



UNIVERSITÉ  
LAVAL

Faculté des Sciences et de Génie  
Département de Géologie  
et de Génie Géologique

# Outils d'investigation de la réactivité alcalis-granulats dans les infrastructures en béton

## Rapport Final

par

Benoit Fournier, Ph.D.  
Leandro Sanchez, PhD  
Sean Beauchemin, candidat au doctorat

**Distribution :** Ministère des transports du Québec  
Service des matériaux d'infrastructure  
Secteur béton de ciment

À l'attention de :  
Alain Hovington, ing.  
Nadia Pouliot, ing. Ph.D.

Août 2015

## RÉSUMÉ

Le réseau routier du MTQ compte bon nombre de structures en béton atteintes à divers degrés par la réaction alcalis-granulats (RAG). Un outil de gestion a été développé par Bérubé et al. (2005a) afin de mieux gérer la durée de vie utile de ces structures. Cet outil implique l'utilisation, entre autres, d'une série d'essais de laboratoire [i.e. essai cyclique de chargement – déchargement (*Stiffness Damage Test - SDT*), mesure des alcalis solubles du béton et examen pétrographique quantitatif (*Damage Rating Index - DRI*)] afin de déterminer l'état actuel et le potentiel de détérioration futur des bétons affectés de RAG. Ces paramètres sont essentiels à la sélection de mesures correctives appropriées pour les structures affectées par la RAG. Quoique prometteurs, les essais mentionnés précédemment possèdent encore plusieurs paramètres dont l'impact n'est pas encore bien compris ou contrôlé, ce qui réduit leur applicabilité à une vaste gamme de bétons. Le programme de recherche faisant l'objet de ce rapport vise à mieux comprendre l'impact de divers paramètres sur les résultats de ces essais et ainsi améliorer l'outil de gestion proposé par.

Les travaux de laboratoire réalisés dans le cadre de ce projet ont confirmé le potentiel du SDT à évaluer l'état d'endommagement actuel du béton affecté par la RAG. Cet essai doit toutefois être réalisé à un niveau de charge correspondant à un pourcentage de la résistance du béton de conception, idéalement 30 à 40% de cette valeur, pour bien différencier les bétons peu endommagés de ceux fortement endommagés par la RAG lors du SDT. L'examen pétrographique préliminaire d'échantillons soumis au SDT, à différents niveaux de charge, suggère que l'utilisation d'un tel niveau de charge ne contribue pas à endommager de façon supplémentaire les bétons affectés par l'alcali-réaction, ce qui permet donc d'en faire un essai diagnostique de la RAG. Ces conclusions ont été validées par l'évaluation d'échantillons de béton prélevés au sein de différents membres structuraux de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (Québec).

Dans un autre ordre d'idées, compte-tenu de l'âge et de l'état de détérioration souvent avancée de nos infrastructures en béton, de même que la réduction progressive de la disponibilité de matériaux granulaires de qualité à proximité des centres urbains, il est probable que des opportunités s'offriront au cours des prochaines années pour l'utilisation, dans certaines constructions en béton, de matériaux issus de la démolition des infrastructures vieillissantes. Bien que des études récentes aient démontré que des bétons performants peuvent être fabriqués avec des granulats de béton recyclé (GBR), on ne connaît toutefois que très peu l'impact de l'utilisation de granulats provenant de la démolition de bétons « malades » (affectés de la RAG par exemple) sur le comportement en durabilité des nouveaux bétons. Des travaux réalisés dans le cadre de ce projet sur une sélection de GBR provenant d'éléments de béton de terrain affectés à divers degrés par la RAG, indiquent qu'une évaluation relativement fiable du potentiel de réactivité alcaline des GBR peut être obtenue par l'utilisation de l'essai accéléré sur barres de mortier (CSA A23.2-25A). Des recommandations « logistiques » sont proposées afin de s'assurer que cet essai, de même que l'essai sur prismes de béton (CSA A23.2-14A), puissent générer des résultats fiables dans le cas de l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>1.</b>	<b>Introduction</b>	1
1.1	Problématique	1
1.2	Objectifs et contenu du programme de recherche	3
<b>2.</b>	<b>Revue de la documentation</b>	
2.1	Thème I - Outils d'évaluation de l'état d'endommagement actuel et du potentiel d'expansion futur du béton en voie de dégradation	5
2.1.1	Essai cyclique de chargement-déchargement – <i>Stiffness Damage Test</i> (SDT)	5
2.1.1.1	Travaux de Crisp et collègues	5
2.1.1.2	Travaux de Smaoui et collègues	6
2.1.1.3	Autres travaux sur le SDT	8
2.1.1.4	Effet de certains facteurs « logistiques » sur les résultats du SDT	10
	<i>Conditionnement des éprouvettes avant les essais</i>	10
	<i>Géométrie des échantillons</i>	11
	<i>Préparation des échantillons pour l'essai</i>	11
	<i>Taux de chargement</i>	11
	<i>Localisation des échantillons et direction du carottage</i>	12
2.1.2	Examen pétrographique quantitatif – <i>Damage Rating Index</i> (DRI)	12
2.1.2.1	Généralités	12
2.1.2.2	Travaux de Grattan-Bellew et collègues	12
2.1.2.3	Travaux variés	16
2.1.2.4	Travaux de Villeneuve et collègues	20
2.1.2.5	Travaux de Fecteau et collègues	21
2.1.2.6	Travaux de Fournier et al. (2009)	25
2.1.2.6	Conclusions	25
2.1.3	Essai d'expansion résiduelle sur éprouvettes de béton	27
2.1.3.1	Généralités	27
2.1.3.2	Travaux de Fecteau et collègues	32
2.1.4	Mesure de la teneur en alcalis disponibles du béton	36
2.3	Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR)	38
2.3.1	Généralités	38
2.3.2	Rôle et mesure de la teneur en mortier résiduel	38
2.3.2.1	Méthode d'attaque physico-chimique pour la mesure du contenu en MR des GBR	39
2.3.2.2	Méthode d'analyse d'image pour la mesure du MR des GBR	40
2.3.3	Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR	42

<b>3.</b>	<b>Méthodologie</b>	
3.1	Thème I - Outils d'évaluation du béton affecté par la RAS	45
3.1.1	Généralités	45
3.1.2	Description du programme expérimental – Partie 1	47
3.1.2.1	Matériaux	47
3.1.2.2	Mélanges de béton	47
3.1.2.3	Préparation et conditionnement des échantillons	48
3.1.3	Description du programme expérimental – Partie 2	51
3.1.4	Description du programme expérimental – Partie 3	52
3.1.5	Description du programme expérimental – Partie 4	53
3.1.6	Description des essais réalisés sur les éprouvettes	54
3.1.6.1	Stiffness Damage Test (SDT)	54
3.1.6.2	Damage Rating Index (DRI)	56
3.1.6.3	Vélocité des ondes acoustiques ( <i>PUNDIT</i> )	58
3.1.6.4	Résistance en compression	58
3.1.6.5	Résistance en traction	58
3.1.6.6	Détermination de la teneur en alcalis solubles à l'eau du béton	59
	<i>Méthode d'extraction proposée par Bérubé et al. (2005a)</i>	60
	<i>Méthode Espresso</i>	60
3.2	Thème II – Application des outils d'investigation à l'évaluation de l'état d'endommagement d'une structure en service affectée par la RAS	61
3.2.1	Généralités sur le programme de travail	61
3.2.2	Mesures in situ	62
3.2.2.1	Inspection visuelle	67
3.2.2.2	Mesures de la fissuration	67
3.2.2.3	Échantillonnage	67
3.2.3	Travaux de laboratoire	68
	<i>Échangeur Robert Bourassa - Charest – structure sud</i>	69
	<i>Échangeur Robert Bourassa - Charest – structure nord</i>	70
	<i>Effet de divers paramètres sur les résultats du SDT</i>	71
3.3	Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR)	73
3.3.1	Généralités sur le programme de travail - Thème III	73
3.3.2	Fabrication des granulats de béton recyclés	74
3.3.3	Caractérisation du béton des blocs de CANMET et des GBR fabriqués à partir de ces blocs	78
3.3.3.1	Condition générale du béton	78
3.3.3.2	Propriétés physiques des GBR	78
3.3.4	Caractérisation du béton des différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest et des GBR fabriqués à partir des blocs de démolition	79
3.3.5	Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR	79
3.3.5.1	Essai accéléré sur barres de mortier	79
	<i>Séries d'essais de base</i>	79
	<i>Étude interlaboratoire</i>	79
	<i>Examen pétrographique des fines de concassage et des sables de GBR</i>	80

3.3.5.2	Essai accéléré sur prismes de béton	82
	<i>Ingrédients</i>	82
	<i>Préparation des échantillons de béton</i>	82
	<i>Prises de mesure</i>	83
<b>4.</b>	<b>Résultats des travaux</b>	
4.1	Thème I - Outil d'investigation des structures affectées par la RAG	85
4.1.1	Principaux résultats – Thème I, Partie 1 (optimisation des paramètres d'essais)	85
4.1.1.1	Expansion des éprouvettes de béton	85
4.1.1.2	Stiffness Damage Test (SDT)	86
	<i>Paramètres critiques du SDT</i>	86
	<i>Impact du niveau de charge sur les résultats du SDT</i>	90
	<i>Nouveaux paramètres du SDT</i>	95
4.1.1.3	Résistance à la traction	97
4.1.1.4	Résistance à la compression	98
4.1.1.5	Damage Rating Index (DRI)	99
	<i>Développement des indices pétrographiques d'endommagement</i>	99
4.1.1.6	Caractère non-destructif du SDT	101
	<i>Évaluation par la méthode du DRI</i>	102
	<i>Évaluation par la mesure de la vitesse des ondes acoustiques</i>	104
4.1.2	Résumé des résultats – Thème I, Partie 2 (variétés de granulats réactifs)	105
4.1.2.1	Expansion des éprouvettes de béton	105
4.1.2.2	Résultats obtenus lors des essais du SDT	106
4.1.2.3	Résultats obtenus lors des essais d'évaluation de la résistance à la traction	109
4.1.2.4	Résultats obtenus lors des essais d'évaluation de la résistance à la compression	109
4.1.2.5	Résultats de l'examen pétrographique par la méthode du DRI	110
4.1.3	Résumé des résultats – Thème I, Partie 3 (effets des paramètres d'essais sur les résultats du SDT)	113
4.1.3.1	Effet du rapport L/D des éprouvettes	113
4.1.3.2	Préparation de surface des éprouvettes	114
4.1.3.3	Variabilité des paramètres « bruts » du SDT	115
4.1.4	Résumé des résultats – Thème I, Partie 4 (mesure des alcalis solubles du béton par lixiviation à l'eau chaude)	116
4.1.4.1	Effet de la méthode d'extraction des alcalis solubles	117
4.1.4.2	Optimisation de la méthode <i>Espresso</i>	118
	<i>Effet du volume de la solution d'extraction</i>	118
	<i>Récupération des alcalis en fonction du temps</i>	119
4.1.4.3	Comparaison de la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a) et la méthode <i>Espresso</i>	122
4.2	Thème II - Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS (Échangeur Robert Bourassa – Charest)	122
4.2.1	Colonnes en « Y »	123

