31 mars, ce dernier est alors remplacé par un liant binaire pourvu que cela soit permis dans le tableau.

— La nomenclature des types de béton correspond à :

— V-DC : Béton de type V sans affaissement pour la préfabrication (dry cast)

V-P : Béton de type V de préfabrification

V-S : Béton de type V superplastifié

XIV-C : Béton autoplaçant de construction

XIV-R : Béton autoplaçant de réparation

XIV-S : Béton autoplaçant de réparation en sac

XV : Béton antilavage

XVI-5 : Béton latex 5%

XVI-15 : Béton latex 15%

ANNEXE B

RESULTATS DETAILLES DES TESTS SUR GRANULATS

Tableau récapitulatif des résultats du test micro-Deval pour le granulat de étalon

Fraction granulométrique (mm)	Masse initiale (g)	Masse finale (g)	Perte
Étalon 10-20	1500,4	1291,1	13,9%
Étalon 5-14	1501,4	1249,7	16,8%
Perte moyenne			15,4%
<i>Intervalle de référence</i>			<i>[11,4% ; 14,8%]</i>

Tableau récapitulatif des résultats du test micro-Deval pour le granulat marginal

Fraction granulométrique (mm)	Masse initiale (g)	Masse finale (g)	Perte
Marginal 10-20	1499,8	1261,5	15,9%
Marginal 5-14	1499,5	1259,8	16,0%
Perte moyenne			16,0%
<i>Laboratoires partenaires</i>			<i>18,3%</i>

Tableau récapitulatif des résultats du test micro-Deval pour le granulat du référence

Fraction granulométrique (mm)	Masse initiale (g)	Masse finale (g)	Perte
Référence 10-20	1499,1	1389,6	7,3%
Référence 5-14	1495,4	1384,8	7,4%
Perte moyenne			7,4%
<i>Laboratoires partenaires</i>			<i>9,7%</i>

Tableau récapitulatif des résultats du test de gel et dégel pour le granulat étalon

Fraction	Masse initiale (g)	Masse après cycles (g)	Pertes	Refus	Perte de masse moyenne pondérée
14-20mm	1251,5	1178,4	5,8%	49,7%	2,9%
10-14mm	1001,0	876,7	12,4%	28,4%	3,5%
5-10mm	499,7	408,5	18,3%	17,4%	3,2%
Total					9,6%
<i>Laboratoires partenaires</i>					<i>14%</i>

Tableau récapitulatif des résultats du test de gel et dégel pour le granulat marginal

Fraction	Masse initiale (g)	Masse après cycles (g)	Pertes	Refus	Perte de masse moyenne pondérée
14-20mm	1249,6	1201,8	3,8%	34,0%	1,30%
10-14mm	999,7	946,6	5,31%	27%	1,46%
5-10mm	500,6	490,2	2,1%	38,0%	0,8%
Total					5,1%
<i>Laboratoires partenaires</i>					<i>4,0%</i>

Tableau récapitulatif des résultats du test de gel et dégel pour le granulat de référence

Fraction	Masse initiale (g)	Masse après cycles (g)	Pertes	Refus	Perte de masse moyenne pondérée
14-20mm	1250,6	1204,9	3,7%	30%	1,1%
10-14mm	999,7	946,6	5,3%	27%	1,5%
5-10mm	500,2	470,6	5,9%	43%	2,5%
Total					5,1%
<i>Laboratoires partenaires</i>					<i>3,3%</i>

ANNEXE C

FICHE GUIDE DU GRANULAT ETALON UTILISE

Drain Brothers Quarry Reference Aggregate

Supplied by:
Soils and Aggregates Section
Materials Engineering and Research Office
Ministry of Transportation
1201 Wilson Avenue
Downsview, Ontario, Canada M3M 1J8
Phone: (416) 235-3735

The data given below were developed in a multi-laboratory study with participants ranging from 12 labs in LA Abrasion Test to 106 in Relative Density and Absorption.

Los Angeles Abrasion

MTO Test Method LS-603

Mean Loss 26.0%; Range 23.2% - 28.8%

Relative Density and Absorption (Coarse Aggregate)

MTO Test Method LS-604

Mean Relative Density 2.690; Range 2.681 - 2.699

Mean Absorption 0.39%; Range 0.29% - 0.49%

Magnesium Sulphate Soundness

MTO Test Method LS-606

Mean Loss 8.9%; Range 4.9% - 12.9%

Unconfined Freeze-Thaw

MTO Test Method LS-614

CSA Test Method A23.2-24A

Mean Loss 11.9%; Range 8.5% - 15.3%

Micro-Deval Abrasion

MTO Test Method LS-618

CSA Test Method A23.2-24A

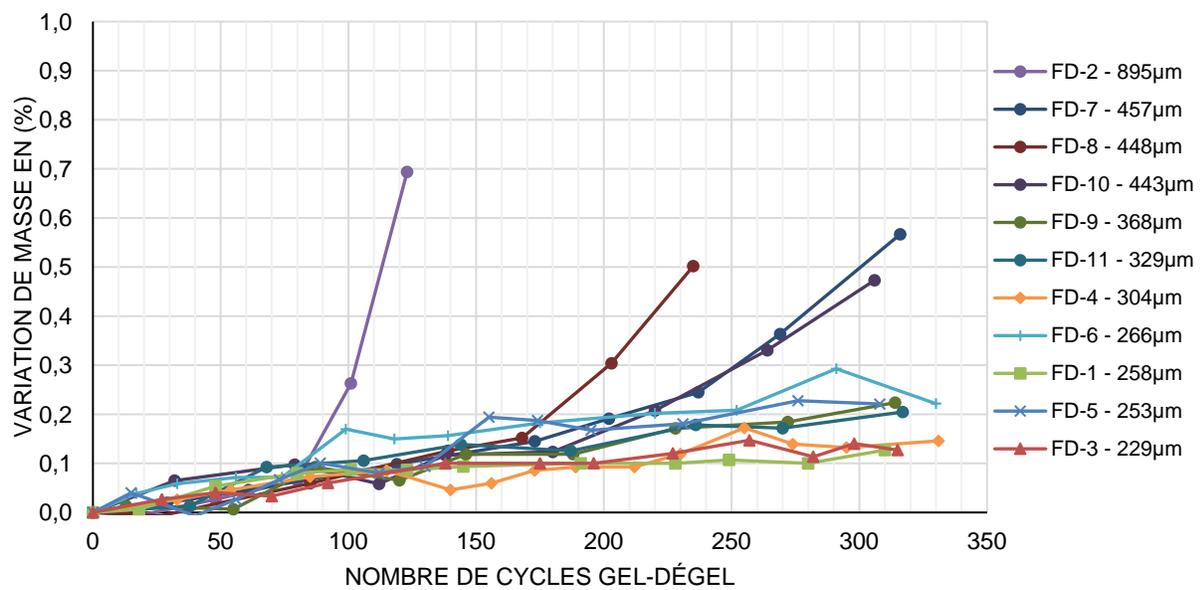
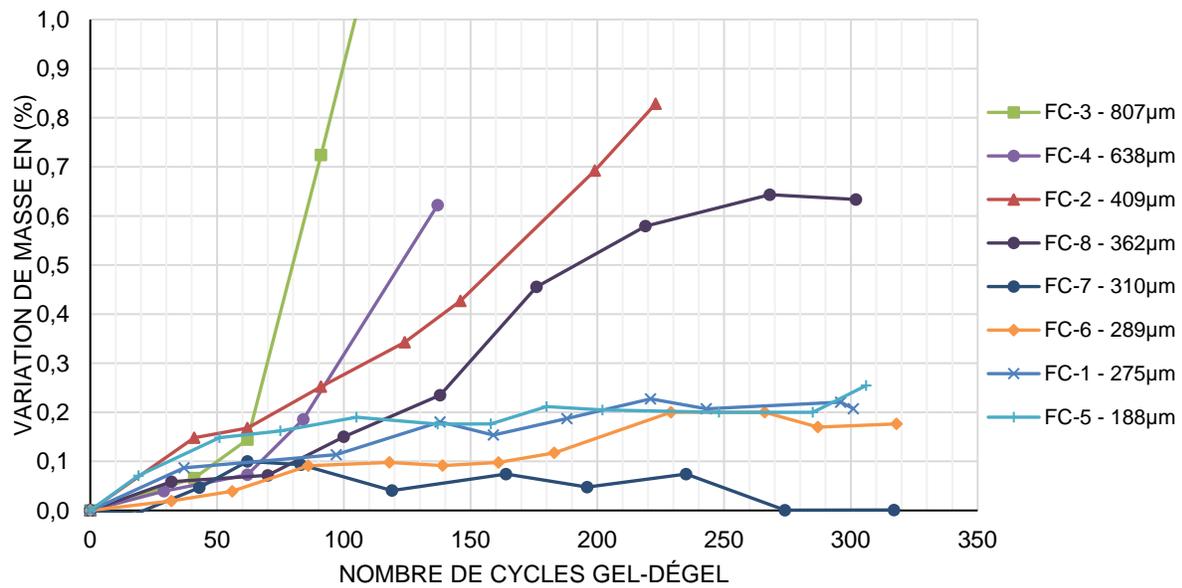
AASHTO Test Method T 327

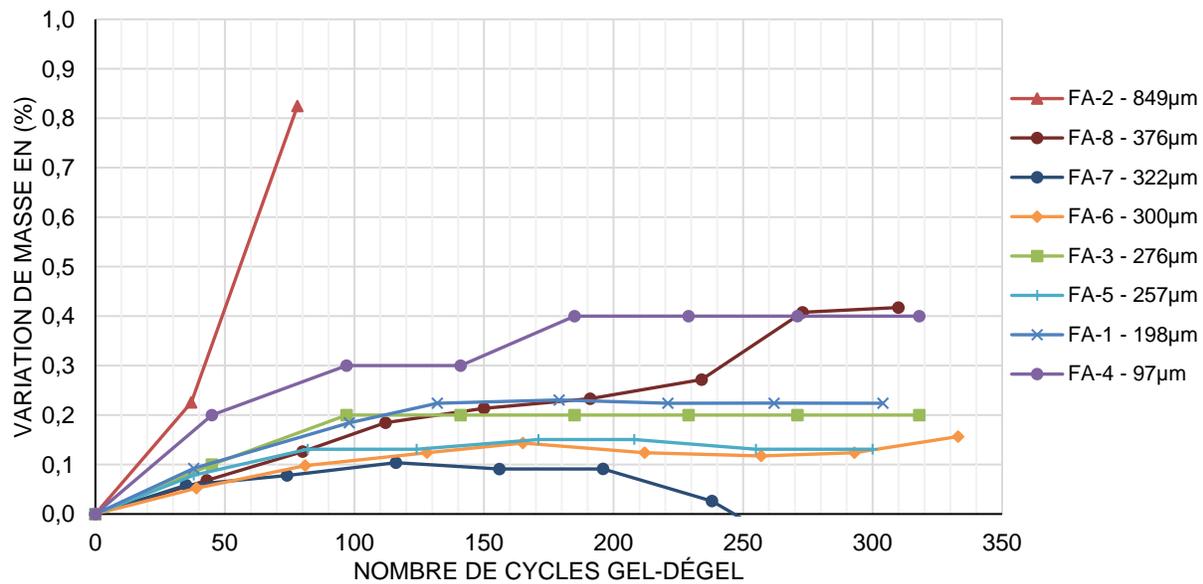
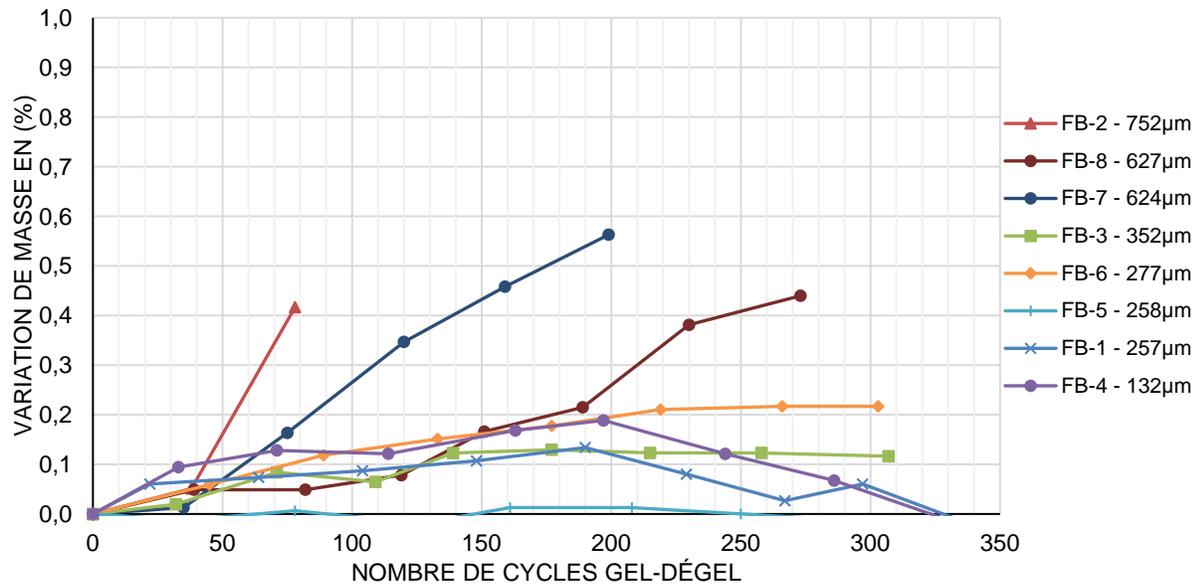
ASTM Test Method D6928

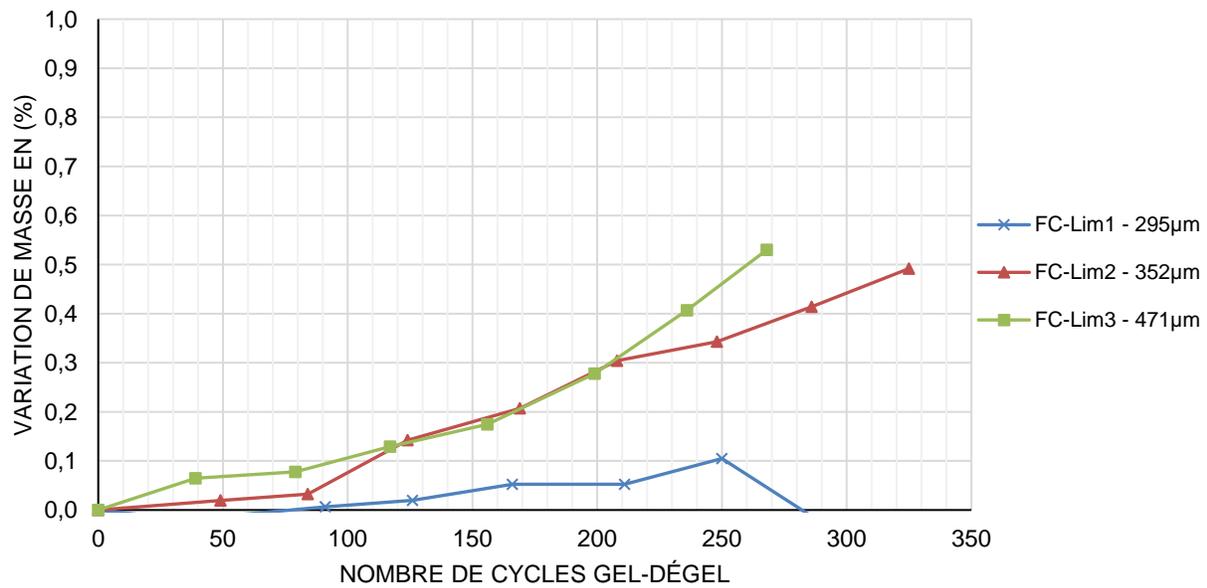
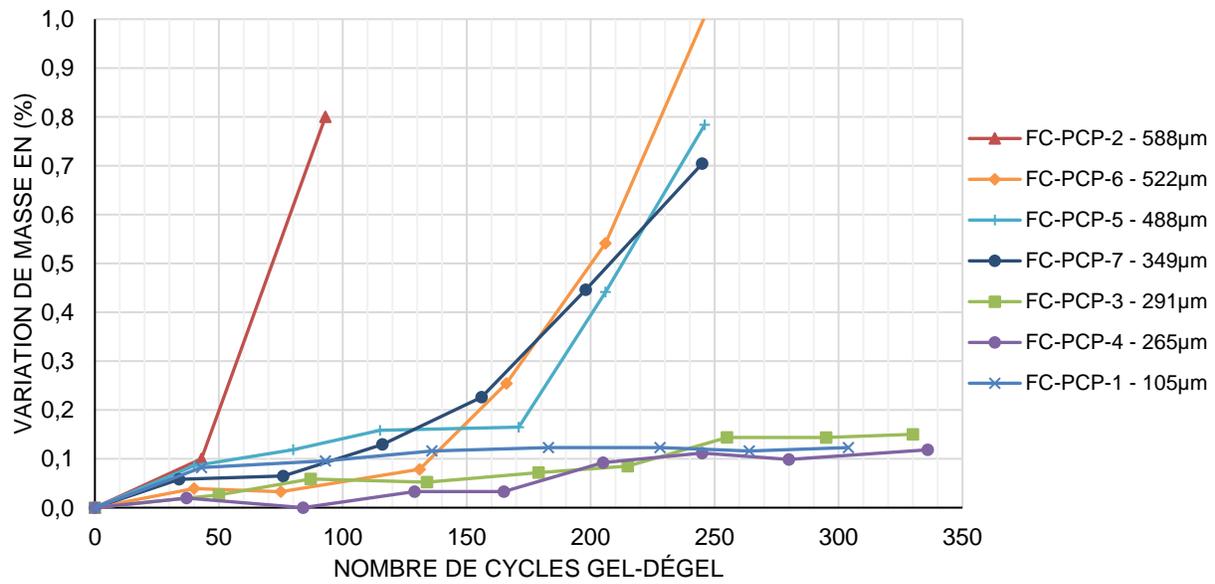
Mean Loss 13.1%; Range 11.4% - 14.8%

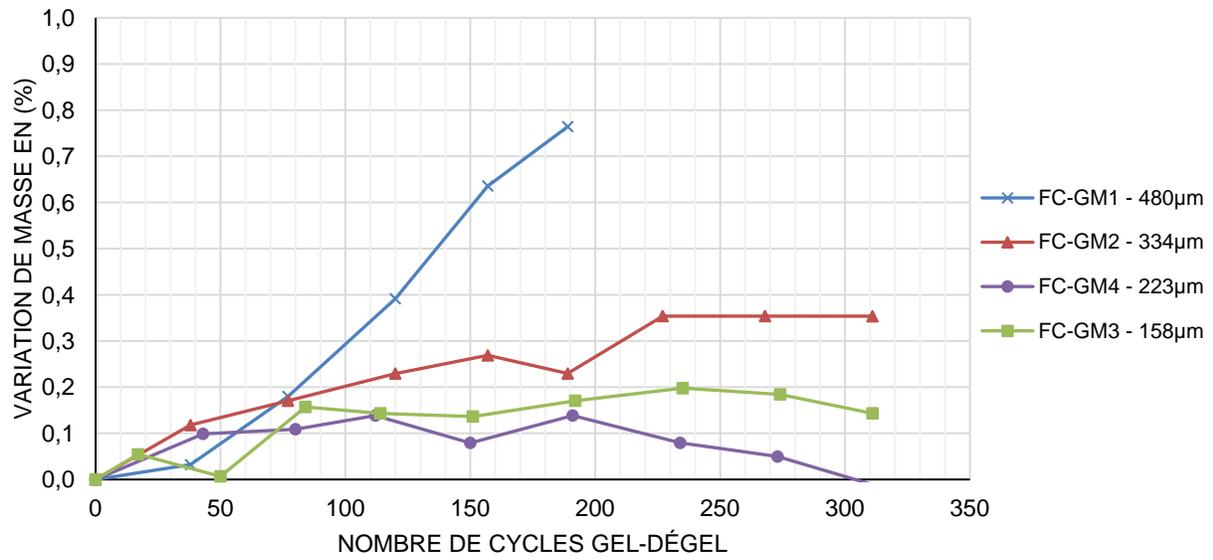
ANNEXE D

RESULTATS DES CYCLES GEL-DEGEL A LA PRISE DE MASSE









ANNEXE E

TABLEAUX DES RESULTATS D'ESSAIS DE CYCLES GEL-DEGEL

FA-1 198 µm	Nombre de cycle	0	38	98	132	179	221	262	304
	Variation de la masse (%)	0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	103	104	105	104	103	103	102
	Déformation (µm/m)	0	1	16	49	111	83	84	48

FA-2 849 µm	Nombre de cycle	0	37	78
	Variation de la masse (%)	0,0	0,2	0,8
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	93	35
	Déformation (µm/m)	0	84	2296

FA-3 276 µm	Nombre de cycle	0	45	97	141	185	229	271	318
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	99	98	100	101	102	101	103
	Déformation (µm/m)	0	43	48	23	27	41	73	208

FA-4 97 µm	Nombre de cycle	0	45	97	141	185	229	271	318
	Variation de la masse (%)	0,0	0,2	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	100	102	102	103	103	105	106
	Déformation (µm/m)	0	-7	16	16	11	41	71	148

FA-5 257 µm	Nombre de cycle	0	38	82	124	171	208	255	300
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,1
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	98	98	99	99	99	95	96
	Déformation (µm/m)	0	21	113	112	232	277	280	276

FA-6 300 µm	Nombre de cycle	0	39	81	128	165	212	257	293	333
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	98	97	98	98	94	95	90	97
	Déformation (µm/m)	0	88	88	228	243	256	260	281	280

FA-7 322 µm	Nombre de cycle	0	35	74	116	156	196	238	285	332
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	-0,1	-0,2
	$(V_t/V_0)^2$ (%)	100	98	99	98	98	98	93	99	98
	Déformation (µm/m)	0	-51	-16	-27	-19	-23	31	104	119

FB-1 257 µm	Nombre de cycle	0	22	64	104	148	190	229	267	297	335
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,1	0,0
	(Vt/V0)2 (%)	100	101	101	103	100	101	102	96	101	103
	Déformation (µm/m)	0	0	3	68	64	95	292	297	265	191

FB-2 752 µm	Nombre de cycle	0	38	78
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,4
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	67
	Déformation (µm/m)	0	144	1645

FB-3 352 µm	Nombre de cycle	0	32	71	109	139	177	215	258	307
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	97	100	94	100	101	100	100	100
	Déformation (µm/m)	0	-4	47	63	93	67	99	101	151

FB-4 132 µm	Nombre de cycle	0	33	71	114	163	197	244	286	327
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,1	0,0
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	100	101	103	103	101	101
	Déformation (µm/m)	0	0	39	47	55	55	61	56	48

FB-5 258 µm	Nombre de cycle	0	35	78	127	161	208	250	291	333
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	100	100	100	99	99	100	101
	Déformation (µm/m)	0	-17	-24	0	1	0	-8	-17	-20

FB-6 277 µm	Nombre de cycle	0	45	89	133	177	219	266	303
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	101	101	100	101	102	104	103
	Déformation (µm/m)	0	3	-16	-11	73	45	177	183

FB-7 624 µm	Nombre de cycle	0	35	75	120	159	199
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,2	0,3	0,5	0,6
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	97	92	91	58
	Déformation (µm/m)	0	-7	37	473	1049	1951

FB-8 627 µm	Nombre de cycle	0	39	82	119	151	189	230	273
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,2	0,4	0,4
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	100	100	101	96	80	63
	Déformation (µm/m)	0	92	160	132	184	384	1050	1564

FC-1 275 µm	Nombre de cycle	0	37	97	138	159	188	221	243	296	301
	Variation de la masse (%)	0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	100	100	100	100	101	101	102	101
	Déformation (µm/m)	0	-13	-21	-5	-17	-21	-33	-45	-33	57

FC-2 409 µm	Nombre de cycle	0	41	62	91	124	146	199	223
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,2	0,3	0,3	0,4	0,7	0,8
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	99	99	97	81	67
	Déformation (µm/m)	0	12	32	43	52	165	1137	2109

FC-3 807 µm	Nombre de cycle	0	41	62	91	124
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,7	1,4
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	98	47	9
	Déformation (µm/m)	0	11	64	1812	6119

FC-4 638 µm	Nombre de cycle	0	29	62	84	137
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,2	0,6
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	99	98	46
	Déformation (µm/m)	0	3	3	16	2564

FC-5 188 µm	Nombre de cycle	0	19	51	75	105	137	158	180	202	248	285	306
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	99	99	99	99	99	99	100	100	101
	Déformation (µm/m)	0	1	25	32	59	81	101	85	75	68	71	71

FC-6 289 µm	Nombre de cycle	0	32	56	86	118	139	161	183	229	266	287	318
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	98	97	98	97	98	98	99	99	99	101
	Déformation (µm/m)	0	84	101	131	151	165	175	167	161	161	153	171

FC-6 289 µm - 56 jours	Nombre de cycle	0	31	61	86	102	135	158	176	201	241	277	322
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	100	95	95	92	95	94	99	99	96	97
	Déformation (µm/m)	0	1	7	11	23	36	56	79	75	79	177	183

FC-7 310 µm	Nombre de cycle	0	18	43	62	83	119	164	196	235	274	317
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0
	(Vt/V0)2 (%)	100	94	100	100	101	99	100	101	100	100	100
	Déformation (µm/m)	0	9	27	24	31	80	60	59	67	60	81

FC-7 310 µm - 56 jours	Nombre de cycle	0	39	79	114	149	184	261	312
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	99	99	99	98	98
	Déformation (µm/m)	0	-16	-8	63	73	79	76	75

FC-8 362 µm	Nombre de cycle	0	32	70	100	138	176	219	268	302
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,5	0,6	0,6	0,6
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	94	100	98	97	86	81	79
	Déformation (µm/m)	0	-5	9	47	51	264	703	952	1404

FC-8 362 µm - 56 jours	Nombre de cycle	0	53	87	134	176	217	259	303
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,4	0,6
	(Vt/V0)2 (%)	100	101	101	99	99	98	89	71
	Déformation (µm/m)	0	5	1	52	36	59	405	1252

FD-1 258 µm	Nombre de cycle	0	18	48	80	101	123	145	191	228	249	280	310
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	99	99	99	98	98	98	98	98	99	100
	Déformation (µm/m)	0	1	32	47	57	60	56	52	59	67	67	93

FD-2 895 µm	Nombre de cycle	0	18	48	80	101	123
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,3	0,7
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	100	98	86	51
	Déformation (µm/m)	0	7	21	105	663	3557

FD-3229 µm	Nombre de cycle	0	27	48	70	92	138	175	196	227	257	282	315
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	100	99	100	100	101	101	101	96	95
	Déformation (µm/m)	0	9	13	13	23	13	15	101	101	101	96	97

FD-4 304 µm	Nombre de cycle	0	33	54	85	115	140	173	212	230	274	295	331
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	98	98	99	94	92	95	93	99	99	99
	Déformation (µm/m)	0	15	15	16	140	141	152	157	177	201	201	219

FD-5 253 µm	Nombre de cycle	0	15	40	73	112	130	155	174	195	231	276	308
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	94	93	95	93	101	101	101	100	100	101
	Déformation (µm/m)	0	5	20	32	39	39	43	44	45	89	77	72

FD-6 266 µm	Nombre de cycle	0	17	33	74	99	118	139	175	220	252	291	330
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	101	100	97	106	106	106	105	105	105	105	106
	Déformation (µm/m)	0	4	5	16	15	20	32	84	45	8	59	31

FD-7 457 µm	Nombre de cycle	0	29	61	119	173	202	237	269	316
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,4	0,6
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	100	99	99	98	93	59
	Déformation (µm/m)	0	4	19	92	211	192	273	568	2771

FD-8 448 µm	Nombre de cycle	0	27	85	139	168	203	235		
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,2	0,3	0,5		
	(Vt/V0)2 (%)	100	102	103	103	102	87	72		
	Déformation (µm/m)	0	1	63	61	131	1084	2643		

FD-9 368 µm	Nombre de cycle	0	13	55	87	120	146	188	228	272	314
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	98	98	98	99	98	98	98	94
	Déformation (µm/m)	0	97	116	124	119	119	105	107	175	297

FD-10 443 µm	Nombre de cycle	0	32	79	112	138	180	220	264	306
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,3	0,5
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	100	99	99	100	100	85	72
	Déformation (µm/m)	0	-5	11	28	28	32	115	547	1349

FD-11 329 µm	Nombre de cycle	0	38	68	106	144	187	236	270	317
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	92	98	98	98	100	99	99	98
	Déformation (µm/m)	0	37	51	28	36	35	45	67	85

FC-PCP2 588 µm	Nombre de cycle	0	43	93
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,8
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	35
	Déformation (µm/m)	0	75	3272

FC-PCP3 291 µm	Nombre de cycle	0	50	87	134	179	215	255	295	330
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	91	97	88	98	98	99
	Déformation (µm/m)	0	187	176	180	188	196	211	227	240

FC-PCP4 265 µm	Nombre de cycle	0	37	84	129	165	205	245	280	336
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	96	95	89	100	100	99	99
	Déformation (µm/m)	0	1	9	5	12	7	24	28	37

FC-PCP5 488 µm	Nombre de cycle	0	40	80	115	171	206	246
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,2	0,2	0,4	0,8
	(Vt/V0)2 (%)	100	104	103	103	105	100	61
	Déformation (µm/m)	0	24	25	40	89	345	1764

FC-PCP6 522 µm	Nombre de cycle	0	40	75	131	166	206	251
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,3	0,5	1,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	98	97	93	61	15
	Déformation (µm/m)	0	4	11	59	124	1376	3568

FC-PCP7 349 µm	Nombre de cycle	0	34	76	116	156	198	245
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,4	0,7
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	99	99	99	84	65
	Déformation (µm/m)	0	95	125	115	131	880	3248

FC-Lim1 295 µm	Nombre de cycle	0	35	91	126	166	211	250	290	300
	Variation de la masse (%)	0	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	-0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	98	98	95	99	97	96	96
	Déformation (µm/m)	0	3	27	-7	17	64	73	88	133

FC-Lim2 352 µm	Nombre de cycle	0	49	84	124	169	208	248	286	325
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,0	0,1	0,2	0,3	0,3	0,4	0,5
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	97	96	98	99	98	96	91
	Déformation (µm/m)	0	11	8	19	61	57	63	220	693

FC-Lim3 471 µm	Nombre de cycle	0	39	79	117	156	199	236	268
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	99	99	98	93	78	73
	Déformation (µm/m)	0	3	-28	-24	112	453	960	1632

FC-GM1 480 µm	Nombre de cycle	0	38	77	120	157	189
	Variation de la masse (%)	0,0	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
	(Vt/V0)2 (%)	100	98	97	88	68	35
	Déformation (µm/m)	0	-15	157	383	1180	2331

FC-GM2 334 µm	Nombre de cycle	0	38	77	120	157	189	227	268	311
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,2	0,2	0,3	0,2	0,4	0,4	0,4
	(Vt/V0)2 (%)	100	99	99	100	100	100	100	101	101
	Déformation (µm/m)	0	16	152	165	155	180	188	187	180

FC-GM3 158 µm	Nombre de cycle	0	17	50	84	114	151	192	235	274	311
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,0	0,2	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1
	(Vt/V0)2 (%)	100	101	100	101	101	102	104	105	104	104
	Déformation (µm/m)	0	147	172	151	155	145	168	155	160	168

FC-GM4 223 µm	Nombre de cycle	0	43	80	112	150	191	234	273	310
	Variation de la masse (%)	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0
	(Vt/V0)2 (%)	100	100	101	101	100	101	101	100	102
	Déformation (µm/m)	0	12	6	50	44	34	24	46	24

ANNEXE F

PHOTOGRAPHIES DES EPROUVETTES A LA FIN DES ESSAIS GEL-DEGEL

<p>Éprouvettes FA-1</p>	<p>Éprouvettes FA-2</p>
<p>Image non disponible</p>	<p>Image non disponible</p>
<p>Éprouvettes FA-3</p>	<p>Éprouvettes FA-4</p>
<p>Éprouvettes FA-5</p>	<p>Éprouvettes FA-6</p>



Éprouvettes FA-7



Éprouvettes FA-8



Éprouvettes FB-1



Éprouvettes FB-2 (Erreur de désignation)