4.2.1.1	Colonnes - inspection visuelle .....	123
	<i>Colonnes non traitées</i> .....	123
	<i>Colonnes traitées</i> .....	126
4.2.1.2	Colonnes - essais de laboratoire .....	128
	<i>Essais du SDT</i> .....	128
	<i>Examen pétrographique – méthode du DRI</i> .....	133
	<i>Comparaison des résultats SDT et DRI - colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest</i> .....	133
4.2.2	Bases massives .....	136
4.2.2.1	Bases massives - inspection visuelle .....	135
4.2.2.2	Bases massives - essais de laboratoire .....	139
	<i>Essais du SDT</i> .....	139
	<i>Examen pétrographique – méthode du DRI</i> .....	145
	<i>Comparaison des résultats du SDT et du DRI pour la base massive de l'échangeur Robert Bourassa – Charest</i> .....	146
4.2.3	Tablier .....	146
4.2.3.1	Tablier - inspection visuelle .....	146
4.2.3.2	Tablier - essais de laboratoire .....	146
	<i>Essais du SDT</i> .....	146
	<i>Examen pétrographique – méthode du DRI</i> .....	149
4.3	Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR) .....	150
4.3.1	Blocs de CANMET .....	150
4.3.1.1	Caractérisation du béton .....	150
4.3.1.2	Essais accélérés sur barres de mortier .....	152
	<i>Résultats d'expansion</i> .....	152
	<i>Analyse pétrographique des matériaux granulaires utilisés pour l'essai sur mortier</i> .....	155
4.3.1.3	Essais d'expansion sur éprouvettes de béton .....	164
4.3.2	GBR produits suite à la démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	168
4.3.2.1	Caractérisation du béton .....	168
4.3.2.2	Essais accélérés sur barres de mortier .....	168
	<i>Résultats d'expansion</i> .....	168
4.3.2.3	Essais sur prismes de béton .....	169
	<i>Résultats d'expansion</i> .....	169
<b>5.</b>	<b>Discussion</b> .....	174
5.1	Thème I - Outils d'évaluation du béton affecté par la RAG .....	174
5.1.1	Rappel/sommaire du programme expérimental – Thème I .....	174
5.1.2	Outils d'investigation de la condition actuelle du béton .....	174
5.1.2.1	Stiffness Damage Test (SDT) .....	174
5.1.2.2	Damage Rating Index (DRI) .....	180
5.1.2.3	Vélocité des ondes acoustiques .....	181
5.1.2.4	Résistance à la compression et à la tension .....	182

5.1.2.5	Couplage entre le développement de l'endommagement du béton affecté par la RAG et la chute des propriétés mécaniques du béton ....	182
	<i>Niveau d'expansion négligeable (&lt; 0,03%)</i> .....	183
	<i>Expansion marginale associable à la RAS (e.g. 0,03 – 0,05%)</i> .....	184
	<i>Expansion modérée associable à l'alcali-réaction (e.g. jusqu'à environ 0,10 – 0,12%)</i> .....	185
	<i>Fort niveau d'expansion associable à la RAS (e.g. environ 0,20% et +)</i> .....	186
	<i>Très fort niveau d'expansion associable à la RAS (e.g. environ 0,30% et +; niveau maximum d'expansion étudié par Sanchez (2014)).</i> .....	186
5.1.3	Outils d'investigation du potentiel d'expansion future du béton affecté par la RAG .....	189
5.1.3.1	Essais d'expansion sur carottes de béton .....	189
5.1.3.2	Essais de lixiviation des alcalis à l'eau chaude .....	191
5.2	Thème II - Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS (Échangeur Robert Bourassa – Charest) .....	192
5.2.1	Application des outils d'investigations .....	192
5.2.2	Efficacité des produits de réparation / traitement .....	196
5.3	Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR) .....	199
<b>6.</b>	<b>Conclusions et recommandations</b> .....	204
6.1	Thème I - Outil d'investigation des structures affectées par la RAG .....	204
6.2	Thème II - Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS .....	206
6.3	Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR) .....	208
<b>7</b>	<b>Références et autres publications pertinentes</b> .....	210
<b>8</b>	<b>Remerciements</b> .....	218
	Annexe A- Extrait du rapport de Fournier et al. (2009) décrivant les caractéristiques pétrographiques de bétons provenant des piliers (affecté par la RAG) du <i>Princess Margaret Bridge</i> , Frédéricton (NB) .....	219
	Annexe B - Vue générale des colonnes .....	231
	Annexe C - Aspect visuel des colonnes sélectionnées pour le carottage .....	252
	Annexe D - Résultats des essais de Stiffness Damage Test (Thème II) .....	278
	Annexe E - Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton (Thème III – Granulats de béton recyclé) .....	287
	Annexe F - Méthode Espresso pour la détermination de la teneur en alcalis solubles (lixiviation à l'eau chaude) du béton .....	291

## Liste des tableaux

Tableau 2.1	Indices pétrographiques et facteurs de pondération du DRI – méthode originale (tiré de Grattan Bellew & Danay 1992) .....	15
Tableau 2.2	Facteurs de pondération du DRI selon différents auteurs .....	17
Tableau 2.3	Symptômes pétrographiques et facteurs de pondération pour la méthode révisée du DRI selon Villeneuve (2011) et Villeneuve et al. (2012) (voir Figure 2.7) .....	22
Tableau 2.4	Classification des valeurs de DRI pour des carottes prélevées dans les piliers d'un pont affecté par la RAS au Nouveau-Brunswick (Fournier et al. 2009) .....	26
Tableau 2.5	Interprétation des essais d'expansion résiduelle sur carottes à 38°C et >95% d'humidité relative (Bérubé et al. 2005a) .....	30
Tableau 2.6	Interprétation des essais d'expansion résiduelle sur carottes à 38°C trempées dans une solution de 1N NaOH (Bérubé et al. 2005a) .....	31
Tableau 2.7	Résultats de la détermination du % de MR obtenue selon les méthodes d'attaque physico-chimique et par analyse d'images (Abbas 2007) .....	42
Tableau 3.1	Granulats sélectionnés pour la Partie 1 de l'étude (Sanchez 2014) .....	47
Tableau 3.2	Mélanges sélectionnés pour la Partie I du projet .....	48
Tableau 3.3	Programme d'essais réalisé lors de la Partie I .....	48
Tableau 3.4	Granulats sélectionnés pour la Partie 2 de l'étude portant sur le thème I .....	51
Tableau 3.5	Formulations de bétons de 35 MPa (Partie 2) incorporant des granulats réactifs et non réactifs .....	52
Tableau 3.6	Essais réalisés lors de la Partie 2 du programme expérimental .....	52
Tableau 3.7	Essais réalisés pour l'étude de la précision du SDT (Partie 3) .....	53
Tableau 3.8	Mélanges de béton pour l'étude sur les alcalis solubles à l'eau chaude .....	54
Tableau 3.9	Détails des traitements réalisés sur des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (Bérubé et al. 2003) .....	66
Tableau 3.10	Carottes prélevées au sein des branches de colonnes en Y .....	67
Tableau 3.11	Essais réalisés en laboratoire pour les échantillons prélevés dans les branches de colonnes de la structure <i>sud</i> de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	69

Tableau 3.12	Essais réalisés en laboratoire pour les échantillons prélevés dans les branches de colonnes de la structure <i>nord</i> de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	70
Tableau 3.13	Matrice d'essais de SDT sur des carottes prélevées au sein des bases massives et du tablier de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	73
Tableau 3.14	Propriétés pétrographiques et physiques des granulats grossiers et du sable utilisés pour fabriquer les blocs à Ottawa .....	75
Tableau 3.15	Matrice d'essai pour l'étude interlaboratoire .....	80
Tableau 3.16	Matrice des mélanges de béton .....	84
Tableau 4.1	Comparaison des résultats du SDT lorsque des niveaux fixe (10 MPa) ou variable (20 à 40% de la résistance de conception) de chargement sont utilisés lors de l'essai .....	91
Tableau 4.2	Données de SDT obtenues pour des bétons de référence (expansion < 0,01%) .....	91
Tableau 4.3	Différents scénarios d'essais de SDT sur des bétons incorporant le sable réactif Tx...	93
Tableau 4.4	Analyse microscopique, par l'entremise du DRI, de l'endommagement d'éprouvettes de béton, avant et après la réalisation de l'essai SDT (niveau de chargement correspondant à 40% de la résistance de conception), et ce pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM (différents niveaux d'expansion) .....	102
Tableau 4.5	Essais pour la mesure des alcalis solubles par lixiviation à l'eau chaude .....	117
Tableau 4.6	Caractéristiques et résultats de l'inspection visuelle des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	124
Tableau 4.7	Résultats des travaux de caractérisation de l'état des blocs de béton fabriqués à CANMET .....	150
Tableau 4.8	Résultats de l'étude interlaboratoire sur l'essai accéléré sur barres de mortier ( <i>finis de concassage</i> ) .....	157
Tableau 4.9	Résultats de l'étude interlaboratoire sur l'essai accéléré sur barres de mortier ( <i>finis de GBR</i> ).....	158
Tableau 5.1	Classification de l'endommagement du béton affecté par la RAG (Sanchez 2014)...	184
Tableau 5.2	Analyse statistique des résultats d'essais de SDT effectués sur les carottes prélevés dans les différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	195
Tableau 5.3	Analyse statistique des résultats du DRI effectués sur les carottes prélevés dans les différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	195

Tableau 5.4	Classifications du degré d'endommagement des différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest selon les fourchettes de valeurs de SDI et DRI obtenues par Sanchez (2014) (Tableau 5.1) et par Fournier et al. (2009) (Tableau 2.4) .....	196
-------------	--	-----

## Liste des figures

Figure 1.1	Programme d'investigation général pour l'étude de la RAS dans les infrastructures en béton (Bérubé et al. 2005a) .....	4
Figure 2.1	Résultats typiques de courbes <i>contrainte – déformation</i> obtenues au cours des cycles de l'essai SDT pour un béton endommagé (A) et un béton sain (B) (Crisp et al. 1993) .....	6
Figure 2.2	Courbes typiques de contrainte-déformation pour des échantillons de béton affectés par la RAG et soumis à 5 cycles de chargement / déchargement lors de l'essai SDT. Les échantillons de béton avaient atteint différents niveaux d'expansion variant entre 0,007% (A) et 0,166% (B) (tirée de Smaoui et al. 2004a) .....	7
Figure 2.3	Variation des résultats du SDT en fonction de l'âge et du conditionnement des échantillons (tirée de Guo & Waldron, 2000) .....	9
Figure 2.4	Corrélation entre le module d'élasticité ( <i>Loading Stiffness</i> ) et l'aire d'hystérésis ( <i>Damage Index</i> ) (Guo & Waldron, 2000) .....	9
Figure 2.5	Corrélations obtenues lors des études de Giannini & Folliard (2012) entre les paramètres du SDT et l'expansion d'éprouvettes de bétons incorporant différents granulats réactifs .....	10
Figure 2.6	Motifs de fissuration interne du béton qui peut être causée par différents mécanismes (BCA 1992) .....	13
Figure 2.7	Exemple des indices pétrographiques du DRI .....	14
Figure 2.8	Valeurs de DRI pour des bétons montrant des niveaux équivalents d'expansion et incorporant deux types de granulats. Les échantillons VM3-48, 49 et R-3 incorporent un calcaire siliceux réactif, alors que les échantillons VM5R-1, 51 et 56 incorporent un grès siliceux réactif .....	16
Figure 2.9	Tendance du DRI selon le type de roche (Dunbar et al. 1996) .....	18
Figure 2.10	Comparaison entre l'expansion et le DRI sur des prismes confectionnés en laboratoire (figure tirée de Rivard et Ballivy 2005) .....	19
Figure 2.11	Corrélation du nombre DRI en fonction de l'expansion d'éprouvettes de béton affectées par différents mécanismes nuisibles (Bérubé et al. 2012) .....	20
Figure 2.12	Site d'exposition au laboratoire de la durabilité du béton de l'Université du Texas à Austin .....	23

Figure 2.13	Monitoring et échantillonnage des blocs de béton sur le site d'exposition extérieur de l'Université du Texas à Austin .....	23
Figure 2.14	Corrélation entre les valeurs de DRI et l'expansion des blocs de béton incorporant la variété de granulats réactifs sélectionnés dans le cadre de cette étude .....	24
Figure 2.15	Essai d'expansion résiduelle réalisé sur carottes .....	28
Figure 2.16	Exemple de résultats d'essais d'expansion résiduelle sur carottes de béton.....	29
Figure 2.17	Courbe classique d'expansion résiduelle à 38°C (100% H.R) (Gao et al. 2011) .....	31
Figure 2.18	Courbes de gain de masse et d'expansion en fonction du temps pour des carottes extraites à partir de blocs incorporant des granulats réactifs, et ce à différent niveaux d'expansion (Fecteau et al. 2012).....	33
Figure 2.19	Courbes de gain de masse et d'expansion en fonction du temps pour des carottes extraites à partir de blocs incorporant des granulats réactifs, et ce à différent niveaux d'expansion (Fecteau et al. 2012) (suite) .....	34
Figure 2.20	Comparaison entre le processus d'expansion en fonction du temps de blocs exposés à des conditions naturelles d'exposition (Austin, Texas) et le taux d'expansion de prismes de béton extraits de ces blocs et soumis à l'essai d'expansion résiduelle en laboratoire (38°C, H.R. > 95%) .....	35
Figure 2.21	Corrélation entre la concentration en ions hydroxydes de la solution interstitielle de pâtes de ciment et la teneur en alcalis du ciment .....	36
Figure 2.22	Constituants d'une particule de GBR .....	39
Figure 2.23	Essai de détermination du % en MR des GBR (Abbas, 2007) .....	40
Figure 2.24	Essai de détermination du % en MR des GBR par analyse d'images. Chaque particule est d'abord individualisée et comptabilisée. Une série d'étapes de seuillage par teintes de gris permettent de séparer le granulat d'origine (GO) du mortier résiduel (MR). Par la suite, les aires correspondant à ces deux éléments constitutifs sont déterminées (Abbas et al. 2009) .....	41
Figure 2.25	Résultats comparatifs d'expansion obtenus avec les sur éprouvettes de béton et barres de mortier incorporant des granulats de GBR réactifs (Shehata et al. 2008) ..	43
Figure 2.26	Résultats d'expansion obtenus lors de l'essai accéléré sur barres de mortier incorporant deux types de matériaux granulaires, i.e. fines de concassage ( <i>Primary Crushing</i> ) et fines de GBR ( <i>Secondary Crushing</i> ) (Shehata et al. 2008) ..	44
Figure 3.1	Plan global Thème I - Outils d'investigation du degré d'endommagement actuel et futur des structures affectées par la RAG .....	46
Figure 3.2	Fabrication et monitoring des éprouvettes de béton .....	50

Figure 3.3	Différentes étapes et instrumentation du <i>Stiffness Damage Test</i> (SDT) .....	55
Figure 3.4	Préparation des plaques de béton pour l'essai de <i>Damage Rating Index</i> (DRI) .....	57
Figure 3.5	Examen de plaques polies au stéréomicroscope pour la détermination du DRI .....	57
Figure 3.6	Illustrations du montage utilisé pour déterminer la résistance à la traction du béton par la méthode de la pression de gaz (Komar et al. 2013) .....	59
Figure 3.7	Détermination de la teneur en alcalis soluble à l'eau chaude du béton .....	61
Figure 3.8	Plan global – Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS – Thème II..	62
Figure 3.9	Structure sud de l'échangeur Robert Bourassa – Charest: Vue d'ensemble et caractéristiques .....	63
Figure 3.10	Vue d'ensemble de l'échangeur Robert Bourassa – Charest avant sa démolition ...	64
Figure 3.11	Échangeur Robert Bourassa – Charest – <b>Groupe nord-ouest</b> . Les colonnes retenues pour le carottage (2011) sont identifiées en couleur .....	65
Figure 3.12	Échangeur Robert Bourassa – Charest – <b>Groupe sud-ouest</b> . Les colonnes retenues pour le carottage (2010) sont identifiées en couleur .....	65
Figure 3.13	Échangeur Robert Bourassa – Charest – <b>Groupe nord-est</b> . Les fûts de colonnes retenus pour le carottage (2011) sont identifiés en couleur .....	65
Figure 3.14	Échangeur Robert Bourassa – Charest – <b>Groupe sud-est</b> . Les fûts (orangé) et bases élargies (bleu) des colonnes retenus pour le carottage (2010) sont en couleur .....	66
Figure 3.15	Carottage des branches de colonnes en Y. A&B: Colonnes de la structure <i>sud</i> . C&D: Colonnes de la structure <i>nord</i> .....	69
Figure 3.16	Échantillon-type pour les analyses pétrographiques (méthode du DRI) réalisées en laboratoire (colonnes en Y) .....	69
Figure 3.17	Condition et prélèvement d'échantillons dans les différents éléments de l'échangeur Robert-Bourassa/Charest .....	72
Figure 3.18	Plan global – Évaluation du potentiel de RAS des GBR – Thème III .....	74
Figure 3.19	Blocs de béton utilisés pour la fabrication des GBR (série des blocs de CANMET) ...	76
Figure 3.20	Blocs de démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest et utilisés pour la fabrication des GBR .....	77
Figure 3.21	Lames minces fabriquées à partir de fractions granulométriques des particules fines de GBR utilisées pour l'essai accéléré sur barres de mortier .....	81