Éprouvettes FB-3



Éprouvettes FB-4



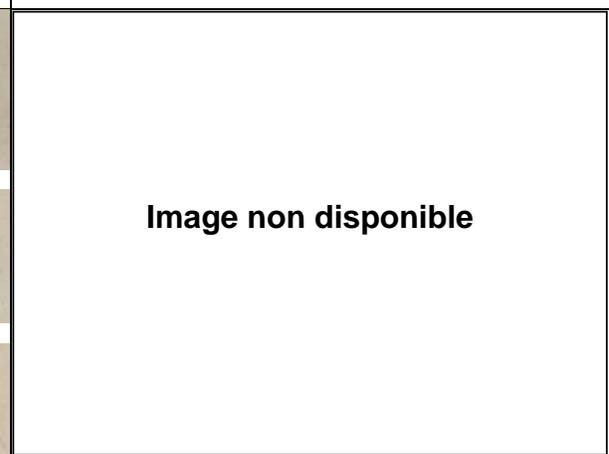
Éprouvettes FB-5



Éprouvettes FB-6



Éprouvettes FB-7



Éprouvettes FB-8



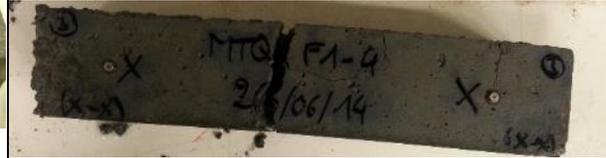
Éprouvettes FC-1



Éprouvettes FC-2



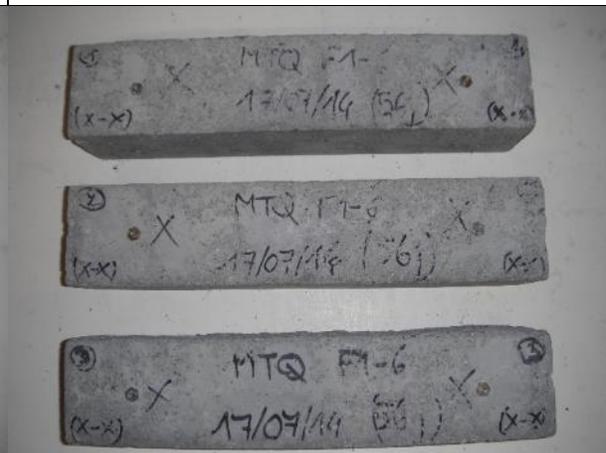
Éprouvettes FC-3



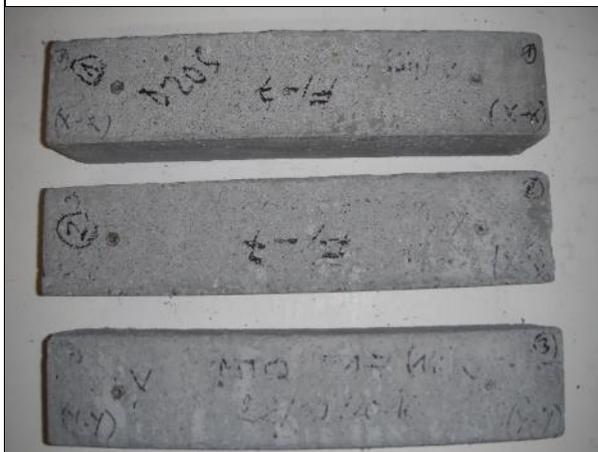
Éprouvettes FC-4



Éprouvettes FC-5



Éprouvettes FC-6



Éprouvettes FC-7 – 14jours



Éprouvettes FC-7 – 56jours



Éprouvettes FC-8 – 14 jours



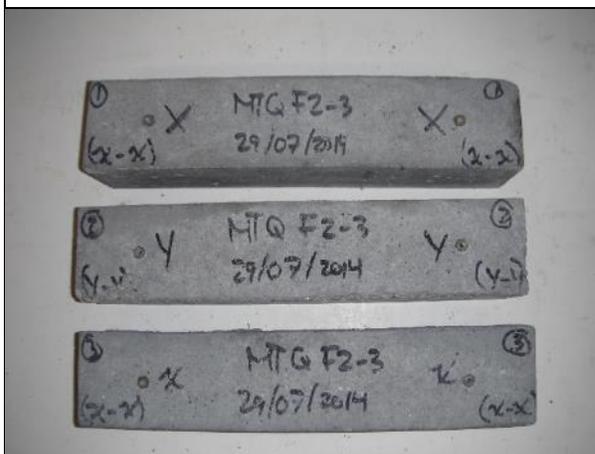
Éprouvettes FC-8 – 56 jours



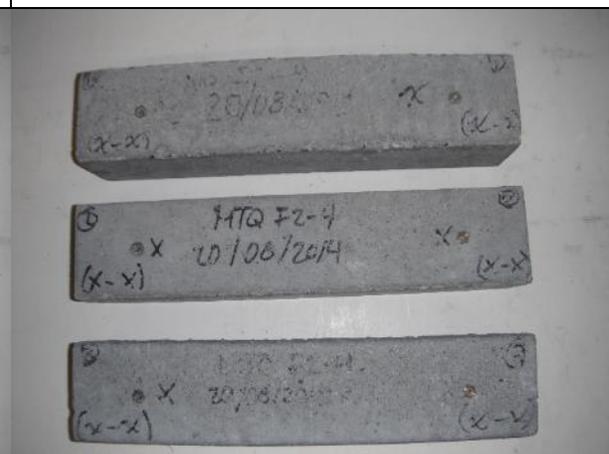
Éprouvettes FD-1



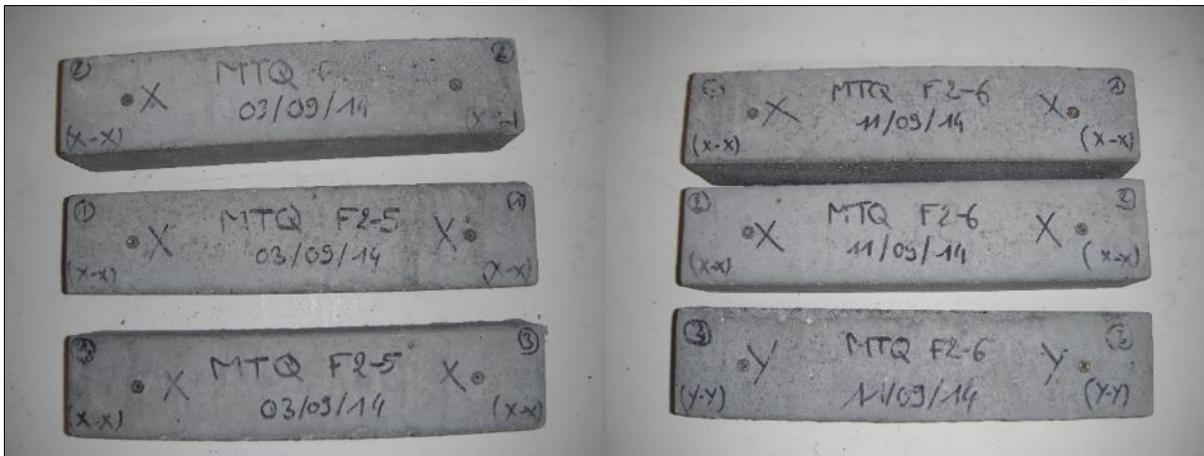
Éprouvettes FD-2



Éprouvettes FD-3



Éprouvettes FD-4



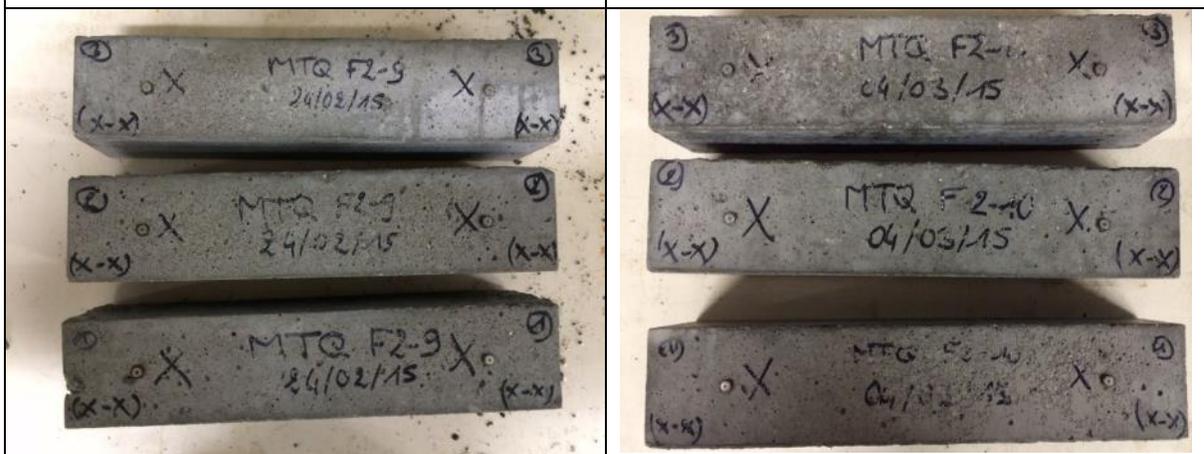
Éprouvettes FD-5

Éprouvettes FD-6



Éprouvettes FD-7

Éprouvettes FD-8



Éprouvettes FD-9

Éprouvettes FD-10





Éprouvettes FC-PCP6



Éprouvettes FC-PCP7

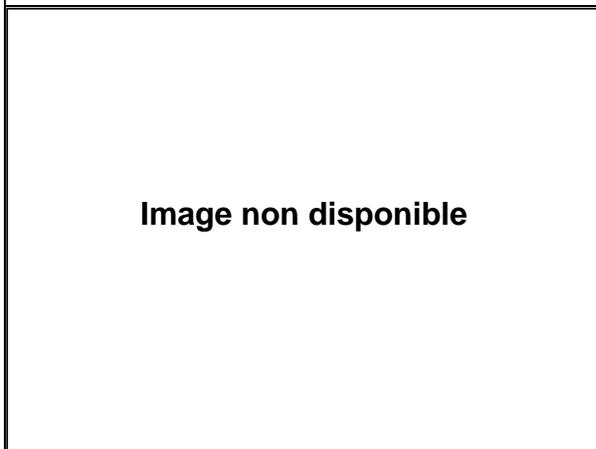
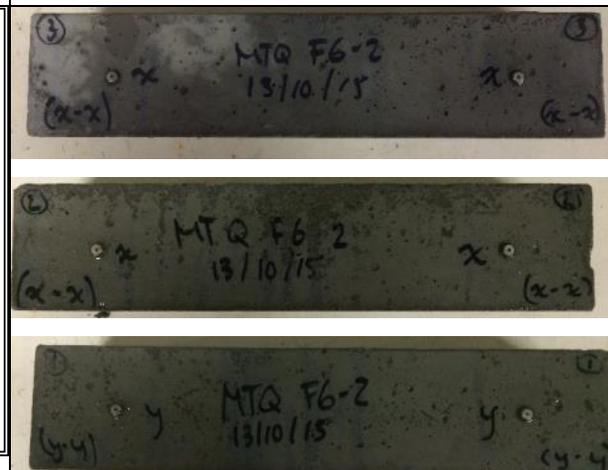


Image non disponible

Éprouvettes FC-Lim1



Éprouvettes FC-Lim2



Éprouvettes FC-Lim3



Éprouvettes FC-FC-GM1



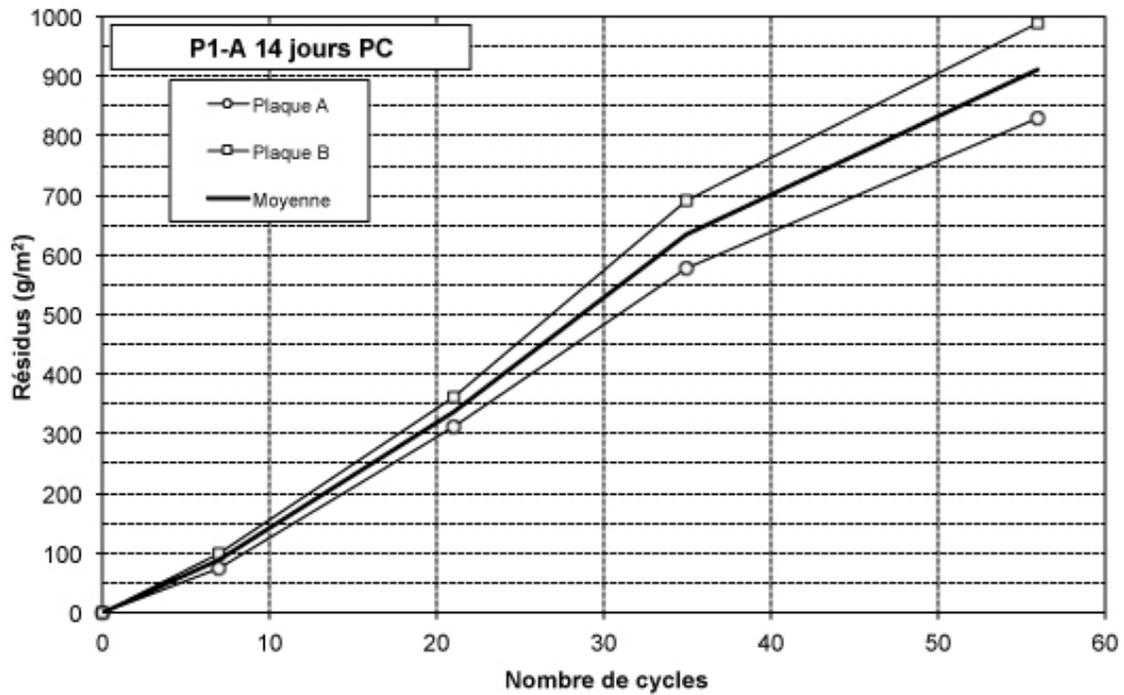
Éprouvettes FC-FC-GM2

Éprouvettes FC-FC-GM3



Éprouvettes FC-FC-GM4

ANNEXE G
RESULTATS DÉTAILLÉS DES ESSAIS D'ÉCAILLAGE



Cycle	Date	Résidu (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	23-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	30-juin-15	76	99	87	1a	1a	1a	101,2	101,3	101,3
21	14-juil.-15	311	360	336	1a	1a	1a	101,3	101,4	101,3
35	28-juil.-15	578	692	635	1a	1a	1a	101,2	101,2	101,2
56	18-août-15	829	990	910	1b	1b	1a	101,2	101,2	101,2

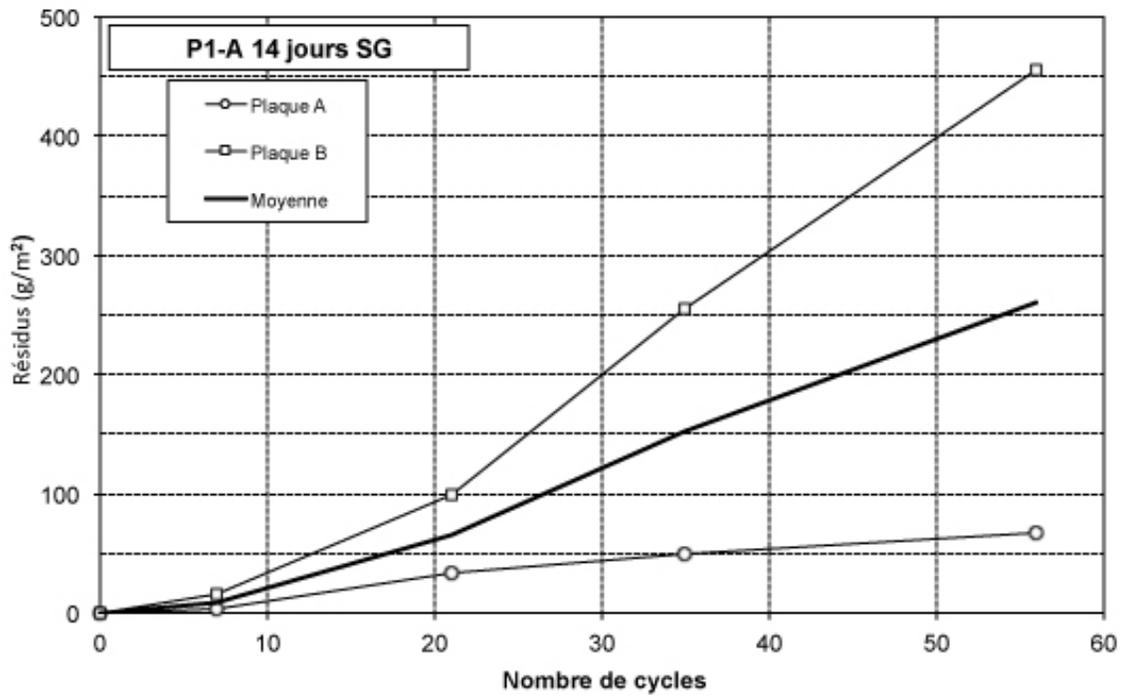
Figure 0-1 - Résultats du test d'écaillage P1-A 14 jours PC



P1-A 14 jours PC Plaque A



P1-A 14 jours PC Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	23-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	30-juin-15	4	16	10	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
21	14-juil.-15	33	99	66	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
35	28-juil.-15	49	255	152	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
56	18-août-15	67	455	261	1a	1a	1a	100,8	100,6	100,7

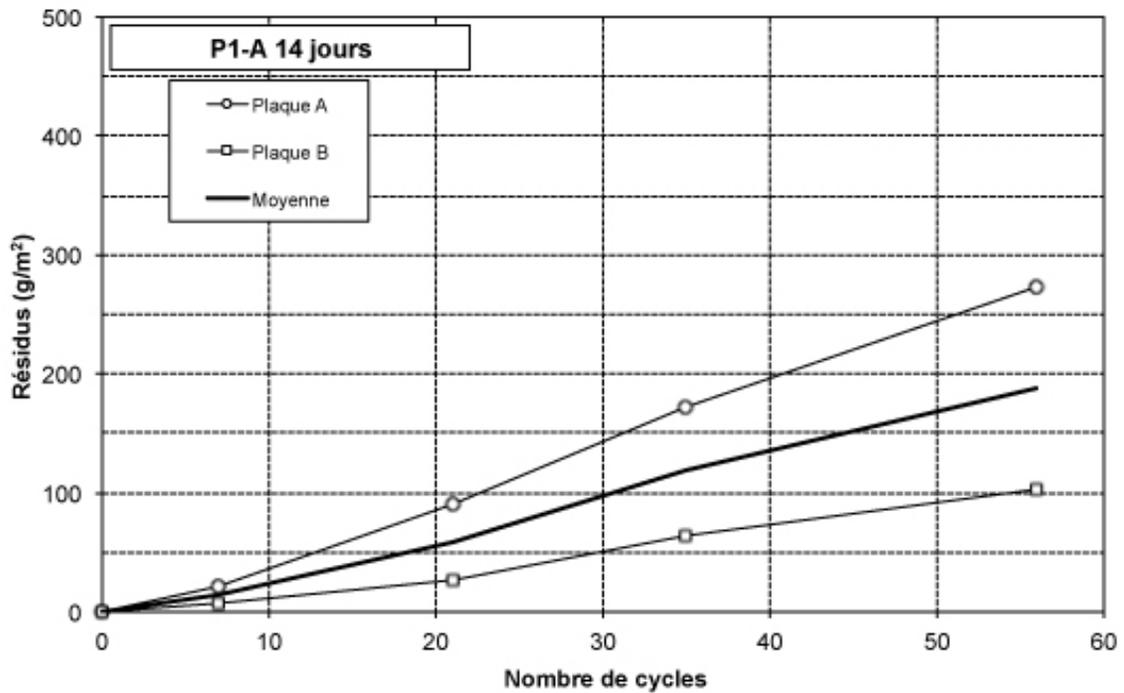
Figure 0-2 - Résultats du test d'écaillage P1-A 14 jours SG



P1-A 14 jours SG Plaque A



P1-A 14 jours SG Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	23-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	30-juin-15	21	8	15	1a	1a	1a	100,6	100,7	100,6
21	14-juil.-15	91	27	59	1a	1a	1a	100,6	100,7	100,7
35	28-juil.-15	172	64	118	1a	1a	1a	100,6	100,7	100,7
56	18-août-15	273	103	188	1a	1a	1a	100,6	100,8	100,7

Figure 0-3 - Résultats du test d'écaillage P1-A 14 jours



P1-A 14 jours Plaque A



P1-A 14 jours Plaque B

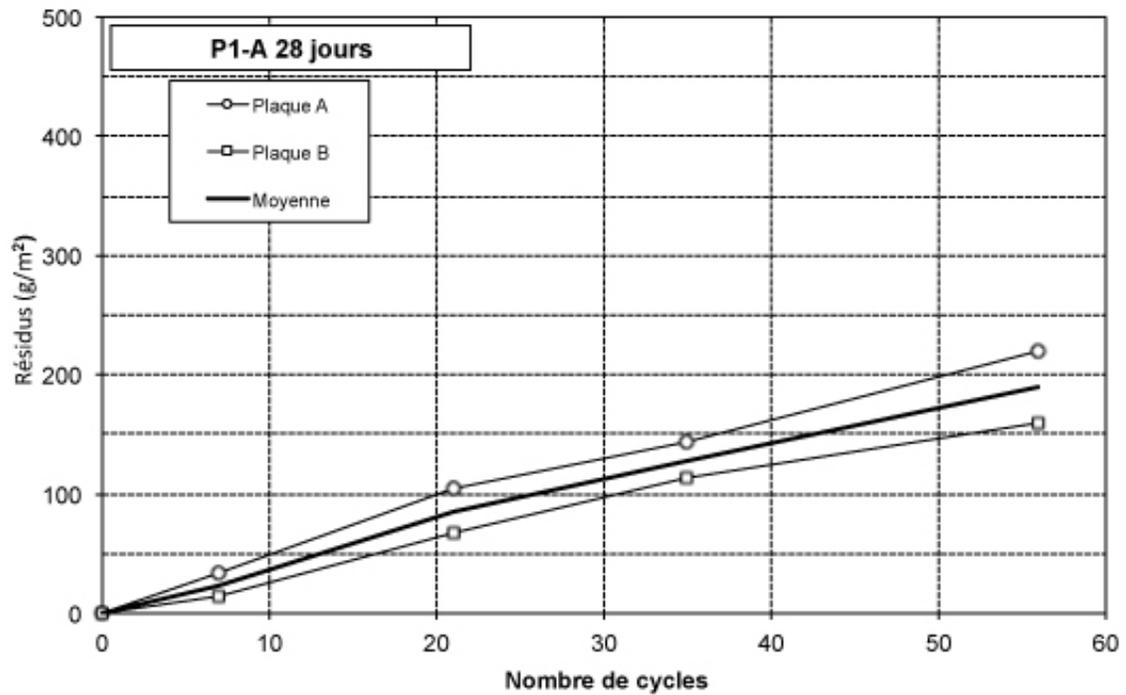


Figure 0-4 - Résultats du test d'écaillage P1-A 28 jours



P1-A 28 jours Plaque A



P1-A 28 jours SG Plaque B

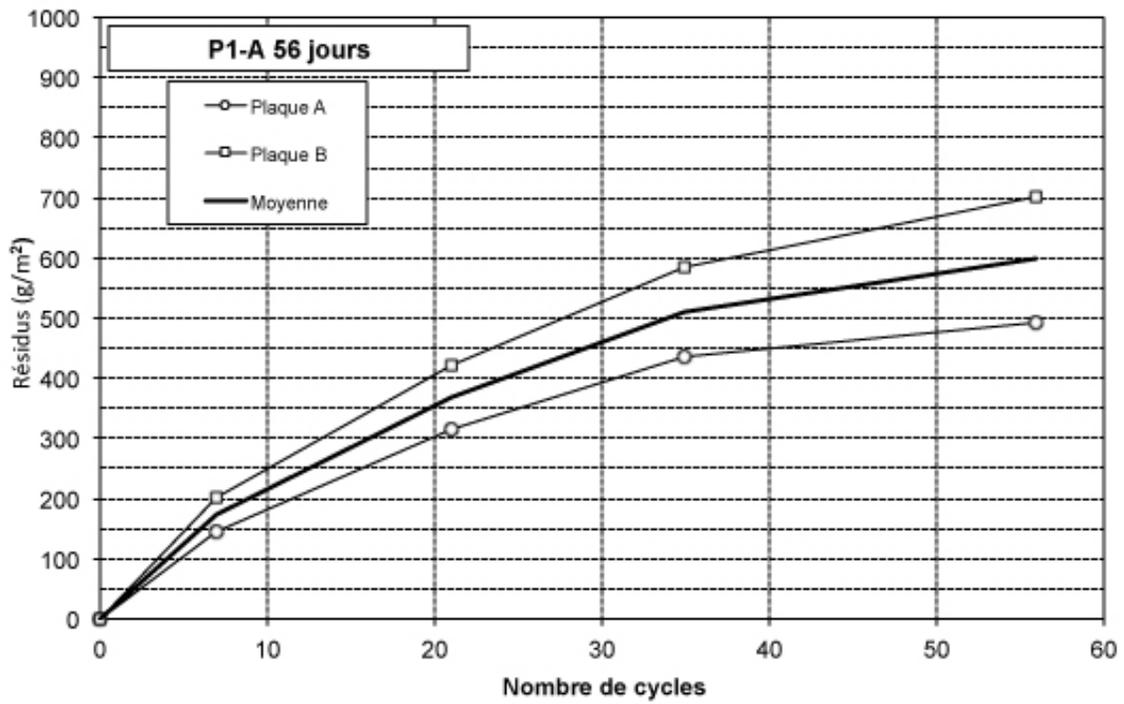


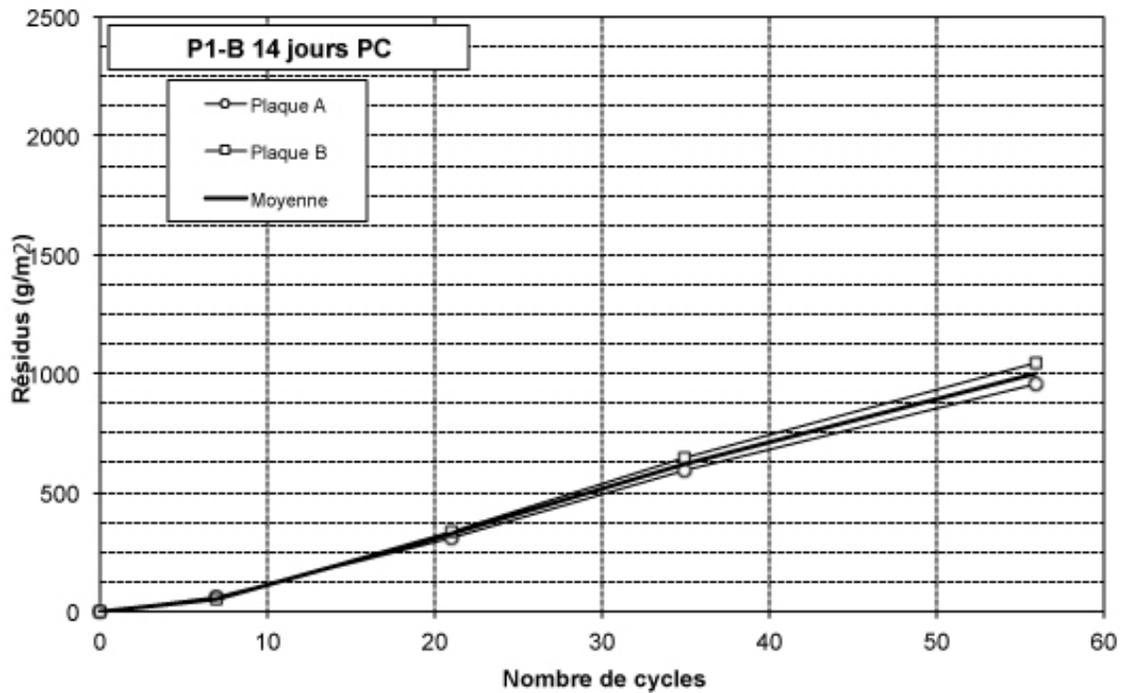
Figure 0-5 - Résultats du test d'écaillage P1-A 56 jours