Figure 3.22	Exemple de segmentation des différentes particules de GBR, MR (A) et GO (B) pour le sable de l'Ablerta (AG) (lames minces incorporant des particules de dimension 2,36-1,19 mm) .....	82
Figure 4.1	Courbes d'expansion, en fonction du temps, des éprouvettes de béton (25, 35 et 45 MPa) incorporant les granulats réactifs Tx (+ gros granulat non réactif HP) et NM (+ sable non réactif Lav) .....	86
Figure 4.2	Courbes typique "contrainte-déformation" obtenues lors de l'essai SDT pour les échantillons de béton incorporant le gravier NM, et ce à différents niveaux d'expansion .....	87
Figure 4.3	Réponse des différents paramètres du SDT en fonction de la charge appliquée (% de la résistance de conception à 28 jours) pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx et affectés à divers degrés par la RAS ( $\neq$ niveaux d'expansion)....	88
Figure 4.4	Réponse des différents paramètres du SDT en fonction de la charge appliquée (% de la résistance de conception à 28 jours) pour des bétons de 25 MPa incorporant le gravier réactif NM et affectés à divers degrés par la RAS ( $\neq$ niveaux d'expansion)	89
Figure 4.5	Effet du type de granulat réactif (gros granulat NM vs sable Tx) sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 25, 35 et 45 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours et affectés à divers degrés par la RAS ( $\neq$ niveaux d'expansion)	90
Figure 4.6	Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour des échantillons de béton non réactifs et des échantillons de béton réactifs incorporant le sable Tx (A) et le gravier NM (B) .....	92
Figure 4.7	Effet du niveau de chargement des éprouvettes sur les résultats de l'essai SDT, pour des bétons réactifs (sable Tx + calcaire HP) et non réactif (sable Lav + Dia) de 35 MPa .....	94
Figure 4.8	Nouveaux paramètres d'analyse des résultats de l'essai du SDT .....	96
Figure 4.9	Utilisation des paramètres SDI (A) et PDI (B) pour l'analyse des résultats de l'essai SDT effectué selon les 4 scénarios décrits au tableau 4.3 .....	96
Figure 4.10	Résultats des essais SDT obtenus pour les bétons incorporant le sable réactif Tx et le gravier réaction NM, et ce en fonction des Indices du SDT, i.e. SDI et PDI ..	97
Figure 4.11	Chutes de résistance à la traction en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAS .....	98
Figure 4.12	Chutes de résistance à la compression en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAS .....	98
Figure 4.13	Développement d'indices d'endommagement au sein d'éprouvettes de béton affectées par la RAS et incorporant un sable ou un gravier réactif (bétons de 25 à 45 MPa) ...	100
Figure 4.14	Évolution du nombre DRI en fonction de l'expansion des éprouvettes de béton; bétons de 25 à 45 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM .....	101

Figure 4.15	Valeurs de DRI et détails des indices d'endommagement obtenus avant et après la réalisation de l'essai SDT, pour des bétons de 25 MPa incorporant : A) Sable réactif Tx, et B) gravier réactif NM .....	103
Figure 4.16	Valeurs de vitesse des ondes acoustiques (UPV) obtenues avant et après la réalisation de l'essai SDT (40% de la résistance de conception), pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM .....	104
Figure 4.17	Courbes d'expansion, en fonction du temps, des éprouvettes de béton (35 MPa) incorporant une variété de granulats réactifs .....	106
Figure 4.18	Analyse de l'effet du type de granulats réactifs sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 35 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours .....	107
Figure 4.19	Effet du type de granulats réactifs sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 35 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours.....	108
Figure 4.20	Analyse de l'effet du type de granulats réactifs sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 35 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours ..	108
Figure 4.21	Chutes de résistance à la traction en fonction de l'augmentation de l'expansion pour des bétons de 35 MPa incorporant une variété de granulats réactifs .....	109
Figure 4.22	Chutes de résistance à la compression en fonction de l'augmentation de l'expansion pour des bétons de 35 MPa incorporant une variété de granulats réactifs .....	110
Figure 4.23	Développement d'indices d'endommagement au sein d'éprouvettes de béton affectées par la RAS et variété de granulats réactifs (bétons de 35MPa) .....	111
Figure 4.24	Évolution du nombre DRI en fonction de l'expansion des éprouvettes de béton; bétons de 25 à 45 MPa incorporant une variété de granulats réactifs .....	112
Figure 4.25	Effet du L/D des échantillons sur les résultats du SDT. Les cylindres ont été préparés à partir d'un béton de 45 MPa incorporant le sable réactif Tx .....	114
Figure 4.26	Effet du type de préparation de surface des échantillons sur les résultats du SDT. Les cylindres ont été préparés à partir d'un béton de 45 MPa incorporant le gravier réactif NM .....	115
Figure 4.27	Variabilité de l'essai SDT. Les cylindres ont été préparés à partir de bétons de 35 MPa incorporant le gravier réactif Wyo (expansion 0,05%) ou le grès réactif Pots (expansion 0,15%) .....	116
Figure 4.28	Résultats de mesures d'extraction des alcalis du béton AS-4 (35 MPa, CQ, contenu en alcalis de 3,22 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) par lixiviation à l'eau chaude (28 jours) .....	118
Figure 4.29	Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de 4,63 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) selon la méthode <i>Espresso</i> – comparaison pour des solutions d'extraction (eau distillée) à 25 et 100°C .....	119

Figure 4.30	Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de 4,63 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) selon la méthode <i>Espresso</i> - effet du volume de la solution d'extraction .....	119
Figure 4.31	Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-1 (25 MPa, CQ, contenu en alcalis de 2,73 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) selon la méthode <i>Espresso</i> .....	120
Figure 4.32	Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-4 (35 MPa, CQ, contenu en alcalis de 3,25 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) selon la méthode <i>Espresso</i> .....	121
Figure 4.33	Résultats de la lixiviation à l'eau chaude du béton AS-6 (35 MPa, Ciment Dragon, contenu en alcalis de 4,63 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) selon la méthode <i>Espresso</i> .....	121
Figure 4.34	Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de 4,63 kg/m <sup>3</sup> Na <sub>2</sub> Oeq) selon la méthode <i>Espresso</i> .....	122
Figure 4.35	Moyenne de l'ouverture maximale des fissures présentes sur les différentes sections des colonnes des groupes sud-ouest (à gauche) et sud-est (à droite) .....	125
Figure 4.36	Moyenne de l'ouverture maximale des fissures présentes sur les différentes sections des colonnes du groupe nord-ouest .....	125
Figure 4.37	Aspect général des colonnes Y17 (non traitée) (A) et Y25 (Masterseal SL)(B).....	127
Figure 4.38	Aspect général des colonnes Y28 (Masterseal SL) et Y29 (Planiseal) .....	128
Figure 4.39	Résultats des essais de <i>Stiffness Damage Test</i> (SDT) sur les carottes prélevées au sein des colonnes du groupe sud-ouest de l'échangeur Robert Bourassa - Charest. La condition d'exposition et la cote visuelle d'endommagement sont indiquées avec l'identification de la colonne .....	129
Figure 4.40	Résultats des essais de <i>Stiffness Damage Test</i> (SDT) sur les carottes prélevées au sein des colonnes du bloc nord-ouest. La cote visuelle d'endommagement est indiquée avec l'identification de la colonne .....	132
Figure 4.41	Résultats du <i>Damage Rating Index</i> (DRI) pour les colonnes des groupes sud-est et sud-ouest (A), de même que du groupe nord-ouest (B) .....	134
Figure 4.42	Comparaison entre les résultats du DRI et du SDT pour l'évaluation de la condition du béton des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	136
Figure 4.43	Condition et zones d'échantillonnage de base massives de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest .....	137
Figure 4.44	Effet du conditionnement des éprouvettes sur les résultats du SDT (conditions A vs C). Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest ..	140
Figure 4.45	Effet du conditionnement des éprouvettes sur les résultats de l'essai SDT (conditions A vs B et D). Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure <i>nord</i> ) .....	141

Figure 4.46	Effet des caractéristiques des éprouvettes (L/D) sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure <i>nord</i> ) .....	142
Figure 4.47	Effet des conditions d'exposition du béton sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure <i>nord</i> ) (portion 50 – 250 mm; sections exposée vs non exposée) .....	143
Figure 4.48	Effet des conditions d'exposition du béton sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure <i>nord</i> ) (portions 50 – 250 mm et 250 – 450 mm; sections exposée vs non exposée) ...	144
Figure 4.49	Résultats de l'analyse pétrographique par la méthode du <i>Damage Rating Index</i> (DRI) pour les zones exposée ou non, superficielle et au cœur d'une base massive de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (structure <i>nord</i> ) .....	145
Figure 4.50	Condition et échantillonnage du tablier de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest .....	147
Figure 4.51	Effet du diamètre des carottes sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites verticalement dans le tablier de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (zone 50 – 250 mm à partir de la surface) .....	148
Figure 4.52	Résultats du <i>Damage Rating Index</i> (DRI) pour des carottes prélevées verticalement, transversalement et longitudinalement, et au sommet et à la base du tablier de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (structure <i>nord</i> ) .....	149
Figure 4.53	Résultats des observations pétrographiques par la méthode du DRI pour le béton des blocs de CANMET .....	151
Figure 4.54	Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des <i> fines de concassage</i> (FC) (résultats obtenus à l'Université Laval) .....	153
Figure 4.55	Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des <i> fines de GBR</i> (FGBR) (résultats obtenus à l'Université Laval) .....	154
Figure 4.56	Comparaison de l'expansion des barres de mortier incorporant des <i> fines de concassage</i> et des <i> fines de GBR</i> .....	156
Figure 4.57	Variabilité interlaboratoire de l'essai accéléré sur barres de mortier pour les GBR. Les figures présentent, pour chacune des différentes proportions de GBR et les différents granulats d'origine, la valeur moyenne d'expansion interlaboratoire avec $\pm 1$ écart-type .....	159
Figure 4.58	Pourcentage de mortier résiduel (RMC%) en fonction des différentes fractions granulométriques pour les <i> fines de GBR</i> (SGBR) et les <i> fines de concassage</i> (FC) .....	160
Figure 4.59	Fréquence des particules incorporant différentes proportions de MR (par incréments de 10%) .....	161