P1-A 56 jours Plaque A



P1-A 56 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	16-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	23-juin-15	60	50	55	1a	1a	1a	101,1	101,3	101,2
21	7-juil.-15	313	339	326	1a	1a	1a	101,2	101,4	101,3
35	21-juil.-15	596	643	620	1b	1b	1b	101,1	101,2	101,2
56	11-août-15	961	1045	1003	1b	1b	1b	100,9	101,1	101,0

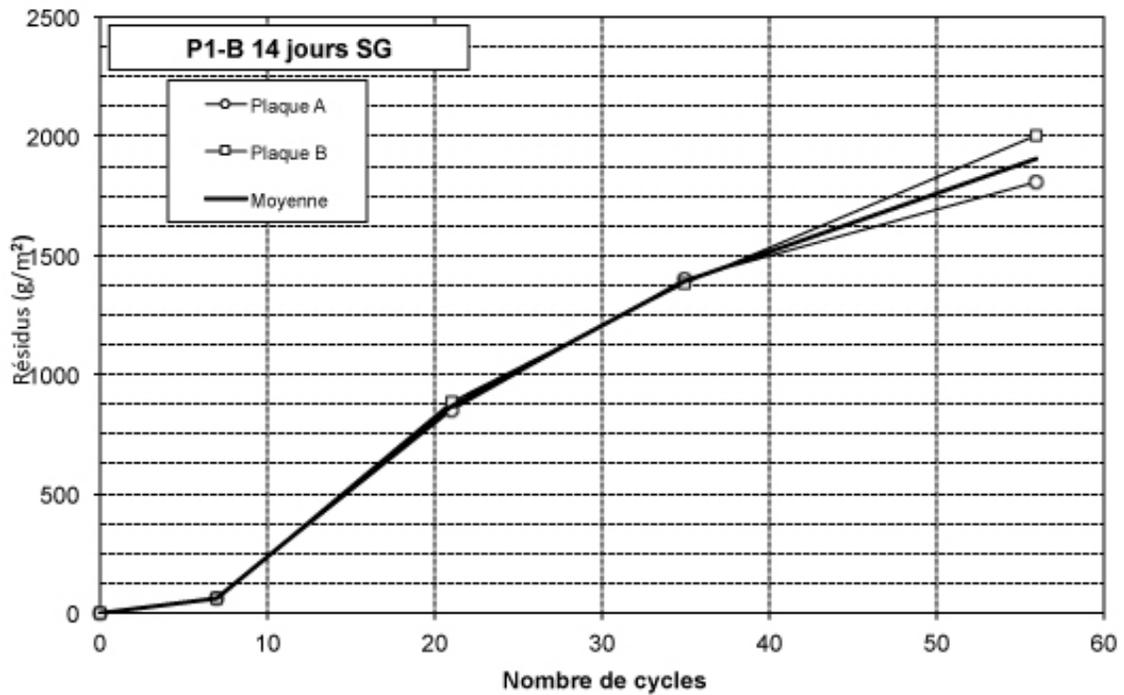
Figure 0-6 - Résultats du test d'écaillage P1-B 14 jours PC



P1-B 14 jours PC Plaque A



P1-B 14 jours PC Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	16-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	23-juin-15	62	64	63	1a	1a	1a	100,7	100,8	100,8
21	7-juil.-15	847	884	865	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5
35	21-juil.-15	1398	1384	1391	1b	1b	1b	100,3	100,4	100,3
56	11-août-15	1805	2008	1906	1b	1b	1b	100,1	100,1	100,1

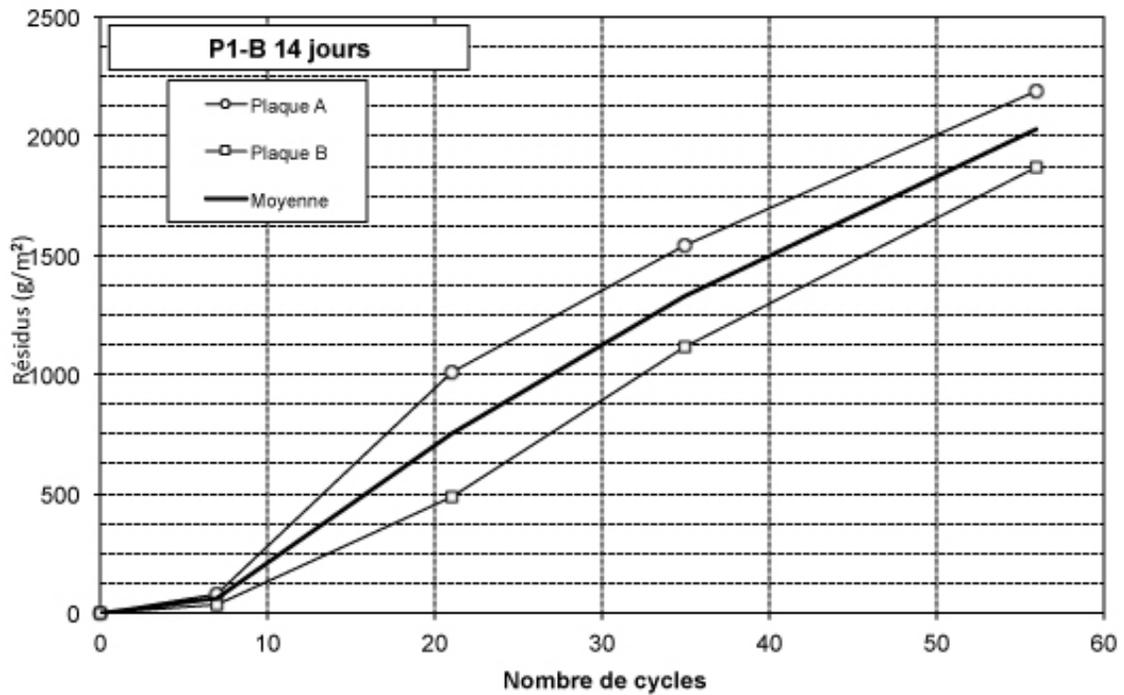
Figure 0-7 - Résultats du test d'écaillage P1-B 14 jours PC



P1-B 14 jours SG Plaque A



P1-B 14 jours SG Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	16-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	23-juin-15	82	35	58	1a	1a	1a	100,7	100,8	100,7
21	7-juil.-15	1011	489	750	1a	1a	1a	100,4	100,6	100,5
35	21-juil.-15	1538	1120	1329	1b	1b	1b	100,2	100,4	100,3
56	11-août-15	2192	1874	2033	1b	1b	1b	99,9	100,1	100,0

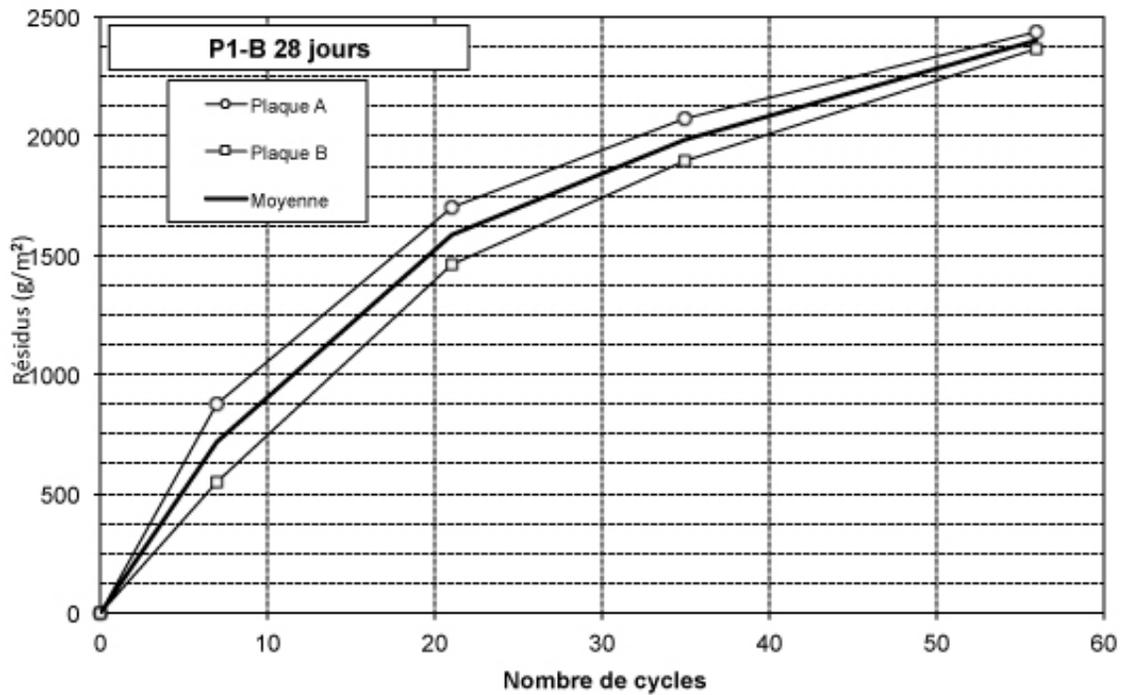
Figure 0-8 - Résultats du test d'écaillage P1-B 14 jours



P1-B 14 jours Plaque A



P1-B 14 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	30-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	7-juil.-15	879	549	714	1b	1b	1b	100,3	100,4	100,3
21	21-juil.-15	1700	1466	1583	1b	1b	1b	100,0	100,0	100,0
35	4-août-15	2072	1902	1987	1b	1b	1b	99,9	99,9	99,9
56	25-août-15	2442	2367	2404	1b	1b	1b	99,7	99,7	99,7

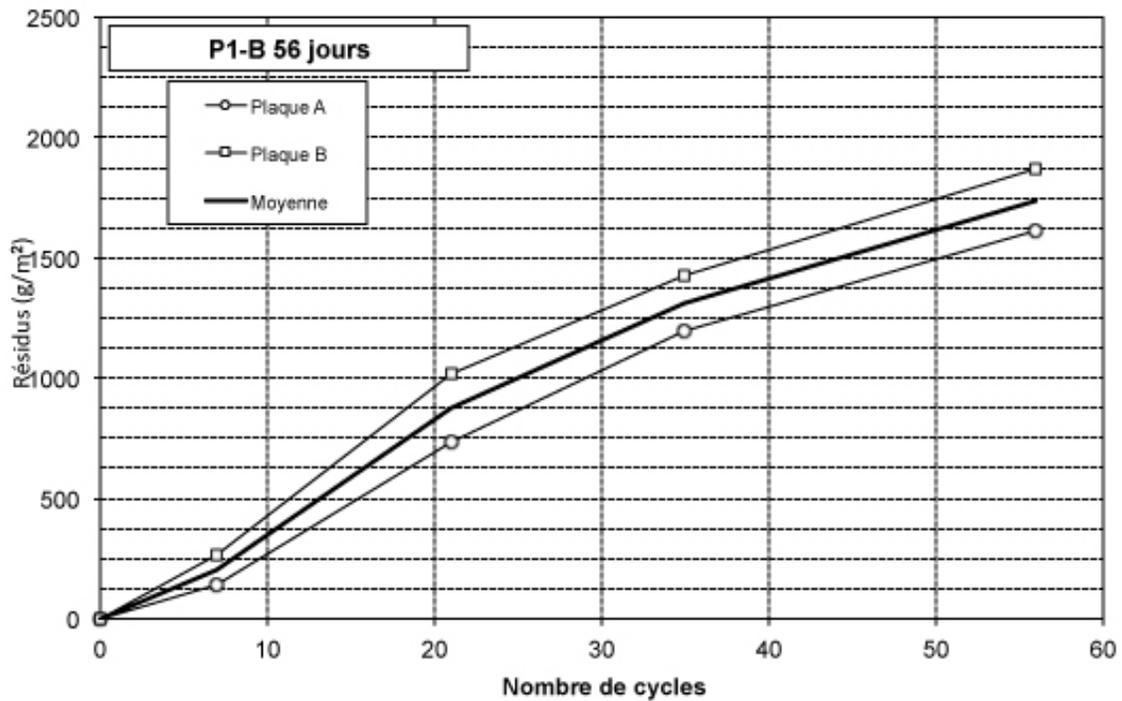
Figure 0-9 - Résultats du test d'écaillage P1-B 28 jours



P1-B 28 jours Plaque A



P1-B 28 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	28-juil.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	4-août-15	145	262	203	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5
21	18-août-15	736	1023	880	1a	1a	1a	100,3	100,1	100,2
35	1-sept.-15	1196	1430	1313	1a	1a	1a	100,0	99,9	100,0
56	22-sept.-15	1614	1868	1741	1a	1a	1a	99,9	99,8	99,8

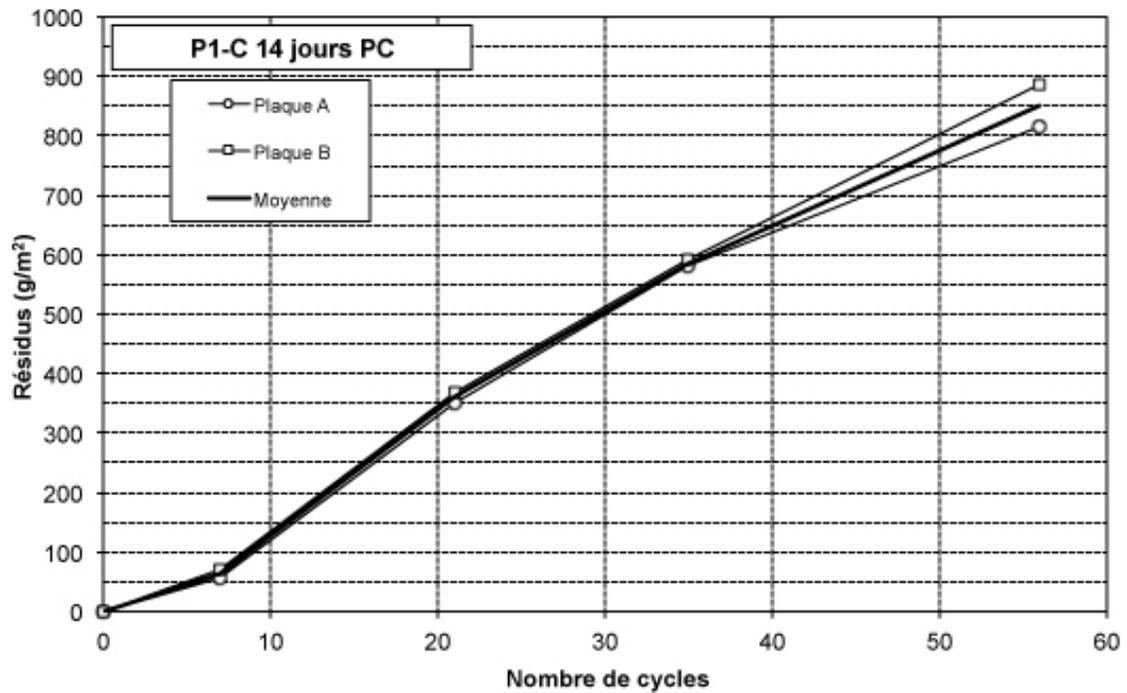
Figure 0-10 - Résultats du test d'écaillage P1-B 56 jours



P1-B 56 jours Plaque A



P1-B 56 jours Plaque B

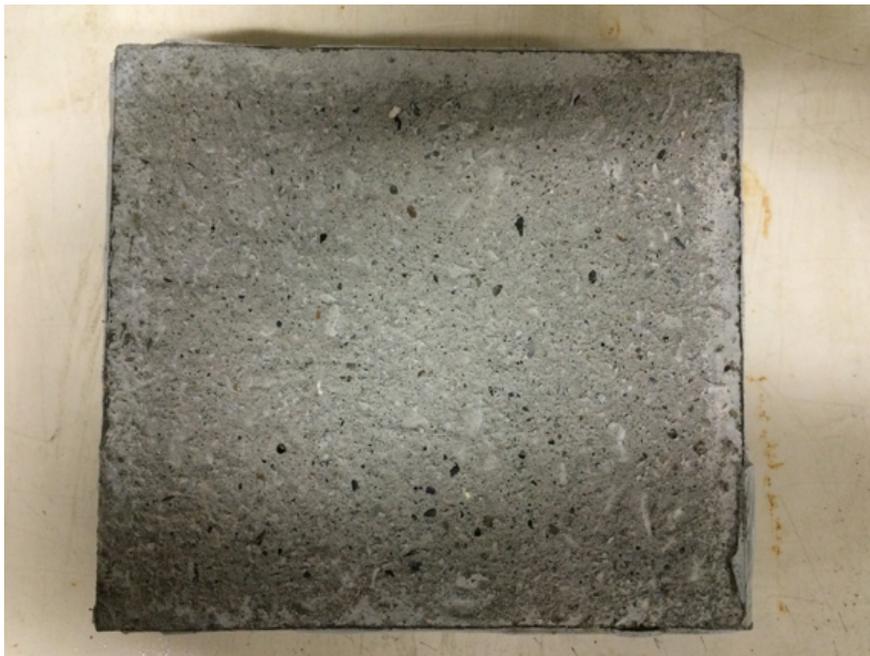


Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	9-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	16-juin-15	58	70	64	1a	1a	1a	101,1	101,1	101,1
21	30-juin-15	351	370	361	1a	1a	1a	100,9	100,9	100,9
35	14-juil.-15	583	591	587	1b	1b	1b	101,0	101,0	101,0
56	4-août-15	816	888	852	1b	1b	1b	101,0	100,9	101,0

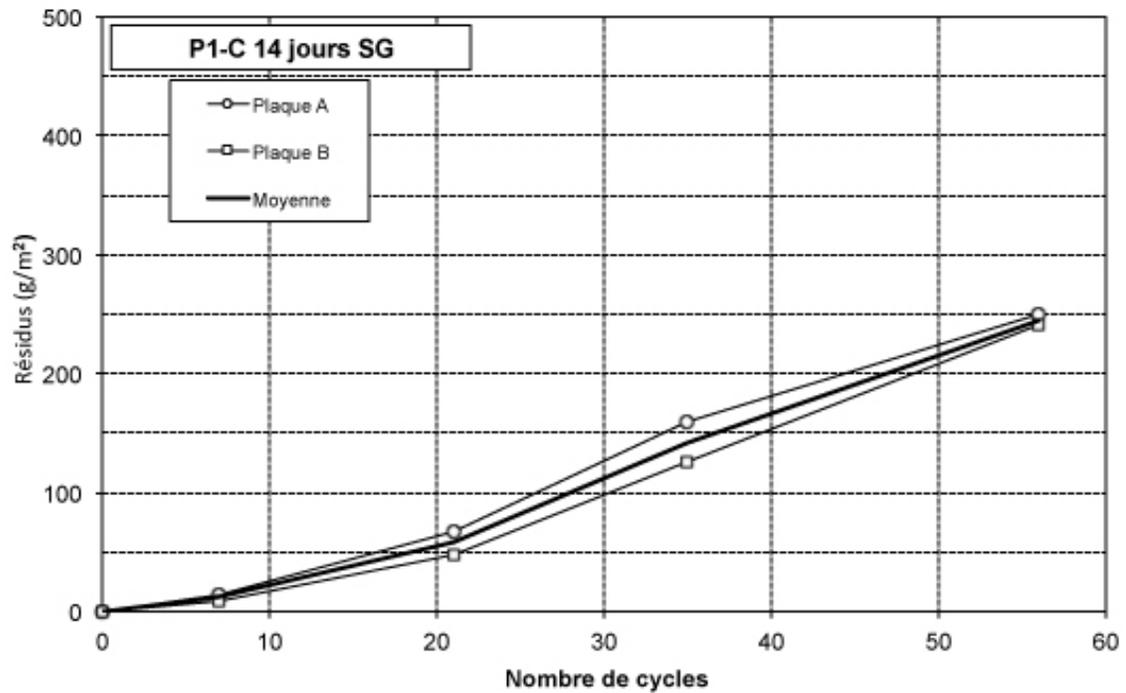
Figure 0-11 - Résultats du test d'écaillage P1-C 14 jours PC



P1-C 14 jours PC Plaque A



P1-C 14 jours PC Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	9-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	16-juin-15	14	10	12	1a	1a	1a	100,7	102,8	101,7
21	30-juin-15	68	48	58	1a	1a	1a	100,7	102,7	101,7
35	14-juil.-15	159	126	142	1a	1a	1a	100,7	102,8	101,7
56	4-août-15	250	240	245	1a	1a	1a	100,7	102,8	101,8

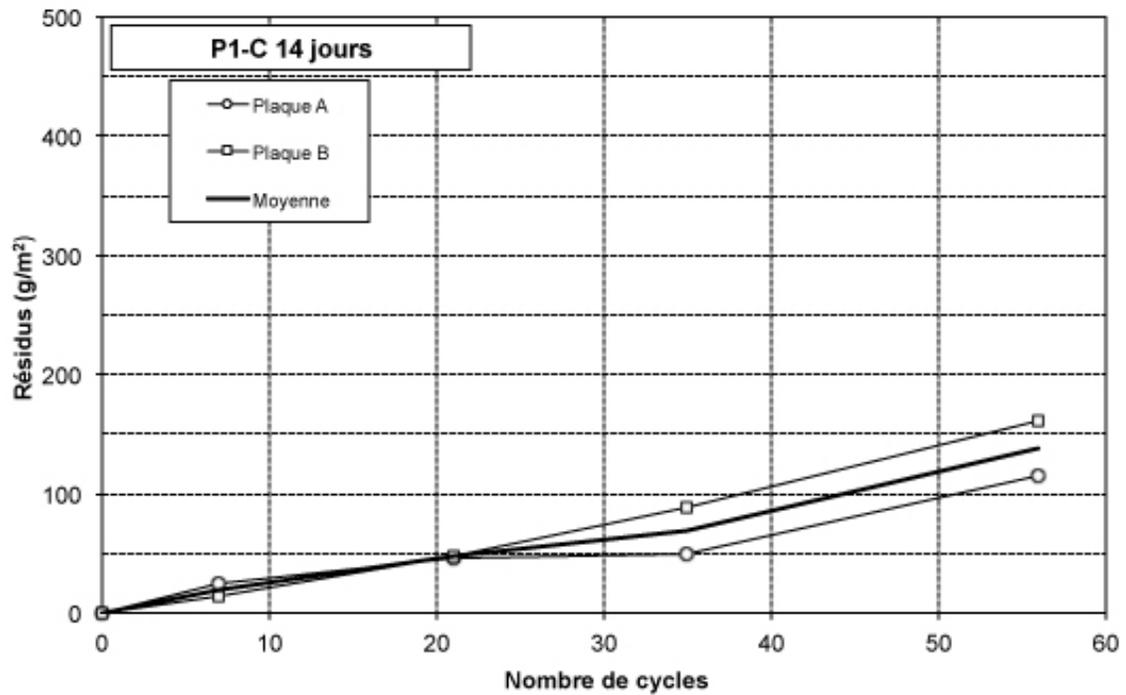
Figure 0-12 - Résultats du test d'écaillage P1-C 14 jours SG



P1-C 14 jours SG Plaque A



P1-C 14 jours SG Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	9-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	16-juin-15	25	13	19	1a	1a	1a	100,8	995,5	548,1
21	30-juin-15	46	48	47	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
35	14-juil.-15	50	88	69	1a	1a	1a	100,8	100,7	100,8
56	4-août-15	115	161	138	1a	1a	1a	100,8	100,7	100,8

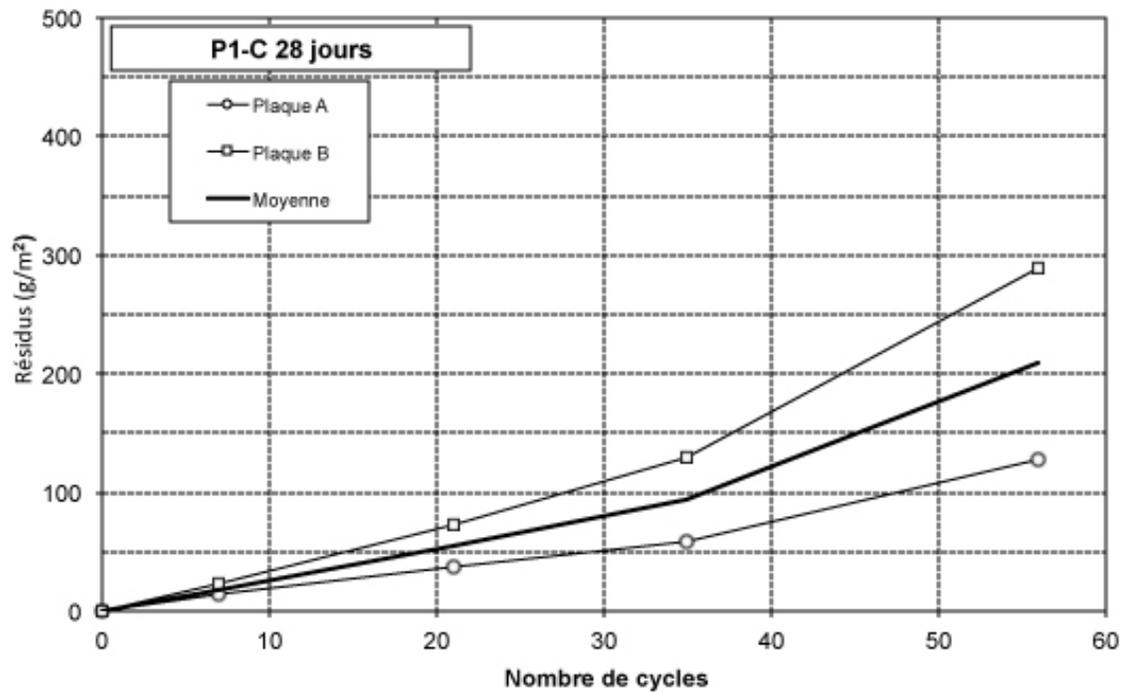
Figure 0-13 - Résultats du test d'écaillage P1-C 14 jours



P1-C 14 jours Plaque A



P1-C 14 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	23-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	30-juin-15	14	23	18	1a	1a	1a	100,6	100,5	100,6
21	14-juil.-15	37	73	55	1a	1a	1a	100,7	100,6	100,6
35	28-juil.-15	58	129	94	1a	1a	1a	100,7	100,6	100,6
56	18-août-15	128	289	209	1a	1a	1a	100,7	100,6	100,6

Figure 0-14 - Résultats du test d'écaillage P1-C 28 jours



P1-C 28 jours Plaque A



P1-C 28 jours Plaque B

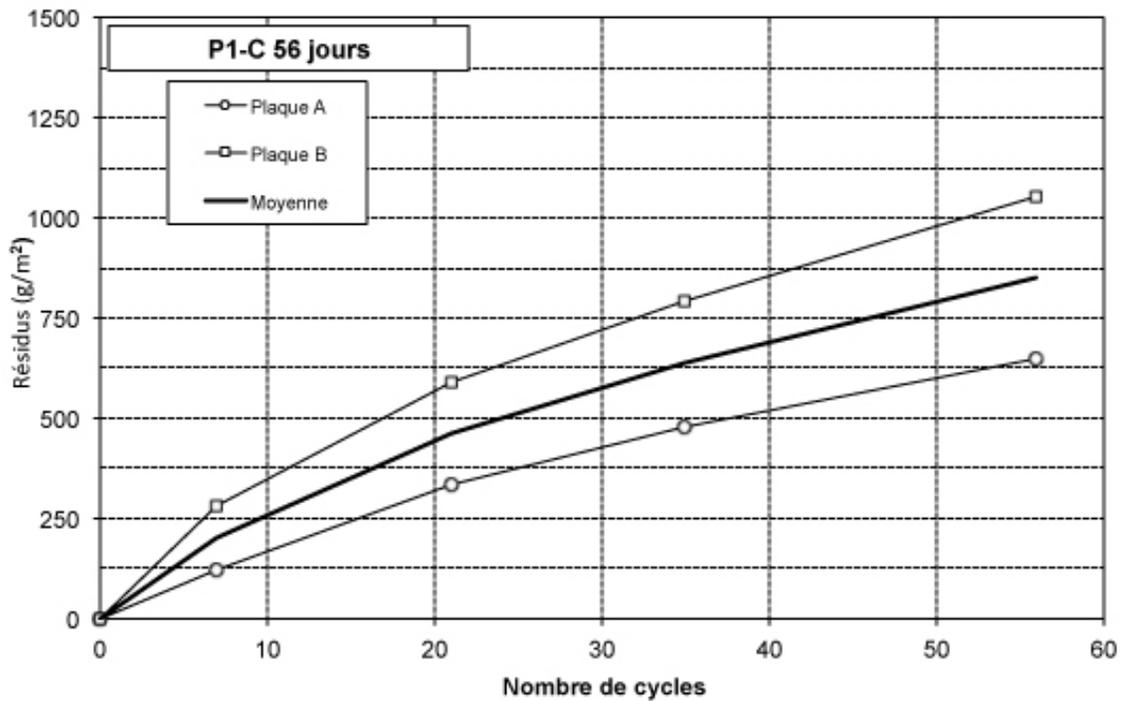


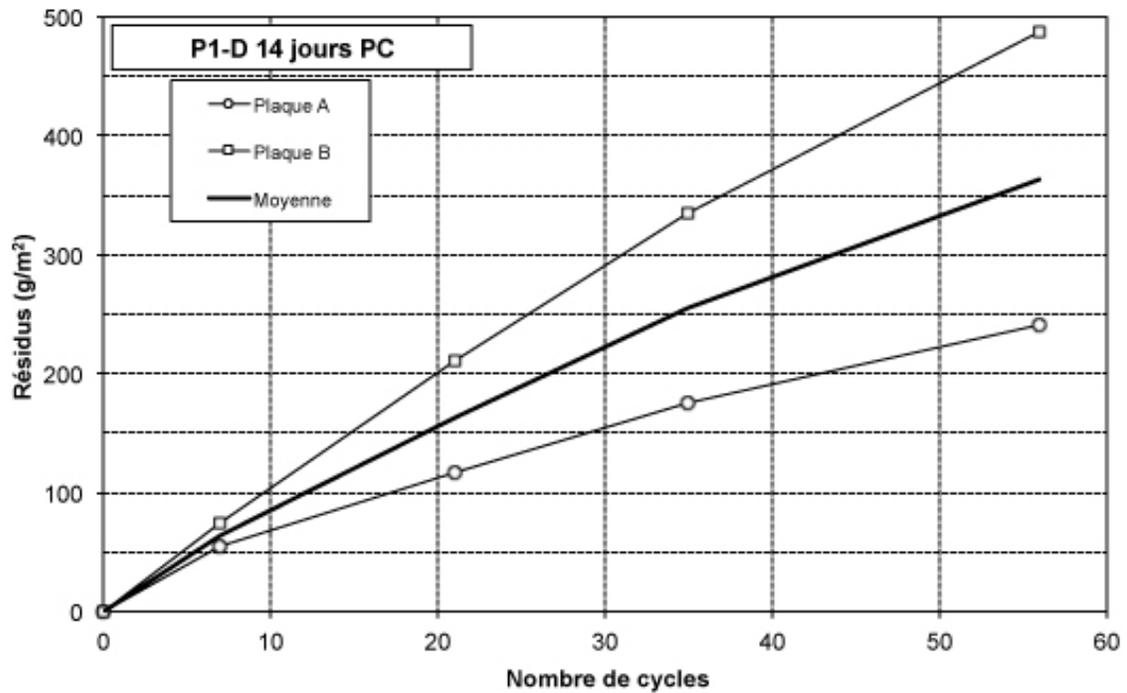
Figure 0-15 - Résultats du test d'écaillage P1-C 56 jours



P1-C 56 jours Plaque A



P1-C 56 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	2-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	9-juin-15	54	74	64	1a	1a	1a	101,0	100,7	100,9
21	23-juin-15	116	211	164	1a	1a	1a	101,1	100,7	100,9
35	7-juil.-15	176	335	256	1a	1a	1a	101,2	100,8	101,0
56	28-juil.-15	240	487	364	1a	1a	1a	101,2	100,7	101,0

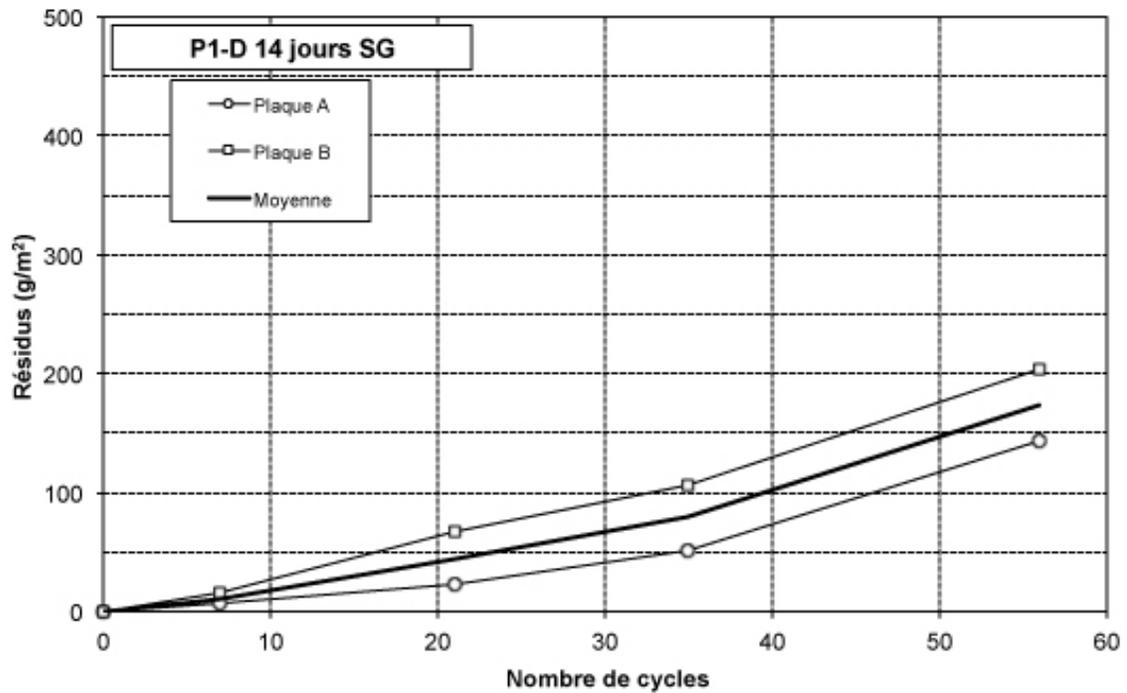
Figure 0-16 - Résultats du test d'écaillage P1-D 14 jours PC



P1-D 14 jours PC Plaque A



P1-D 14 jours PC Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	2-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	9-juin-15	8	15	11	1a	1a	1a	108,1	100,6	104,3
21	23-juin-15	23	67	45	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
35	7-juil.-15	51	107	79	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
56	28-juil.-15	143	205	174	1a	1a	1a	100,7	100,6	100,6

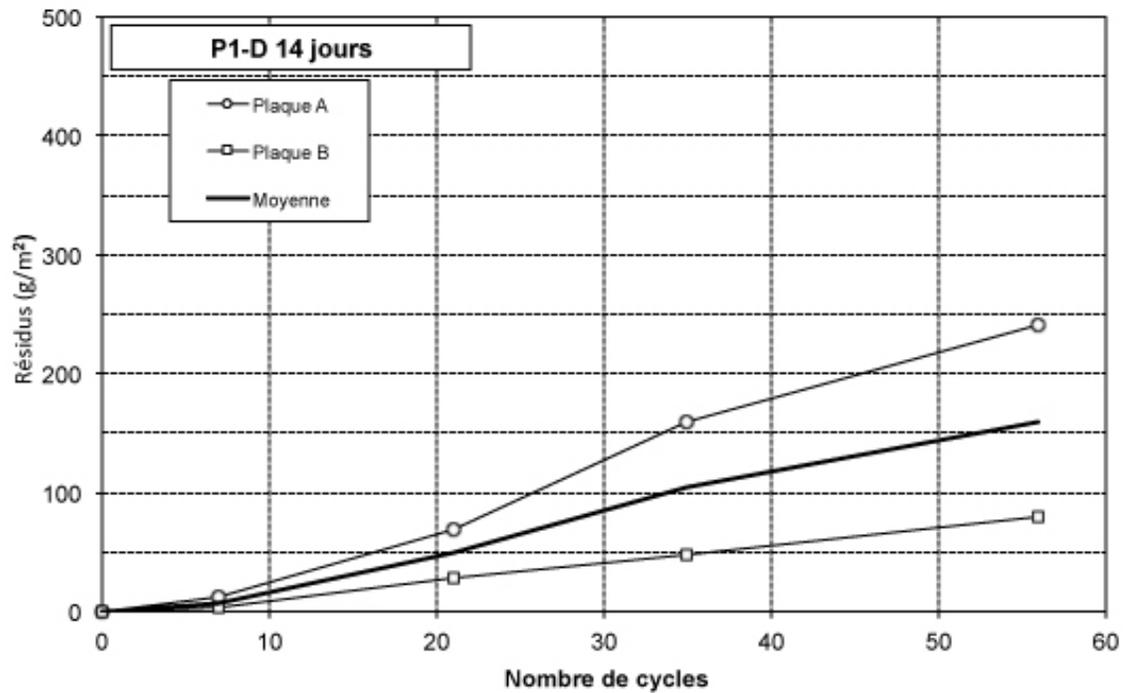
Figure 0-17 - Résultats du test d'écaillage P1-D 14 jours SG



P1-D 14 jours SG Plaque A



P1-D 14 jours SG Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	2-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	9-juin-15	12	4	8	1a	1a	1a	100,8	100,7	100,7
21	23-juin-15	69	29	49	1a	1a	1a	100,8	100,7	100,7
35	7-juil.-15	160	48	104	1a	1a	1a	100,8	100,8	100,8
56	28-juil.-15	241	79	160	1a	1a	1a	100,8	100,7	100,8

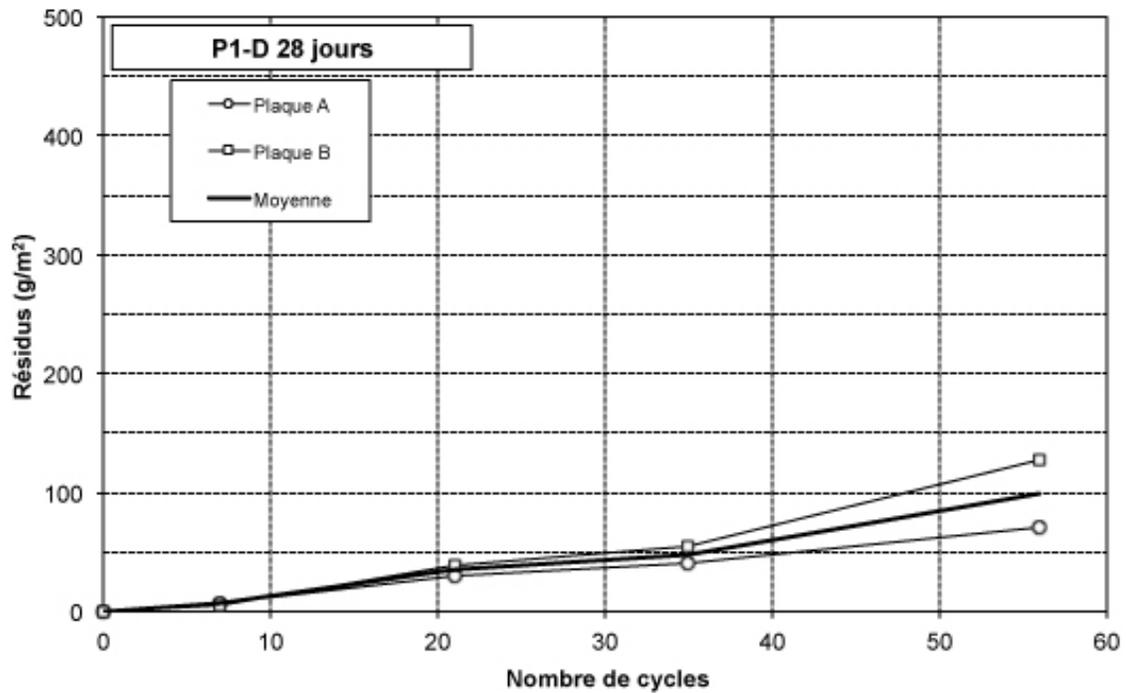
Figure 0-18 - Résultats du test d'écaillages P1-D 14 jours