Figure 4.60	Micrographies (lames minces) de particules fines de granulat recyclé (fraction granulométrique 1.18 - 0.63 mm) .....	163
Figure 4.61	Résultats des essais sur prismes de béton – Série des blocs de CANMET (granulats BL et SI) .....	166
Figure 4.62	Résultats des essais sur prismes de béton – Série des blocs de CANMET (granulats PS et AG) .....	167
Figure 4.63	Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des <i> fines de concassage (FC)</i> (résultats obtenus à l'Université Laval) .....	170
Figure 4.64	Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des <i> fines de GBR (FGBR)</i> (résultats obtenus à l'Université Laval) .....	171
Figure 4.65	Résultats des essais sur prismes de béton – Série des blocs de démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	172
Figure 5.1	Enveloppe des valeurs des indices SDI (A) et PDI (B) obtenus lors de l'essai du SDT pour les différents bétons (25 à 45 MPa, ≠ granulats réactifs) testés en laboratoire dans le cadre de ce projet .....	177
Figure 5.2	Organigramme de travail pour l'utilisation du SDT pour évaluer l'état d'endommagement du béton par l'alcali-réaction ou autre phénomène nuisible entraînant la fissuration du béton .....	179
Figure 5.3	Enveloppe de résultats obtenus lors de l'essai de DRI en fonction de l'expansion des échantillons (25, 35 et 45 correspondent à des mélanges de 25, 35 et 45 MPa incorporant une panoplie de granulats réactifs différents, fins et grossiers) (Sanchez 2014) .....	180
Figure 5.4	Types de fissuration observés dans les particules de granulats réactives (béton incorporant le granulat très réactif NM; niveau d'expansion de 0,20-0,25%). A&B. Fissuration en pelures d'oignons. C&D. Fissuration franche au sein des particules de granulats. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm .....	183
Figure 5.5	Corrélation entre les chutes de propriétés mécaniques du béton affecté par la RAG (échantillons de cette étude) et le modèle qualitatif d'endommagement progressif (i.e. en fonction de l'expansion) du béton par la RAG .....	187
Figure 5.6	Corrélation entre les chutes de propriétés mécaniques du béton affecté par la RAG (échantillons de cette étude) et le modèle qualitatif d'endommagement progressif (i.e. en fonction de l'expansion) du béton par la RAG .....	188
Figure 5.7	Corrélation entre les divers paramètres de l'essai du <i> Stiffness Damage Test (SDT)</i> pour les différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest .....	194
Figure 5.8	Compilation des résultats de l'examen visuel (cote) et des résultats de l'essai SDT (Aire d'hystérésis) et de l'examen pétrographique des carottes (DRI) .....	198

Figure 5.9	Comparaison des résultats d'essais accélérés sur barres de mortier et d'essais sur éprouvettes de béton pour l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé .....	202
------------	--	-----

# 1. INTRODUCTION

## 1.1 Problématique

Plusieurs processus de dégradation affectent la durabilité à long terme des infrastructures de béton. Parmi ceux-ci, la *réactivité alcalis-silice (RAS)*, une réaction chimique nuisible entre certaines phases siliceuses des granulats et les hydroxydes alcalins (Na,K – OH) de la solution interstitielle du béton, engendre la fissuration, la dégradation prématurée et peut réduire la durée de vie utile et la stabilité de la structure affectée. Il est important de noter que, dans notre contexte québécois, la circulation accrue d'eau de ruissellement et de fonte à l'intérieur d'un béton fissuré par l'alcali-réaction rendra ce dernier plus vulnérable à l'endommagement par d'autres processus nuisibles tels que le gel-dégel et la corrosion des armatures. Le réseau routier du ministère des transports du Québec (MTQ) n'est pas à l'abri de ces problèmes et on y compte plusieurs structures en béton atteintes par la RAS.

Bérubé et al. (2005a) ont développé, pour le compte du MTQ, un outil global de gestion de structures affectées par l'alcali-réaction impliquant une série d'essais effectués en laboratoire (sur carottes) et/ou sur le terrain (essais in-situ) (Figure 1.1). Ce guide méthodologique utilise comme principal critère d'intervention le nombre d'années avant que l'acier d'armature risque d'excéder sa limite d'élasticité, limite considérée comme étant atteinte lorsque le béton a subi une expansion  $\geq 0.20\%$ , dans la mesure toutefois où la liaison béton/acier demeure intègre. Ce délai est calculé à partir de l'expansion déjà atteinte par le béton au moment de l'inspection/intervention; ce paramètre est estimé à partir de 1), la fissuration superficielle (*Indice de fissuration*) ou d'un essai cyclique de chargement/déchargement en compression (*Stiffness Damage Test - SDT*), et 2), du taux d'expansion en cours, estimé à partir de la fissuration superficielle et de l'âge de l'ouvrage, ou d'essais d'expansion sur carottes couplés à un certain nombre de conditions en service (température, humidité et contraintes appliquées), ou encore bien mieux, de relevés d'expansion in situ. L'importance et la fréquence des travaux d'investigation (inspection en chantier, carottage, essais en laboratoire, relevés in situ de fissuration et d'expansion, etc.) dépendent donc du nombre d'années avant d'atteindre la plastification, et ce, selon trois catégories : > 15 ans, 5 à 15 ans et < 5 ans (> 10 ans, 3 à 10 ans et < 3 ans dans le cas des éléments critiques). La stratégie d'évaluation et de gestion comprend donc différentes étapes d'investigations plus ou moins poussées et un suivi plus ou moins assidu par la suite, selon le cas, tout en étant constamment réévaluée au fur et à mesure que de nouvelles données sont disponibles. Toutefois, les essais de laboratoire mentionnés précédemment, quoique prometteurs, possèdent encore plusieurs paramètres dont l'impact n'est pas encore bien compris ou contrôlé, ce qui réduit leur applicabilité à une vaste gamme de bétons (e.g. différentes formulations, variétés de granulats réactifs, etc.). De plus, il est reconnu qu'un élément de béton incorporant un bon réseau d'armature tridimensionnel peut généralement résister aux forces

expansives générées par la RAS sans toutefois éviter sa fissuration superficielle; toutefois, dans le cas d'éléments de béton faiblement ou non armés, du moins dans certaines directions (e.g. étriers, tabliers de pont sans armature en cisaillement), on s'explique mal dans quelle mesure ce phénomène peut influencer les propriétés résiduelles du béton en voie de détérioration (telle que sa résistance au cisaillement) et ultimement sa stabilité structurale.

Dans un autre ordre d'idées, il est à prévoir que les politiques de développement durable et de conservation des ressources naturelles et de l'énergie vont engendrer une augmentation significative des pressions pour l'utilisation de technologies/matériaux plus respectueux de l'environnement. De plus, compte-tenu de l'âge de nos infrastructures, dont plusieurs ont déjà ou vont incessamment compléter leur vie utile, on peut anticiper une augmentation importante de la quantité de "matériaux" (e.g. granulats) issus de la démolition des infrastructures en béton. L'utilisation des granulats de béton recyclé (GBR) pour la confection de nouveaux bétons, quoique peu répandue à ce jour dans le contexte québécois, est déjà appliquée dans plusieurs pays européens et dans plus d'une dizaine d'états américains. Bien que des études aient démontré que des bétons performants peuvent être fabriqués avec des GBR (Fathifazl et al. 2008), on ne connaît toutefois que très peu l'impact de l'utilisation de granulats provenant de la démolition de bétons « malades » (affectés par la RAS par exemple) sur le comportement en durabilité des nouveaux bétons, de même que les moyens à mettre en œuvre pour assurer un contrôle efficace de la qualité de ces produits. Shehata et al. (2008) ont montré que des GBR produits à partir de bétons affectés par la RAS pouvaient engendrer autant d'expansion que le granulats d'origine. Ces auteurs ont également observé une bonne corrélation entre les résultats d'essais sur éprouvettes de béton (expansion à 1 an) et sur barres de mortier (expansion à 14 jours) pour des GBR incorporant le calcaire fortement réactif Spratt.

## **1.2 Objectifs et contenu du programme de recherche**

L'objectif global de ce projet consiste à renforcer les outils d'investigation qui permettront une gestion plus éclairée du comportement à long terme et ainsi assurer la stabilité des structures et ouvrages d'art affectés par la RAS au Québec. Le projet comporte divers éléments qui visent les objectifs particuliers suivants :

1. Optimiser les conditions d'essais de laboratoire visant à déterminer le niveau d'endommagement actuel d'un béton affecté par la RAS (condition physico-mécanique du matériau) et d'en déterminer le potentiel de dégradation future (taux d'expansion et potentiel d'expansion/de dégradation ultime); en fonction des résultats ainsi obtenus et des commentaires des ingénieurs de Transports Québec, réviser au besoin l'outil de gestion des infrastructures de béton affecté par la RAS proposé par Bérubé et al. (2005a).
2. Évaluer la validité des outils d'investigation pour déterminer l'état d'endommagement de divers éléments d'une structure de béton en service affectée par la RAS, dans ce cas-ci l'échangeur Robert Bourassa – Charest situé à Québec et prévu pour être démolli/remplacé en 2010-2011.
3. Évaluer l'effet de la nature des granulats réactifs et de l'ampleur de la détérioration sur le comportement de nouveaux bétons fabriqués avec des granulats de béton recyclé atteints de RAS.
4. Proposer une méthodologie permettant le contrôle de la qualité des granulats de béton recyclé pour utilisation potentielle comme granulats à béton.

## Guide méthodologique d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de RAS

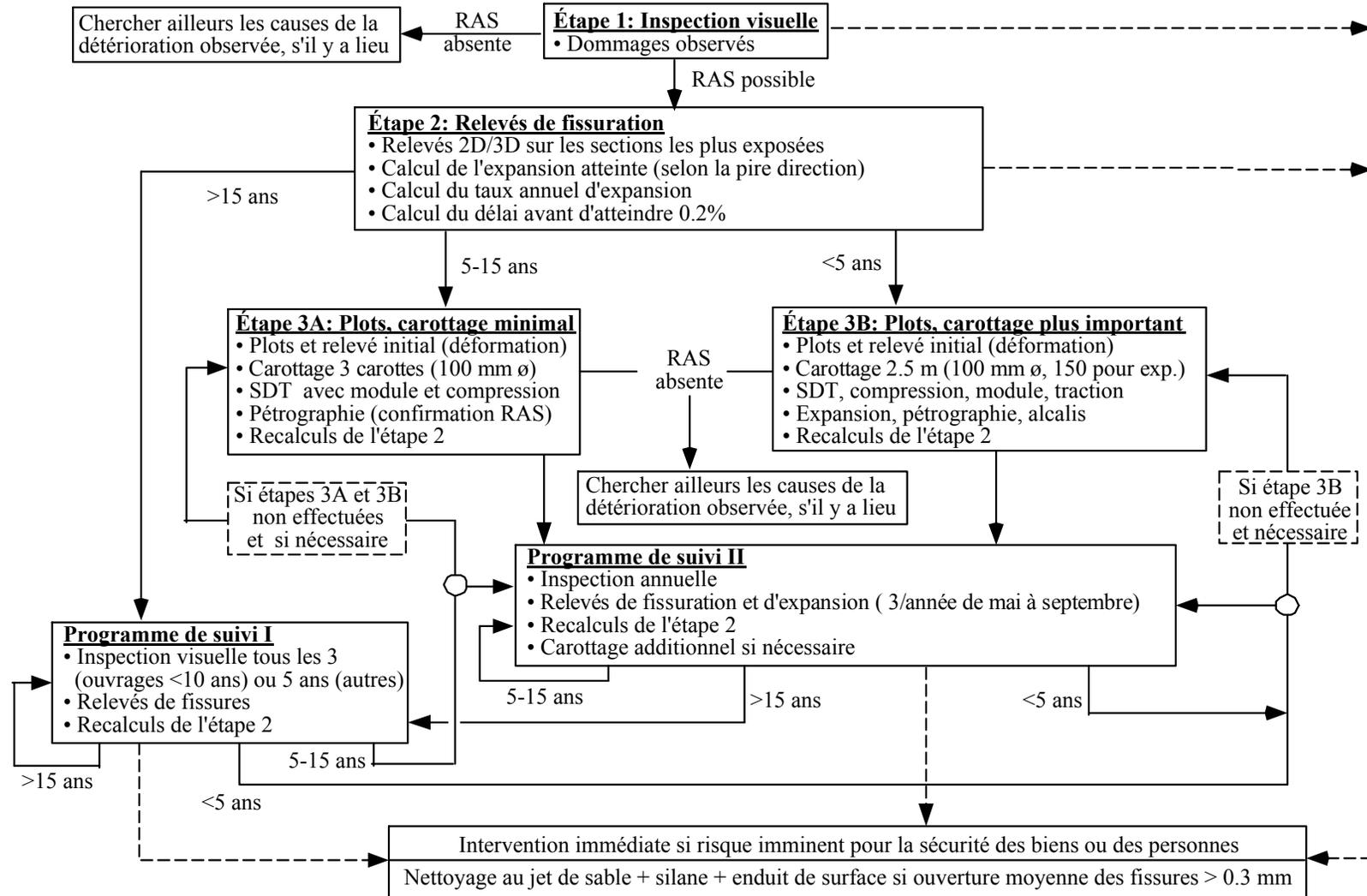


Figure 1.1 : Programme général d'investigation pour l'étude de la RAS dans les infrastructures en béton (Bérubé et al. 2005a).

## 2. REVUE DE LA DOCUMENTATION

Ce chapitre présente une revue de la documentation pertinente sur les différents thèmes du projet de recherche. L'objectif ici est de faire ressortir l'information connue à ce jour et les principaux éléments/paramètres qui nécessitent plus de recherche.

### 2.1 **Thème I - Outils d'évaluation de l'état d'endommagement actuel et du potentiel d'expansion futur du béton en voie de dégradation**

Bérubé et al. (2005a) et Fournier et al. (2010a) ont proposé des outils de gestion de structures affectées par la RAS impliquant une série d'essais de laboratoire, tels que l'essai cyclique de chargement – déchargement (*Stiffness Damage Test - SDT*), l'examen pétrographique semi-quantitatif (*Damage Rating Index - DRI*), l'essai d'expansion sur carottes de béton (38°C, H.R. > 95%) et la mesure des alcalis solubles du béton. Quoique prometteurs, ces essais possèdent encore plusieurs paramètres dont l'impact n'est pas encore bien compris ou contrôlé, ce qui réduit leur applicabilité à une vaste gamme de bétons (e.g. différentes formulations, variétés de granulats réactifs, etc.). Notre programme de recherche visait donc à mieux comprendre l'impact de divers paramètres sur les résultats de ces essais. Avant de discuter en détail du programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet, la présente section offre une revue critique de ces essais, ce qui permettra au lecteur de mieux juger de la portée et de l'orientation du programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet.

#### 2.1.1 **Essai cyclique de chargement-déchargement – *Stiffness Damage Test* (SDT)**

##### 2.1.1.1 Travaux de Crisp et collègues

Crouch & Wood (1990), s'inspirant des travaux Walsh (1965), ont proposé le *Stiffness Damage Test* (SDT), essai basé sur le chargement cyclique en compression de cylindres/carottes de béton, de diamètre  $\geq 70$  mm et de longueur variant entre 175 mm et 200 mm (rapport longueur : diamètre entre 2,5 et 2,75). Initialement, le SDT était réalisé par l'application d'une contrainte maximale de 5,5 MPa à un taux d'application de 0,1 MPa/s, et le chargement était répété à cinq reprises. Crisp et al. (1989, 1993), après avoir testé plus de 1000 carottes au SDT, ont observé que l'hystérésis du premier cycle de chargement-déchargement était plus grande que celle des cycles suivants dans le cas de bétons endommagés (Figure 2.1A). Les auteurs ont conclu que les fissures ouvertes préexistantes dans les échantillons tendaient à se fermer lors du premier cycle engendrant ainsi des glissements non récupérables à l'interface de ces fissures. Par conséquent, les auteurs ont choisi, comme réponse de l'essai, les valeurs moyennes des paramètres suivants au cours des cycles 2 à 5 (Wood et al. 1989, Crisp et al. 1993):

- Module d'élasticité ( $E_c$ ) (ou pente de la courbe contrainte - déformation); naturellement, des bétons endommagés offriront un module d'élasticité inférieur à ceux de bétons non détériorés ;
- Énergie dissipée ( $J/m^3$ ) au cours des cycles 2 à 5 du processus de chargement-déchargement; des bétons endommagés montrent une aire d'hystérésis (énergie dissipée) significativement supérieure à celle de bétons non endommagés (Figure 2.1) ;
- Indice de non-linéarité (NLI); il représente le ratio entre la valeur de la pente de la courbe contrainte-déformation à la moitié de la charge ultime et la valeur de  $E_c$ . Ce paramètre donne de l'information sur la concavité ou la convexité de la courbe contrainte-déformation, en informant sur l'orientation des fissures.

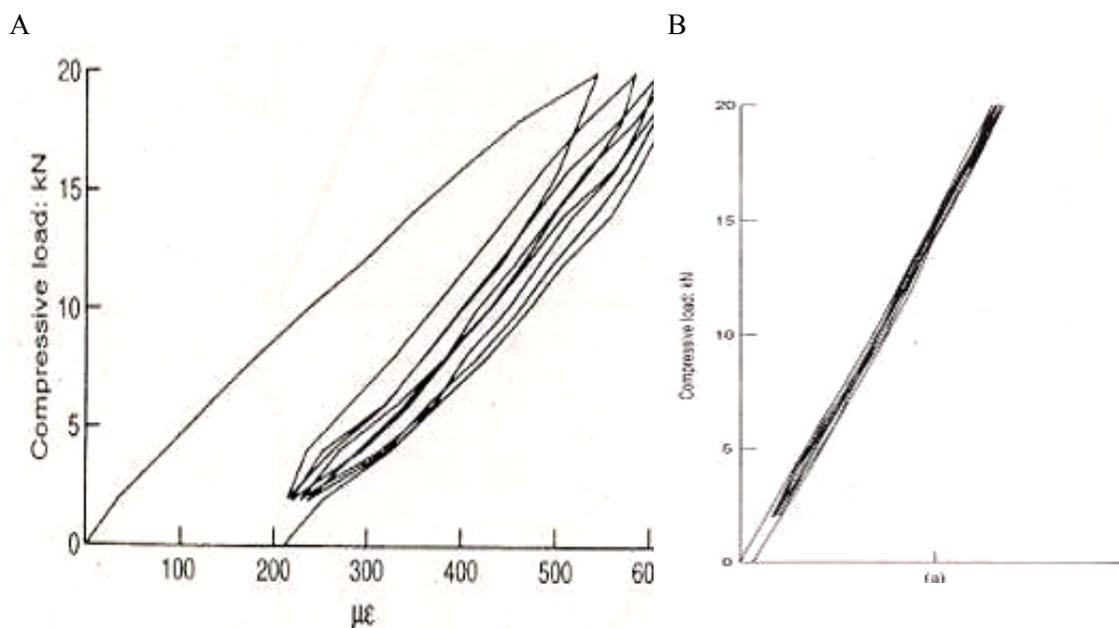


Figure 2.1 : Résultats typiques de courbes *contrainte – déformation* obtenues au cours des cycles de l'essai SDT pour un béton endommagé (A) et un béton sain (B) (Crisp et al. 1993).

Selon Crisp et al. (1993), le module d'élasticité ( $E_c$ ) est le paramètre le plus sensible de l'essai SDT pour des bétons peu endommagés. Par contre, pour des bétons très endommagés, l'aire d'hystérésis est le paramètre le plus important.

#### 2.1.1.2 Travaux de Smaoui et collègues

Smaoui et al. (2004a), sur la base d'essais effectués à l'Université Laval sur des échantillons de béton incorporant une variété de granulats réactifs et ayant atteints différents niveaux d'expansion (conservation en laboratoire à 38°C et 100% d'humidité relative), ont proposé que la meilleure approche pour bien évaluer un béton détérioré par le SDT consistait à utiliser l'aire de l'hystérésis du premier cycle (où les fissures sont dans un niveau maximum de contrainte) sous

une contrainte de chargement de 10 MPa (Figure 2.2). Une contrainte inférieure ne permettait en effet pas de faire une bonne distinction entre les différents niveaux d'expansion atteints. Les auteurs ont également observé que la corrélation entre l'expansion et la déformation plastique lors des cycles de chargement-déchargement était satisfaisante, mais que des variations significatives de comportement étaient possibles d'un granulat réactif à l'autre lors de l'essai SDT, écarts possiblement associables à la nature même des granulats (fin ou grossiers) et à leur(s) mode(s) de réaction (e.g. motif/densité/orientation de la fissuration selon que la réaction se produit dans les particules de granulats fins ou grossiers, ou par différents types de roches, etc.). Toutefois, cela n'a pas été étudié de façon détaillée par ces chercheurs.