P1-D 14 jours Plaque A



P1-D 14 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	2-juin-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	9-juin-15	8	6	7	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5
21	23-juin-15	31	39	35	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
35	7-juil.-15	41	55	48	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
56	28-juil.-15	72	129	100	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6

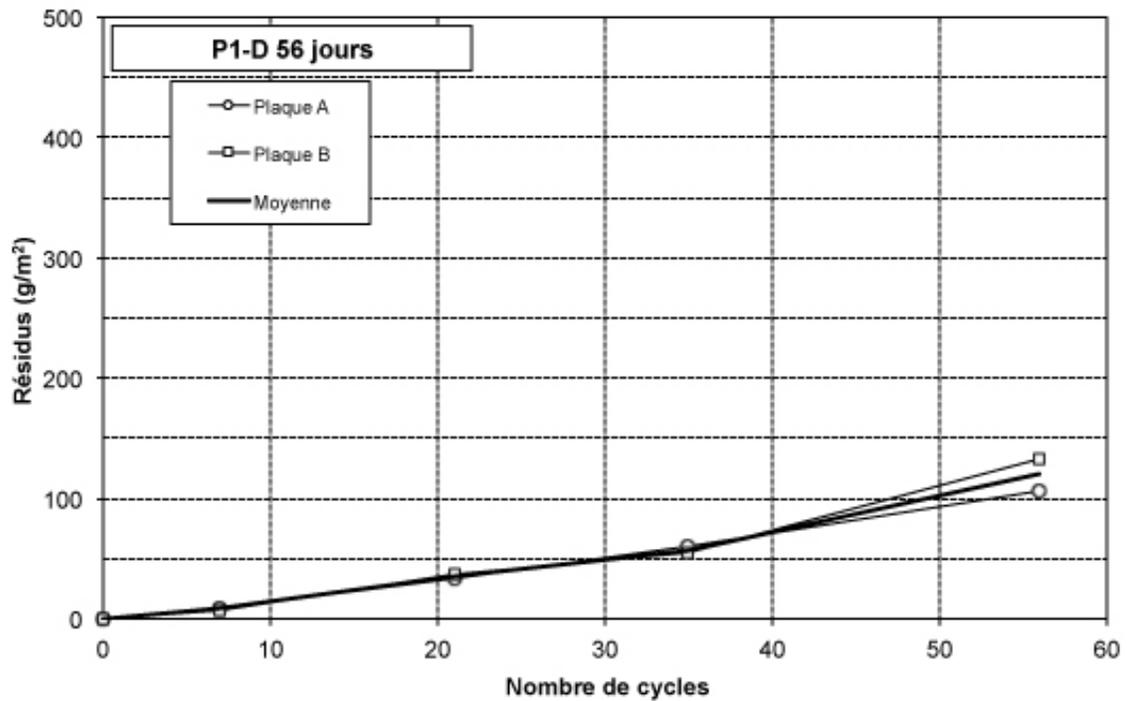
Figure 0-19 - Résultats du test d'écaillage P1-D 28 jours



P1-D 28 jours Plaque A



P1-D 28 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidu (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	14-juil.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	21-juil.-15	10	8	9	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5
21	4-août-15	33	37	35	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5
35	18-août-15	60	54	57	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5
56	8-sept.-15	107	134	120	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5

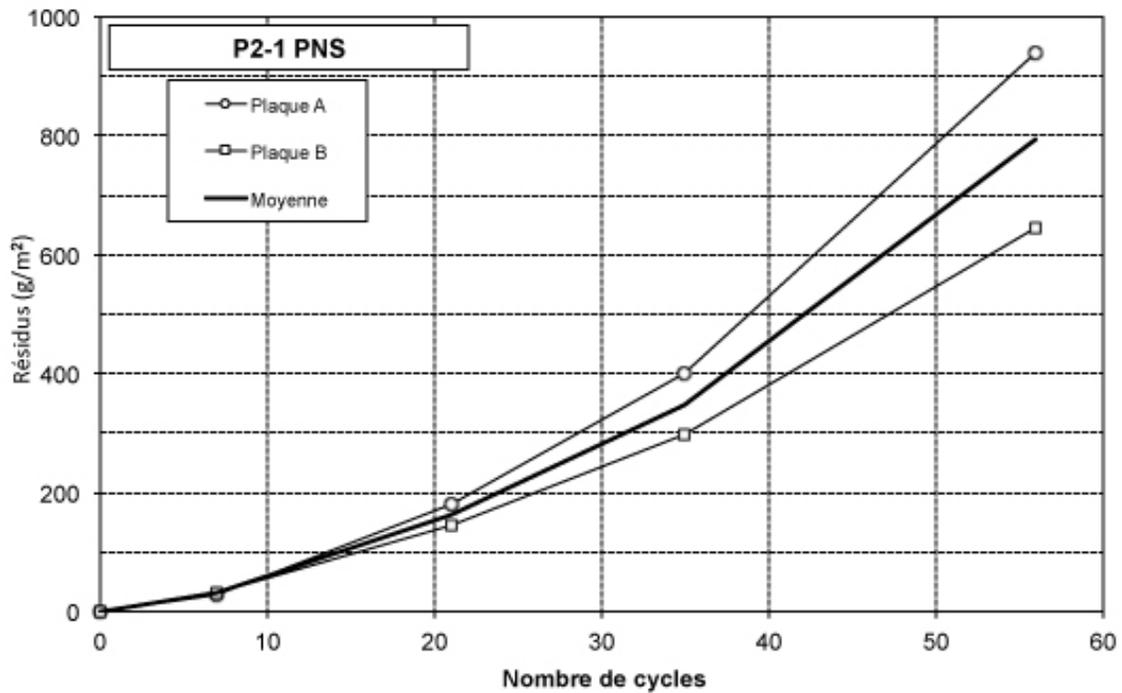
Figure 0-20 - Résultats du test d'écaillage P1-D 56 jours



P1-D 56 jours Plaque A



P1-D 56 jours Plaque B



Cycle	Date	Résidu (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	18-août-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	25-août-15	29	32	30	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
21	8-sept.-15	182	147	164	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
35	22-sept.-15	401	297	349	1a	1a	1a	100,6	100,5	100,5
56	13-oct.-15	940	646	793	1a	1a	1a	100,3	100,4	100,3

Figure 0-21 - Résultats du test d'écaillage de P2-1 réalisé avec un SP PNS



P2-1 PNS Plaque A



P2-1 PNS Plaque B

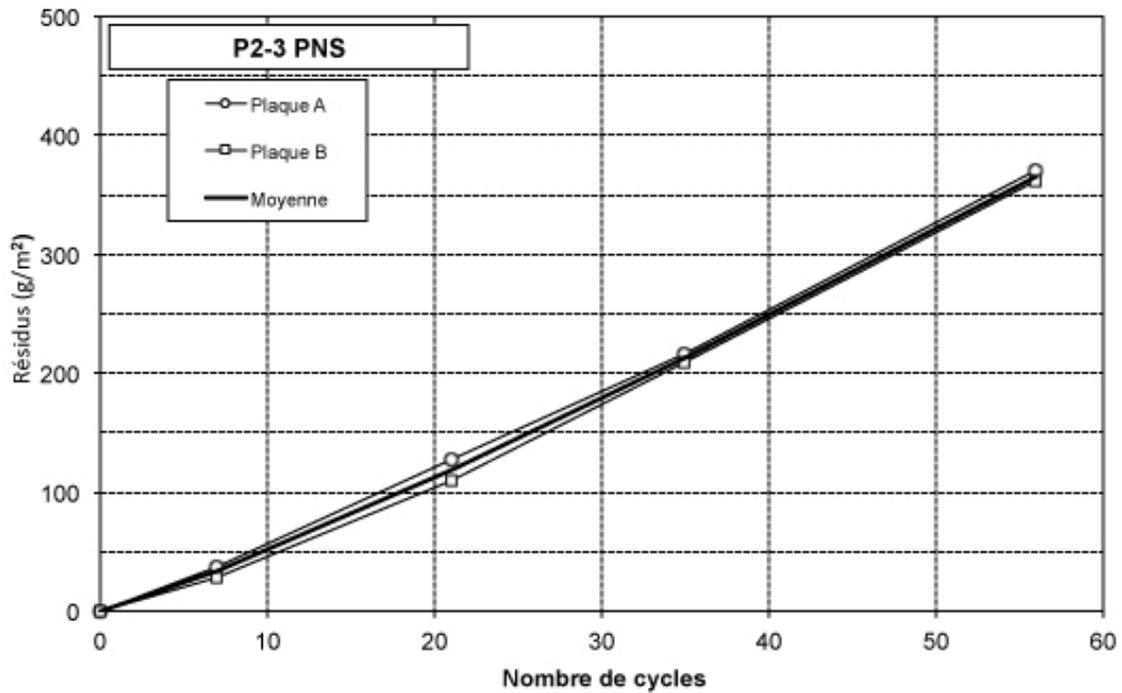


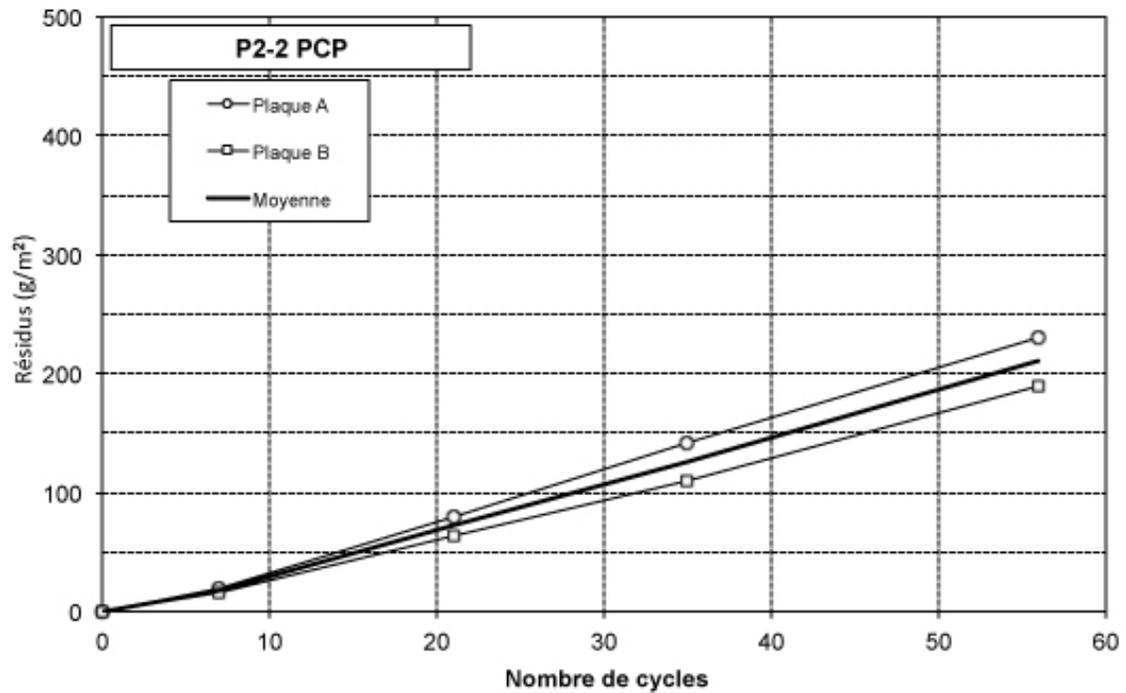
Figure 0-22 - Résultats du test d'écaillage de P2-3 réalisé avec un SP PNS



P2-3 PNS Plaque A



P2-3 PNS Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	25-août-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	1-sept.-15	20	16	18	1a	1a	1a	100,5	100,6	100,6
21	15-sept.-15	80	64	72	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
35	29-sept.-15	143	110	127	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
56	20-oct.-15	231	190	210	1a	1a	1a	100,5	100,6	100,6

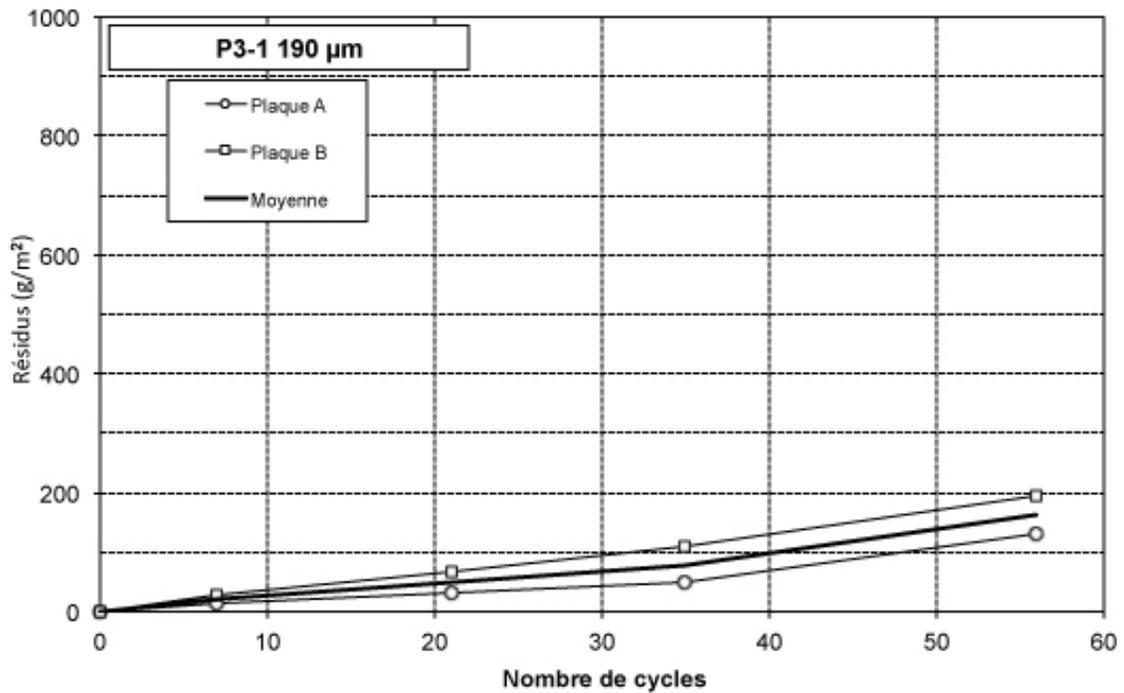
Figure 0-23 - Résultats du test d'écaillage de P2-2 réalisé avec un SP PCP



P2-2 PCP Plaque A



P2-2 PCP Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	15-sept.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	22-sept.-15	14	29	21	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
21	6-oct.-15	33	68	51	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
35	20-oct.-15	48	109	79	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
56	10-nov.-15	130	197	163	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6

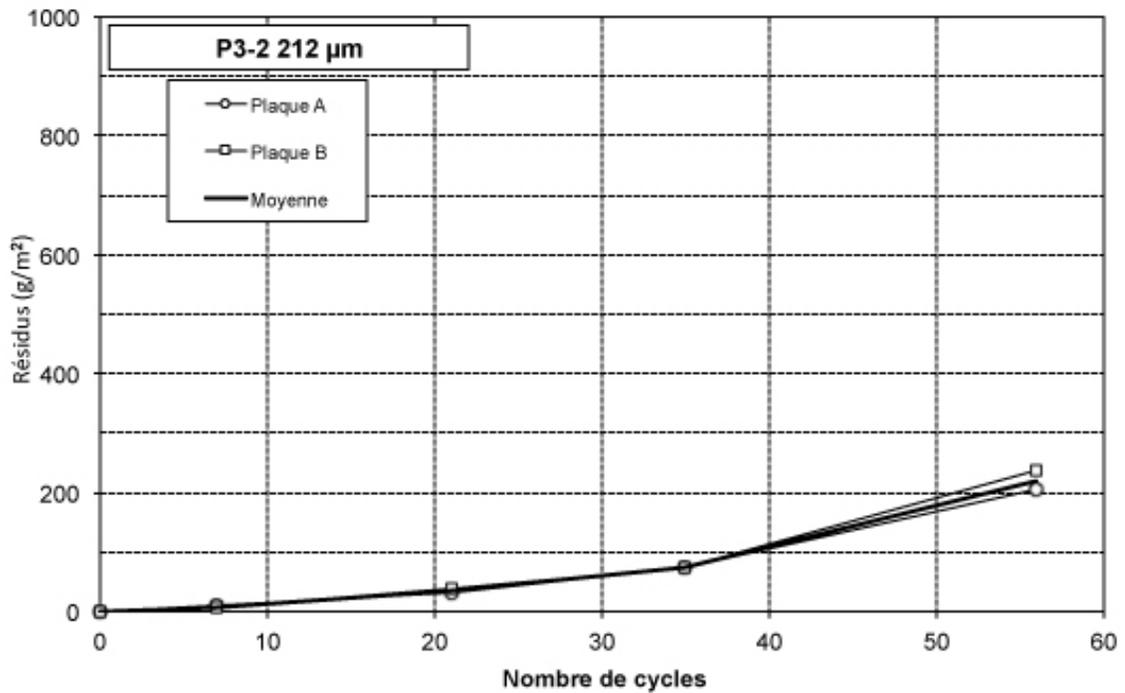
Figure 0-24 - Résultats du test d'écaillage P3-1



P3-1 Plaque A

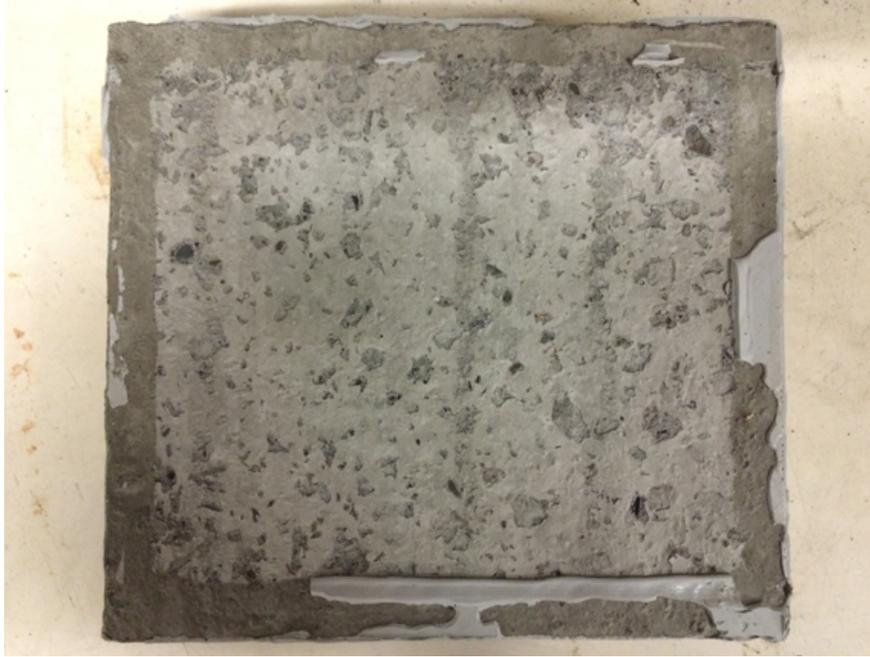


P3-1 Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	22-sept.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	29-sept.-15	10	8	9	1a	1a	1a	100,5	100,6	100,6
21	13-oct.-15	33	39	36	1a	1a	1a	100,5	100,7	100,6
35	27-oct.-15	76	76	76	1a	1a	1a	100,6	100,7	100,6
56	17-nov.-15	204	236	220	1a	1a	1a	100,5	100,6	100,6