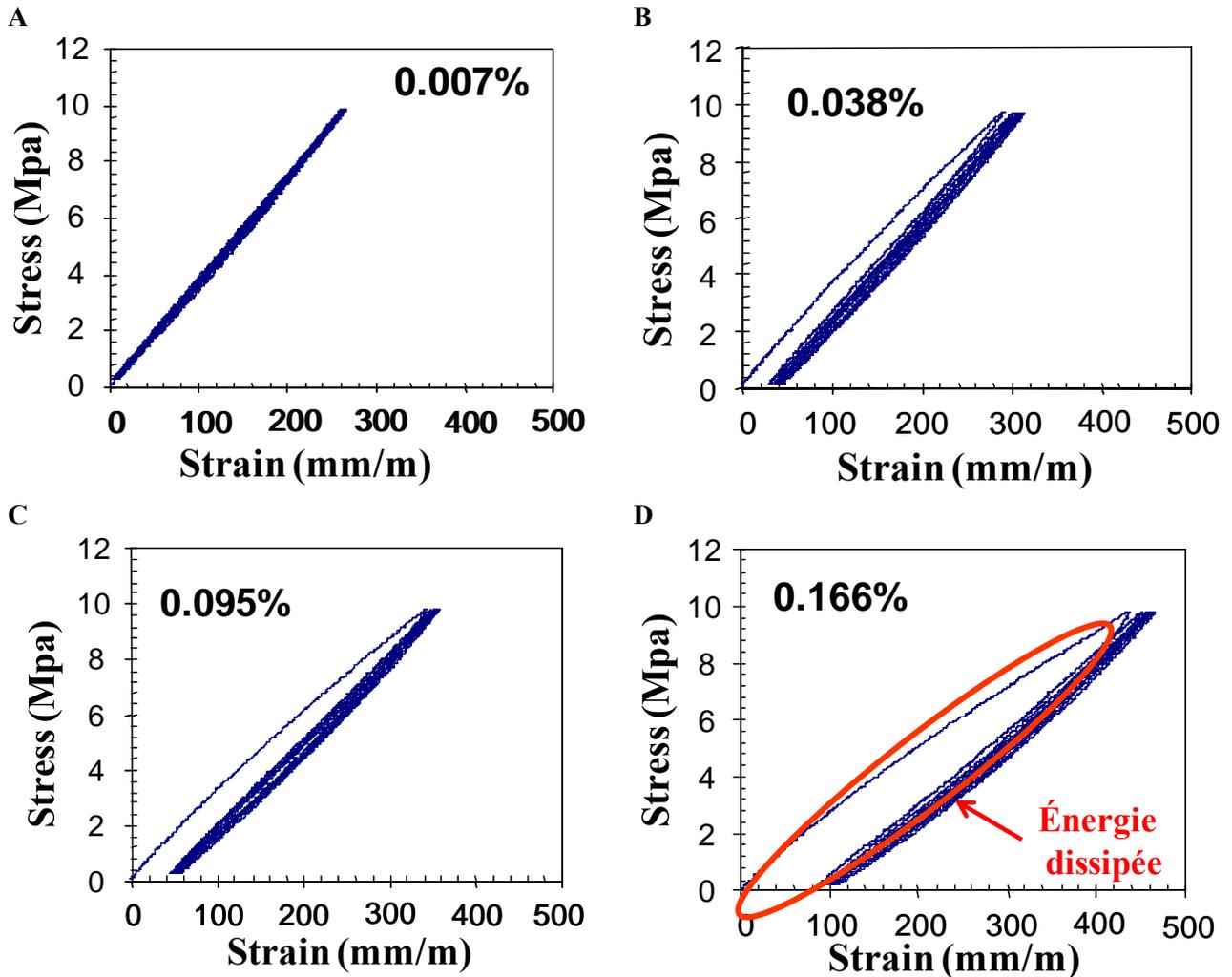


Figure 2.2 : Courbes typiques *contrainte-déformation* pour des échantillons de béton affectés par la RAS et soumis à 5 cycles de chargement / déchargement lors de l'essai SDT (charge de 10MPa). Les échantillons de béton avaient atteint différents niveaux d'expansion variant entre 0,007% (A) et 0,166% (B) (Smaoui et al. 2004a).

Suite à leurs travaux, Smaoui et al. (2004a) ont proposé les paramètres d'analyses ci-après du SDT pour l'évaluation de l'endommagement du béton affecté par la RAS :

- Aire de l'hystérésis du premier cycle de chargement/déchargement ;
- Déformation plastique accumulée au cours des cinq cycles de chargement-déchargement.

Les travaux de Smaoui et al. (2004a) ne portaient toutefois que sur des bétons de formulation unique ( $420 \text{ kg/m}^3$ ,  $e/c \sim 0,42-0,45$ ). Il est vraisemblable de penser que l'application d'une charge unique (10 MPa) pourrait entraîner des résultats différents selon le type de béton ( $\neq$  formulations,  $\neq$  types de granulats fins/grossiers); ceci demeure toutefois incertain en l'absence de données supplémentaires. Sans cette information, l'analyse de résultats d'essais SDT effectués à charge unique sur différents types de bétons pourrait déboucher sur des estimations erronées du niveau d'endommagement réel et de l'expansion atteinte à ce jour.

### 2.1.1.3 Autres travaux sur le SDT

Guo & Waldron (2000) ont utilisé le SDT pour mesurer les fissures créées par les effets thermiques dans des éléments massifs de béton. Afin de choisir une charge permettant de mesurer l'endommagement tout en conservant un caractère non destructif, les chercheurs ont étudié l'évolution des dommages pendant l'essai par la méthode des ondes acoustiques. Ainsi, cette méthode a permis de confirmer le développement d'endommagement surtout lors du premier cycle, ce qui a mené les auteurs à ne pas utiliser ce cycle. Ces auteurs ont choisi les deux paramètres de sortie suivants :

- Module d'élasticité (GPa) – moyenne des modules des quatre derniers cycles ;
- Indice d'endommagement – moyenne de l'aire d'hystérésis des quatre derniers cycles.

Guo & Waldron (2000) ont remarqué que l'aire d'hystérésis était plus élevée lorsque les échantillons de béton étaient soumis à des écarts importants de température. Par contre, le module d'élasticité de ces échantillons était plus faible. Les auteurs ont également étudié l'effet du conditionnement et de l'âge des échantillons sur les réponses à l'essai SDT, ce qui leur a permis de déterminer que l'âge n'avait que peu d'influence, mais que le mode de conditionnement (i.e. échantillons emballés ou non) semblait influencer significativement les réponses de l'essai (Figure 2.3). Ces auteurs ont obtenu une très bonne corrélation entre l'aire d'hystérésis et le module d'élasticité (Figure 2.4). Les auteurs indiquent que le module d'élasticité est plus sensible pour des expansions faibles et l'aire d'hystérésis pour des expansions plus élevées. Ces résultats suggèrent que le module d'élasticité est plus sensible au nombre de microfissures tandis que l'aire d'hystérésis est plus influencé par la taille et l'orientation des fissures. Par contre, ces auteurs n'ont pas vérifié si cette corrélation est aussi bonne pour des matériaux avec des caractéristiques différentes (résistances, types de granulats, etc.) puisqu'ils n'ont utilisé qu'un niveau de charge pendant leurs travaux (5,5 MPa).

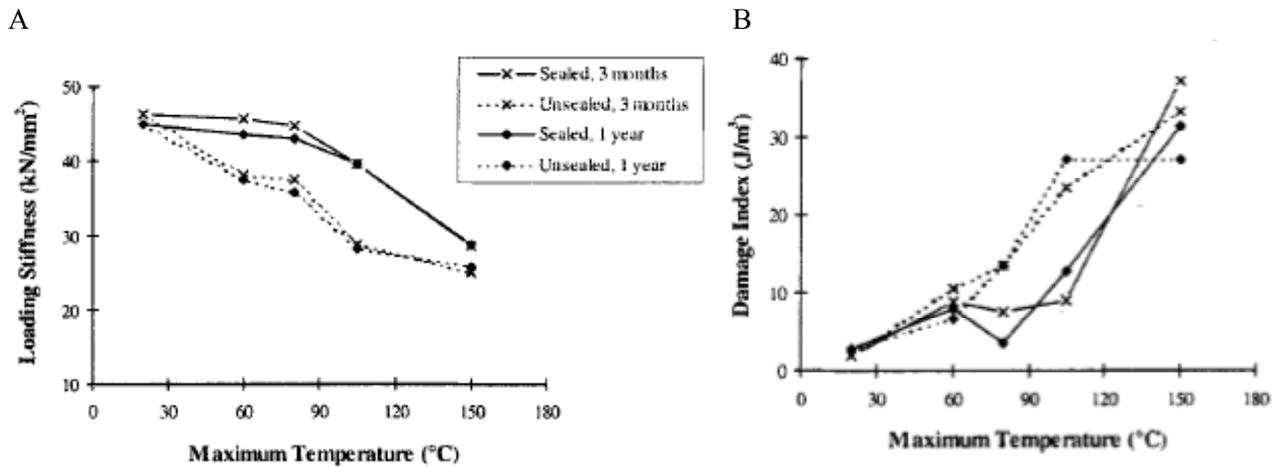


Figure 2.3 : Variation des résultats du SDT en fonction de l'âge et du conditionnement des échantillons (Guo & Waldron, 2000). A. *Loading Stiffness*. B. *Damage Index*.