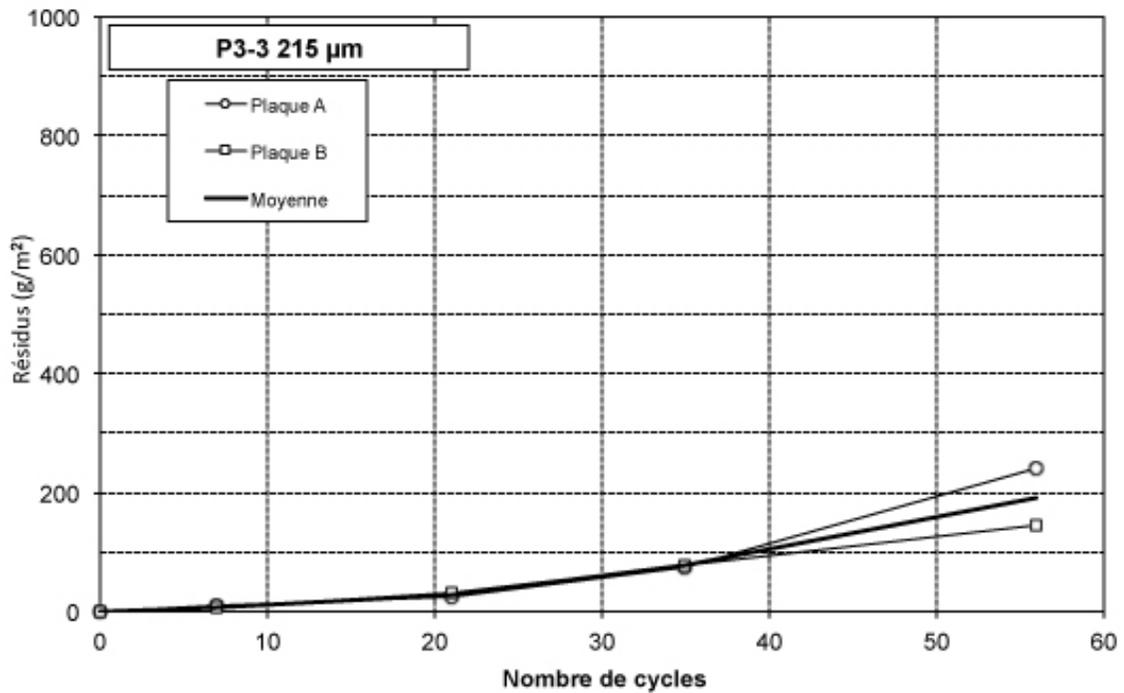
Figure 0-25 - Résultats du test d'écaillage P3-2



P3-2 Plaque A



P3-2 Plaque B

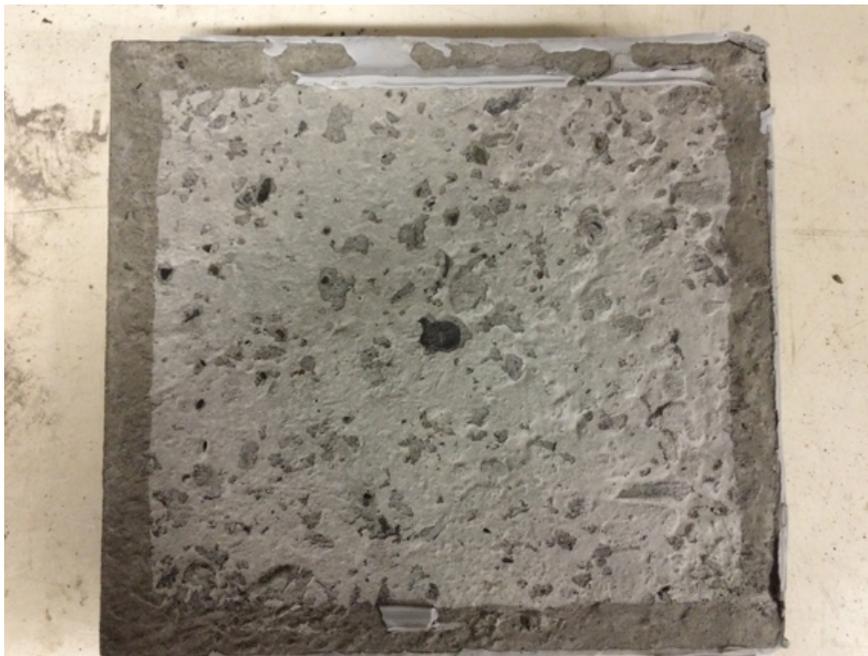


Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	29-sept.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	6-oct.-15	10	6	8	1a	1a	1a	100,5	100,4	100,4
21	20-oct.-15	25	31	28	1a	1a	1a	100,6	100,5	100,6
35	3-nov.-15	76	78	77	1a	1a	1a	100,6	100,6	100,6
56	24-nov.-15	240	145	193	1a	1a	1a	100,5	100,5	100,5

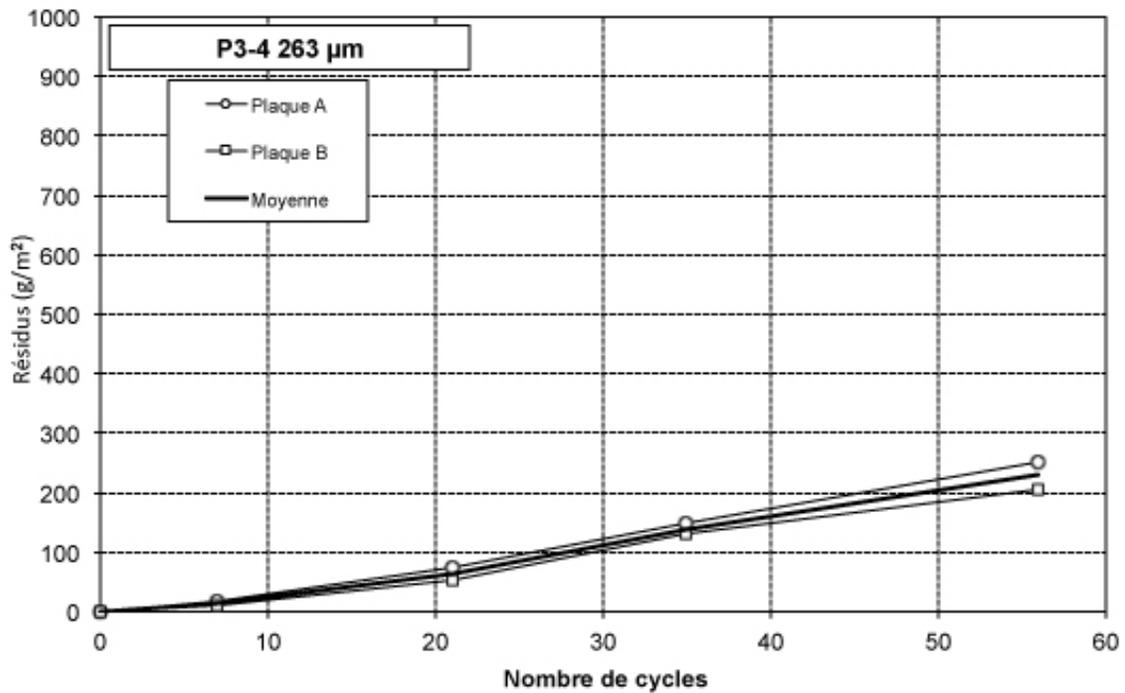
Figure 0-26 - Résultats du test d'écaillage P3-3



P3-3 Plaque A



P3-3 Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	1-déc.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	8-déc.-15	17	12	14	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
21	22-déc.-15	76	52	64	1a	1a	1a	100,7	100,8	100,7
35	5-janv.-16	149	131	140	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7
56	26-janv.-16	252	206	229	1a	1a	1a	100,7	100,7	100,7

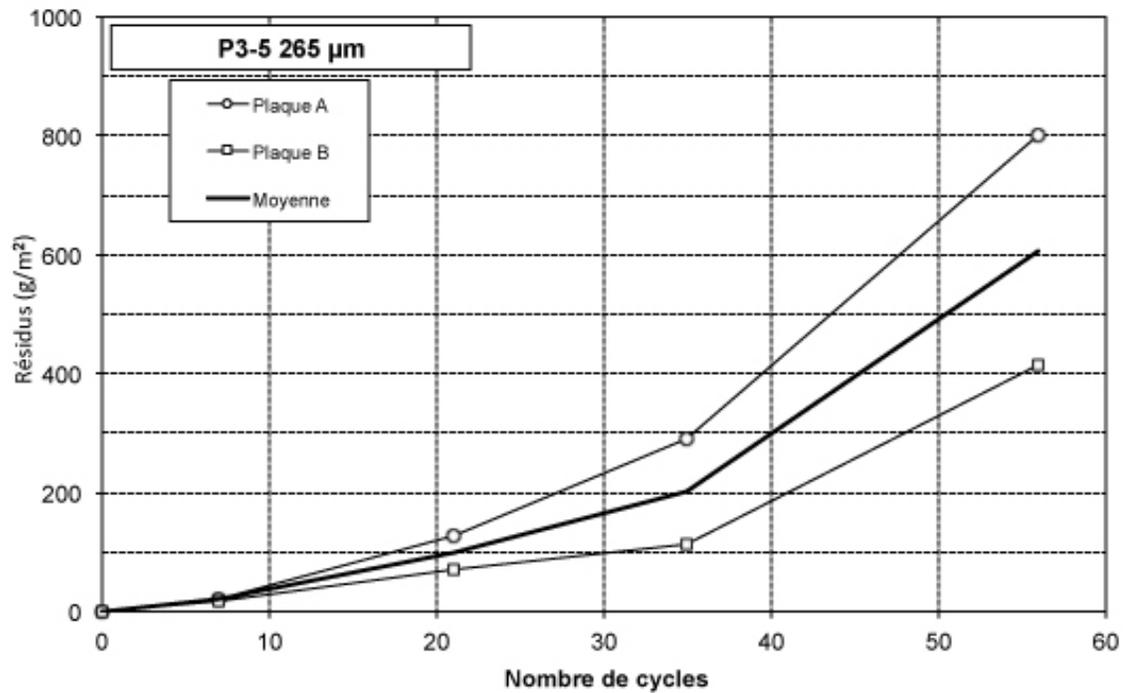
Figure 0-27 - Résultats du test d'écaillage P3-4



P3-4 Plaques A



P3-4 Plaques B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	15-déc.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	22-déc.-15	21	19	20	1a	1a	1a	100,9	100,9	100,9
21	5-janv.-16	129	70	100	1a	1a	1a	100,9	100,9	100,9
35	19-janv.-16	289	115	202	1a	1a	1a	100,7	100,9	100,8
56	9-févr.-16	801	415	608	1a	1a	1a	100,6	100,8	100,7

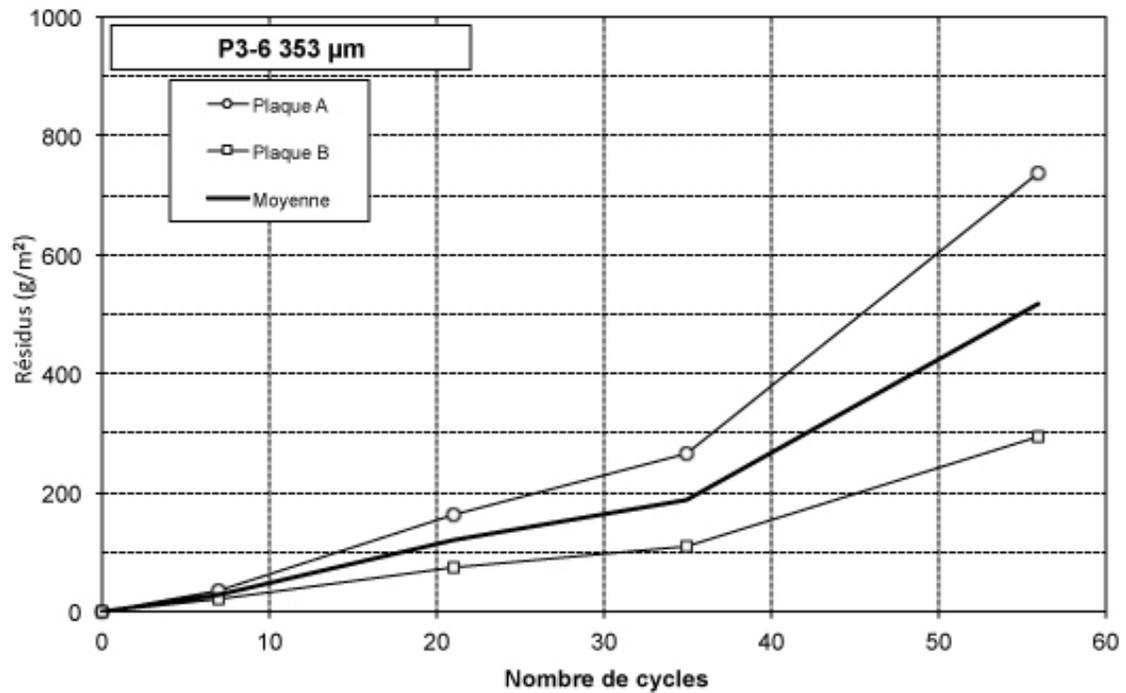
Figure 0-28 - Résultats du test d'écaillage P3-5



P3-5 Plaque A



P3-5 Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	15-déc.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	22-déc.-15	37	21	29	1a	1a	1a	100,9	100,8	100,9
21	5-janv.-16	163	76	119	1a	1a	1a	100,9	100,8	100,9
35	19-janv.-16	266	109	187	1a	1a	1a	100,8	100,8	100,8
56	9-févr.-16	738	296	517	1a	1a	1a	100,7	100,8	100,8

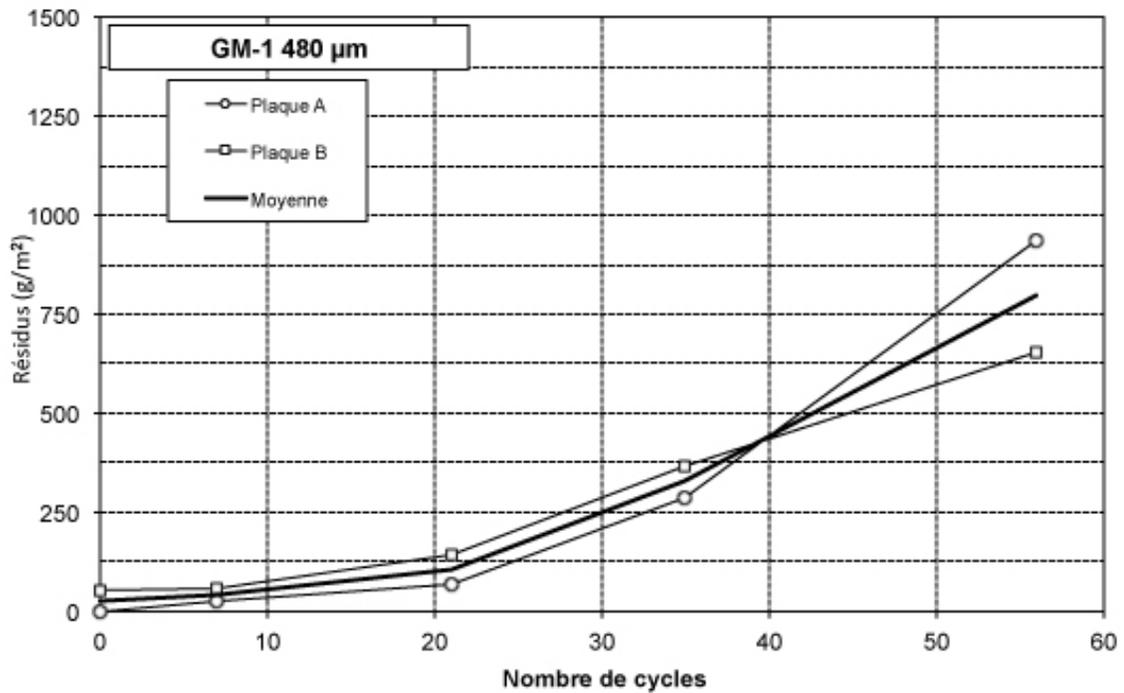
Figure 0-29 - Résultats du test d'écaillage P3-6



P3-6 Plaque A



P3-6 Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	29-déc.-15	0	54	27	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	5-janv.-16	27	58	43	3	3	3	100,8	100,7	100,7
21	19-janv.-16	67	145	106	3	3	3	100,7	100,6	100,7
35	2-févr.-16	287	368	328	3	3	3	100,8	100,8	100,8
56	23-févr.-16	937	655	796	3	3	3	100,6	100,9	100,7

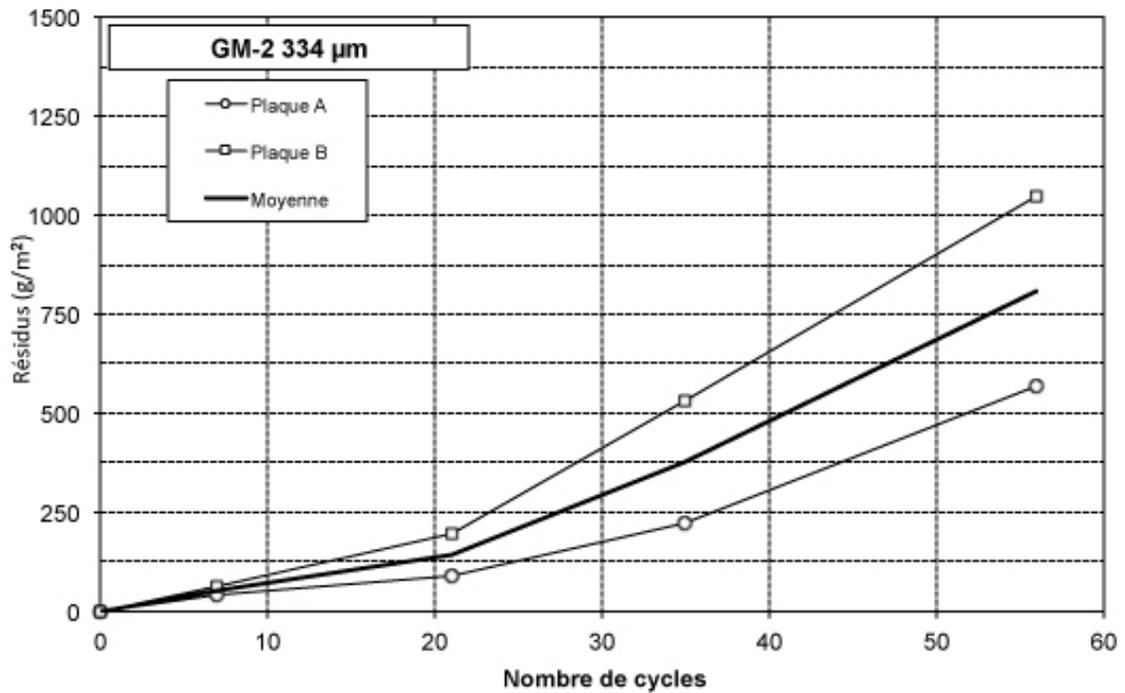
Figure 0-30 - Résultats du test d'écaillage GM-1



GM-1 Plaque A



GM-1 Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	29-déc.-15	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	5-janv.-16	45	64	55	3	3	3	100,8	101,0	100,9
21	19-janv.-16	93	195	144	3	3	3	100,7	100,9	100,8
35	2-févr.-16	221	530	375	3	3	3	100,8	100,8	100,8
56	23-févr.-16	570	1049	810	3	3	3	100,7	100,7	100,7

Figure 0-31 - Résultats du test d'écaillage GM-2



GM-2 Plaque A



GM-2 Plaque B

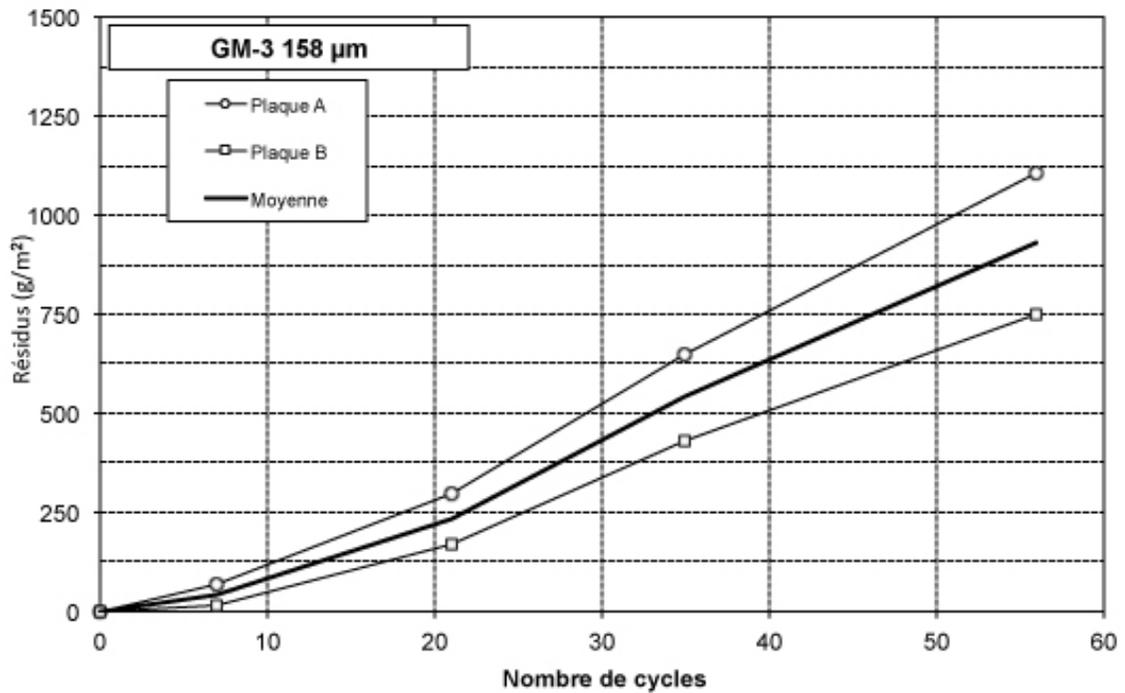
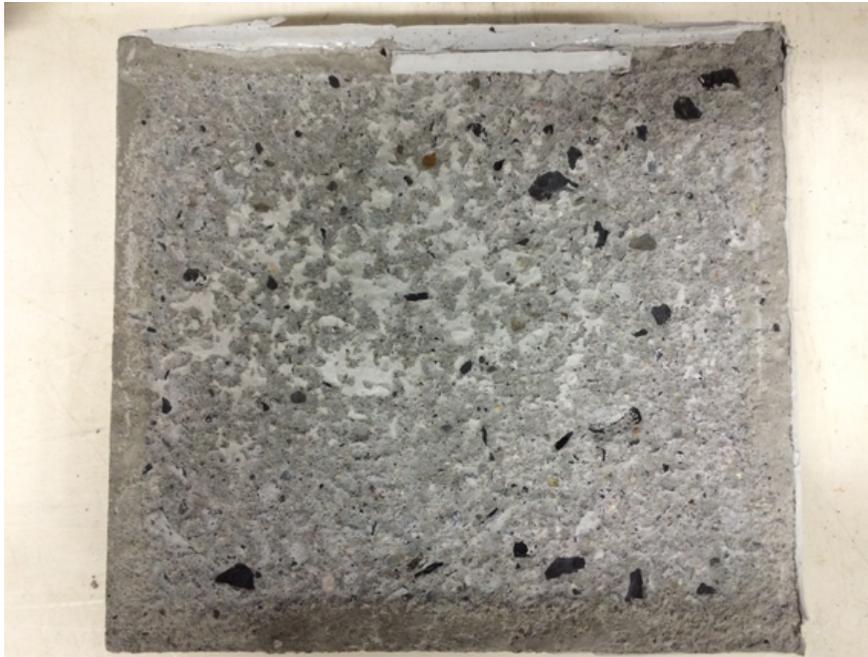
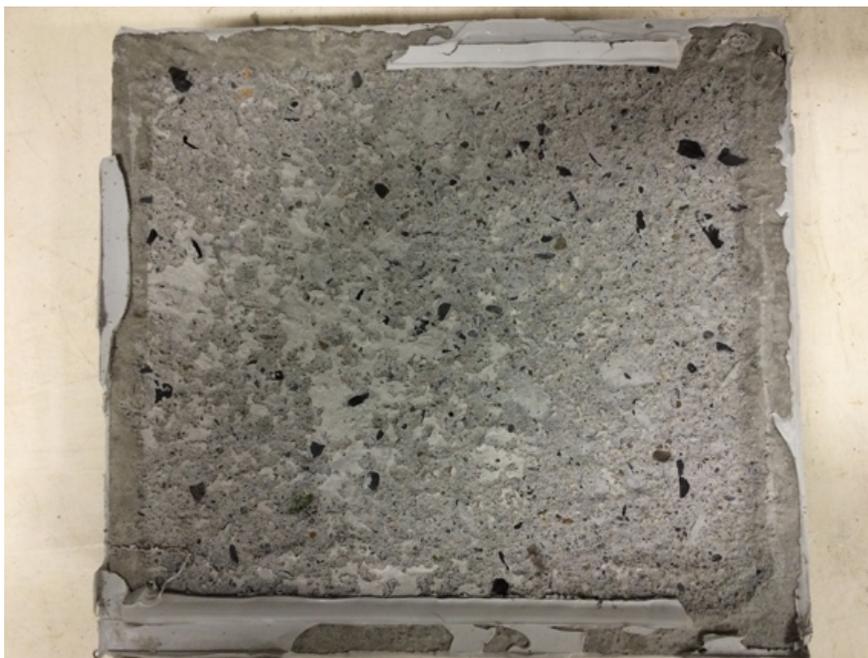


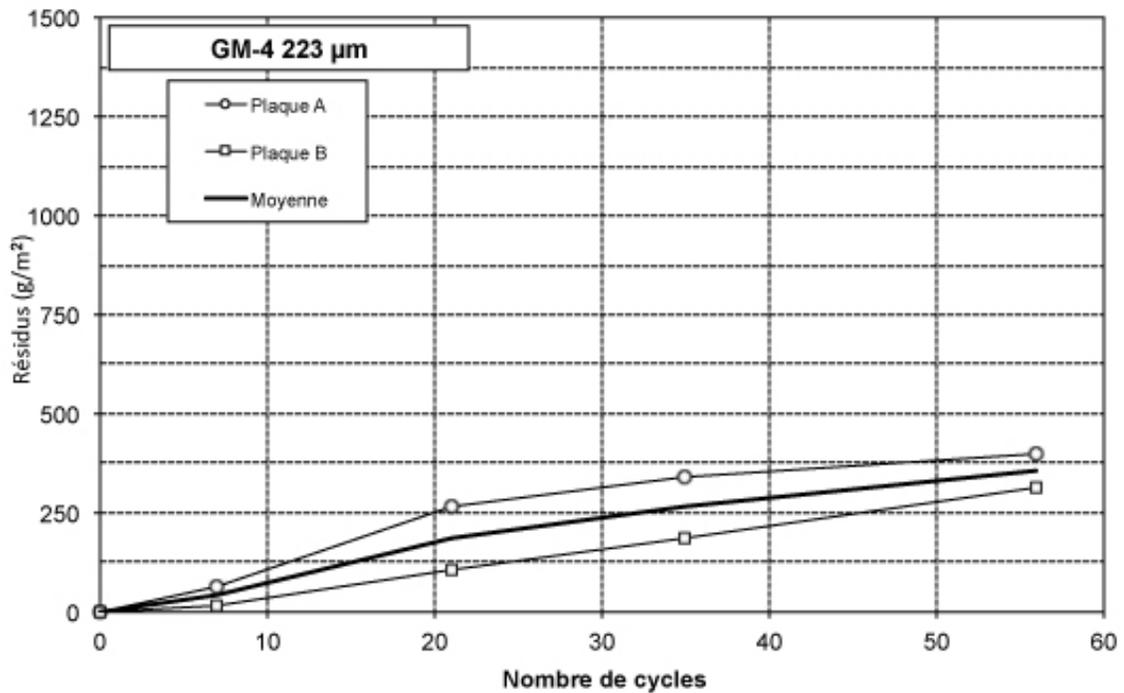
Figure 0-32 - Résultats du test d'écaillage GM-3



GM-3 Plaque A



GM-3 Plaque B



Cycle	Date	Résidus (g/m ²)			Cote			Masse plaque (%)		
		A	B	Moy	A	B	Moy	A	B	Moy
0	12-janv.-16	0	0	0	0	0	0	100,0	100,0	100,0
7	19-janv.-16	64	17	41	3	3	3	100,7	100,7	100,7
21	2-févr.-16	267	105	186	3	3	3	100,7	100,8	100,8
35	16-févr.-16	339	188	264	3	3	3	100,7	100,8	100,8
56	8-mars-16	399	314	357	3	3	3	100,8	100,8	100,8

Figure 0-33 - Résultats du test d'écaillage GM-4



GM-4 Plaque A

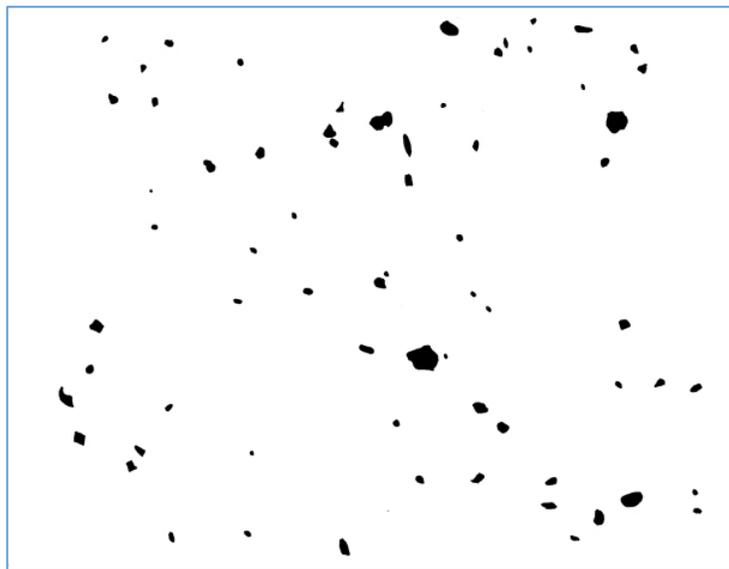


ANNEXE H

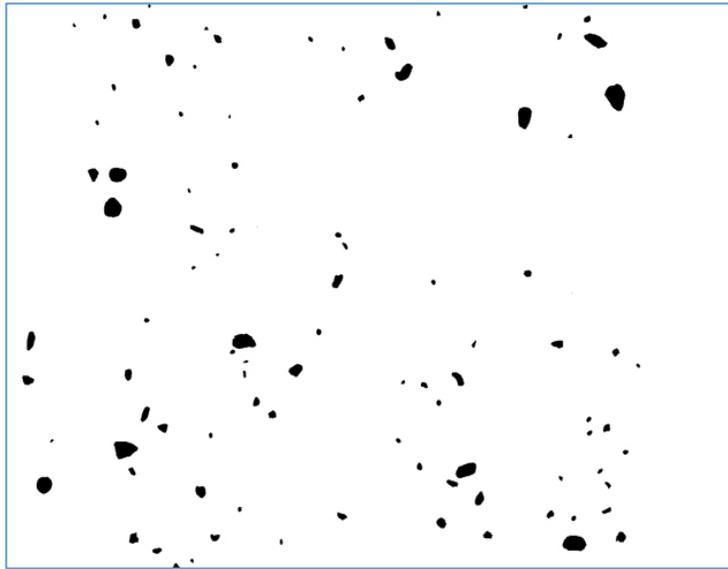
IMAGES NUMERISEES POUR L'ANALYSE DES « POP-OUTS »



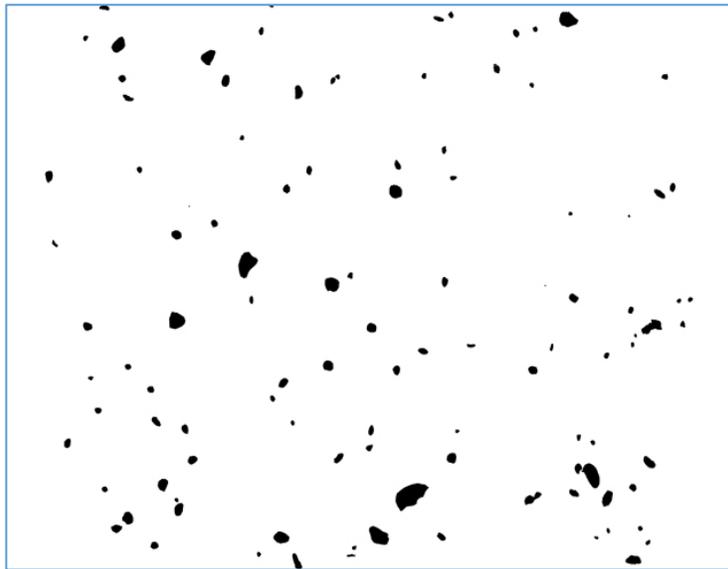
P2-1 plaque A



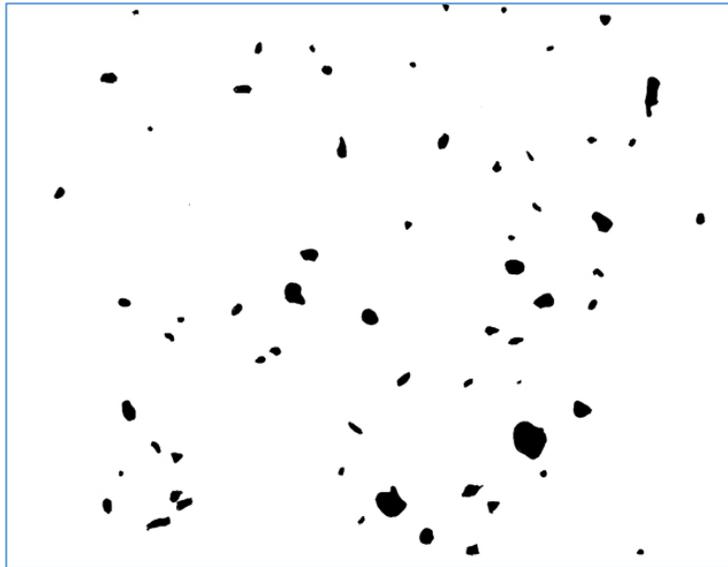
P2-1 plaque B



P3-4 plaque A



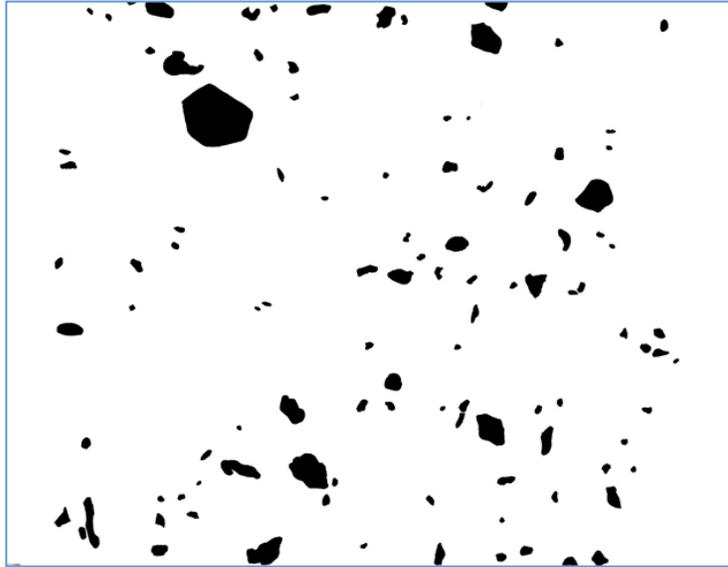
P3-4 plaque B



P3-6 plaque A



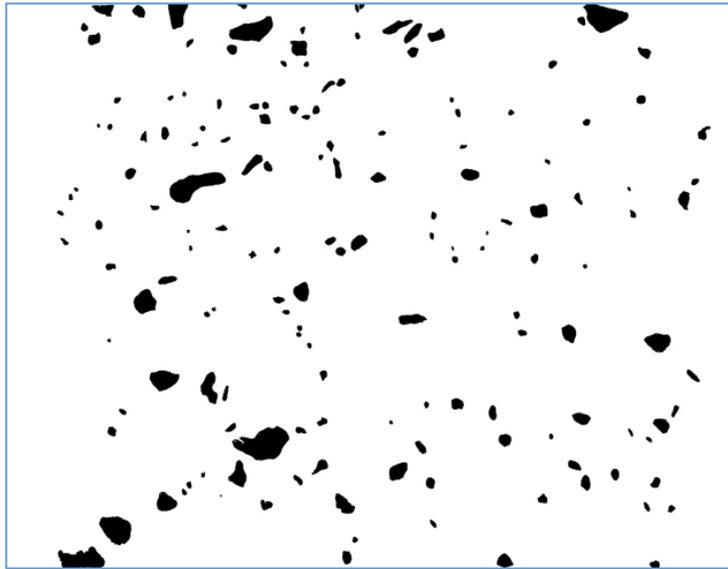
P3-6 plaque B



GM-2 plaque A



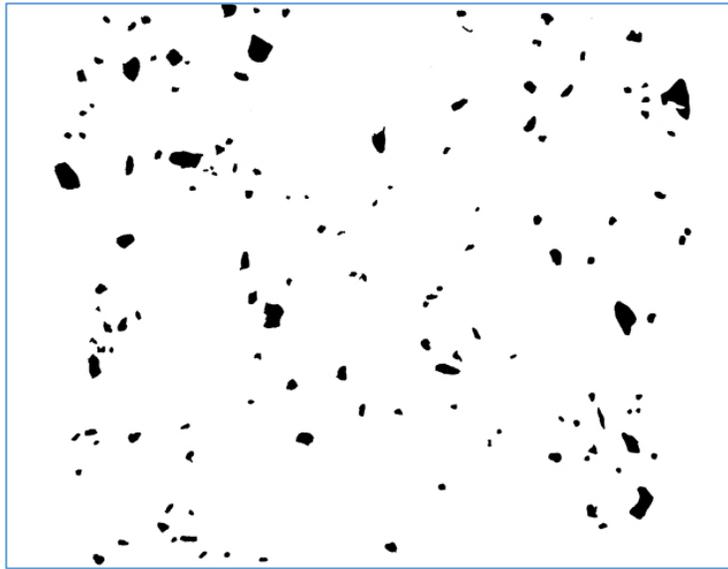
GM-2 plaque B



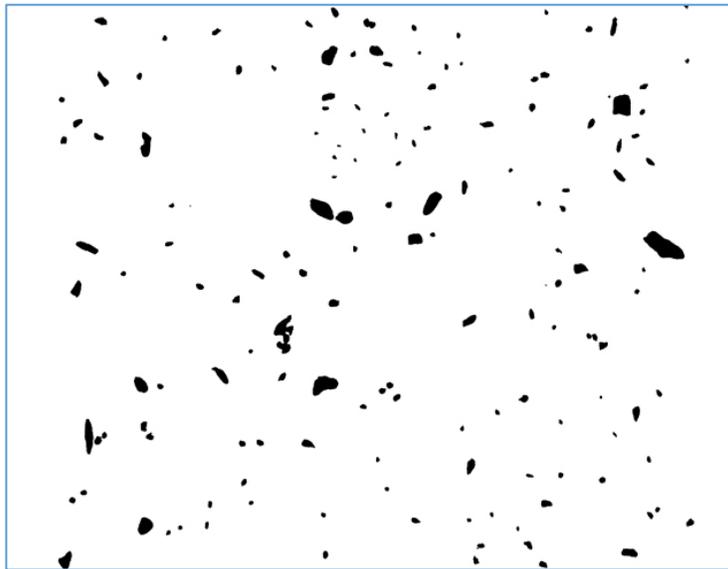
GM-3 plaque A



GM-3 plaque B



GM-4 plaque A



GM-4 plaque B