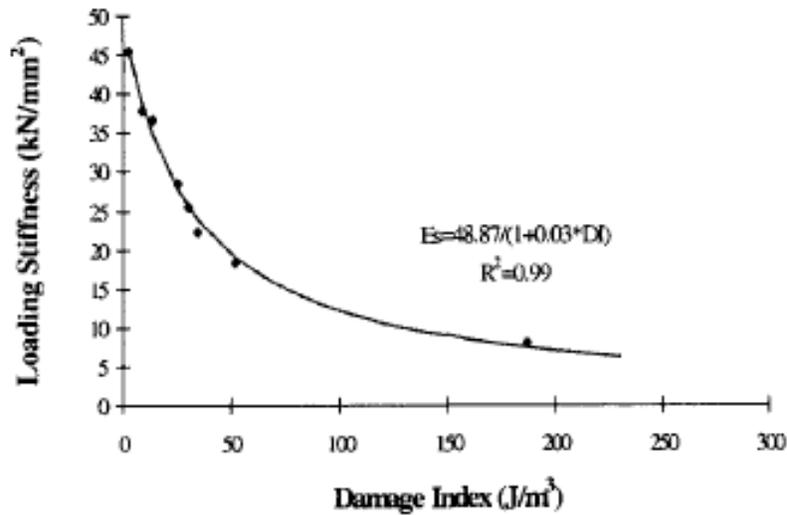


Figure 2.4 : Corrélation entre le module d'élasticité (*Loading Stiffness*) et l'aire d'hystérésis (*Damage Index*) (Guo & Waldron, 2000).

Travaillant sur le comportement de bétons sous charges cycliques, Alexander & Milne (1995) ont vérifié que le premier cycle était très différent, ce qu'ils ont attribué à la consolidation et à la création d'un matériau plus dense, ainsi qu'à l'effet du fluage lors du chargement du premier cycle. Ces trois phénomènes engendraient la fermeture des fissures préexistantes du béton.

Giannini & Folliard (2012) ont étudié le comportement de bétons incorporant différents granulats réactifs lors du SDT mais en utilisant une charge fixe de 10 MPa. Tout comme dans le cas de Smaoui et al. (2004a), les auteurs ont obtenu des corrélations très variables entre certains paramètres de sortie du SDT et l'expansion des éprouvettes de béton à l'étude (Figure 2.5).

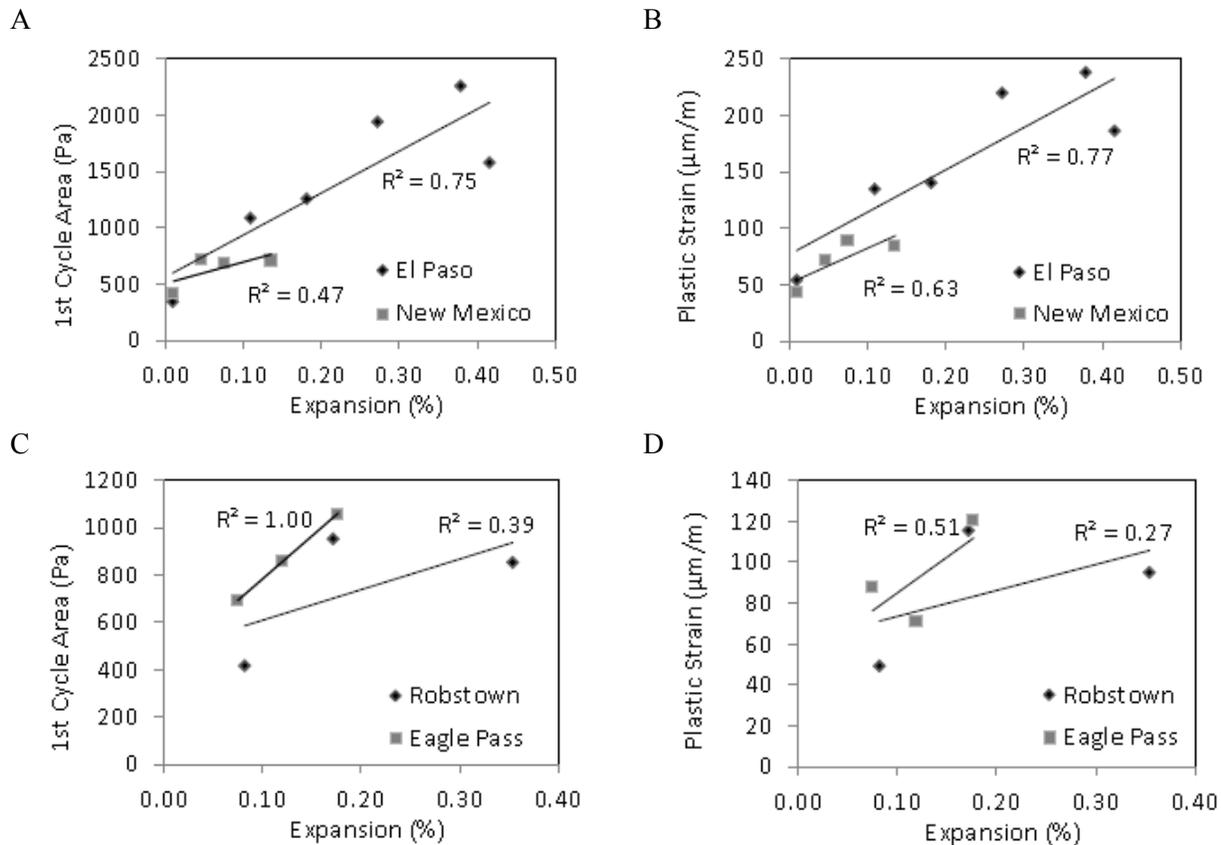


Figure 2.5 : Corrélations entre les paramètres de sortie du SDT et l'expansion d'éprouvettes de bétons incorporant différents granulats réactifs (Giannini & Folliard 2012). A et C. Aire d'hystérésis du premier cycle en fonction de l'expansion des éprouvettes. B et D. Déformation plastique (total des 5 cycles) en fonction de l'expansion des éprouvettes.

#### 2.1.1.4 Effet de certains facteurs « logistiques » sur les résultats du SDT

##### *Conditionnement des éprouvettes avant les essais*

Il est bien établi que les conditions sous lesquelles sont conservées les éprouvettes avant les essais (e.g. mouillage, séchage) peuvent avoir un impact significatif sur les mesures de résistance à la compression ou du module d'élasticité du béton (Mindess et al. 2003). Lorsque le SDT est réalisé sur des éprouvettes de béton préparées en laboratoire, un mode de conditionnement rigoureux peut être appliqué après leur fabrication (e.g. entreposage en chambre humide, température contrôlée). Toutefois, lorsque des carottes sont extraites d'une structure en service, des variations dans les conditions hydriques des échantillons peuvent être observées, selon leur mode de conservation. On doit considérer que le taux d'humidité au sein de structures en béton, en contact ou non avec le sol, l'eau ou une source d'humidité, varie que l'on soit au cœur ou en surface. Afin de minimiser les variations potentielles de conditions hydriques, l'ASTM C 42 recommande d'envelopper les carottes dans une pellicule plastique et de les laisser s'équilibrer au moins cinq jours avant de les mettre à l'essai. La norme canadienne CSA A23.2-14C suggère que

les carottes extraites des structures soient re-saturées en chambre humide pendant une période de 48 heures avant de les soumettre aux essais conventionnels (résistance en compression, module d'élasticité), engendrant ainsi des conditions hydriques homogènes au sein des échantillons.

Il est toutefois possible que des carottes extraites d'une structure ou d'un élément de béton soient laissées dans le laboratoire pendant des périodes prolongées, enveloppées ou non, avant de les soumettre aux essais. Ces échantillons pourraient alors subir des variations importantes de leur condition hydrique par rapport aux conditions prévalant sur le terrain, et ce même si ces carottes sont enveloppées. Toutefois, l'ampleur de cette variation n'est pas connue avec précision, de même que leur impact potentiel sur les résultats du SDT.

#### *Géométrie des échantillons*

La géométrie d'un échantillon, en particulier le rapport longueur : diamètre ( $L/D$ ), peut influencer le comportement de ce dernier lors de la mesure de la résistance à la compression. Habituellement, un échantillon cylindrique (cylindre de laboratoire ou carotte de chantier) avec un  $L/D$  de 2 : 1 est utilisé pour les essais conventionnels (e.g. résistance en compression). Toutefois, lorsque des « géométries » différentes sont utilisées, des corrections doivent être apportées aux résultats obtenus. Considérant que le SDT est un essai réalisé en compression, il est logique de penser qu'une procédure semblable puisse être adoptée; toutefois, il n'existe pas de données indiquant que des facteurs de correction devraient être appliqués.

#### *Préparation des échantillons pour l'essai*

Des cylindres fabriqués en laboratoire ou des carottes prélevées au sein de structures de béton sur le terrain possèdent souvent des extrémités irrégulières, ce qui peut entraîner des résultats variables / erronés si de telles éprouvettes sont soumises à un essai mécanique (e.g. résistance à la compression, SDT). On a de plus observé que des éprouvettes ayant des extrémités convexes offriront une résistance à la compression inférieure à celles possédant des surfaces concaves (Mindess et al. 2003). On peut s'assurer du parallélisme et de la planéité des extrémités d'un échantillon (cylindre ou carotte) en utilisant un composé à base de soufre pour « coiffer » les éprouvettes ou en rectifiant les extrémités par meulage. Ces deux procédures sont acceptables et produisent généralement des résultats semblables pour des bétons conventionnels (jusqu'à environ 50 MPa). Considérant que le SDT est un essai réalisé en compression, il est logique de penser que ces deux procédures puissent être utilisées indifféremment; toutefois, il n'existe pas de données confirmant cette hypothèse dans le cas du SDT.

#### *Taux de chargement*

Généralement, plus le taux de chargement est élevé, plus la résistance en compression sera élevée. La raison pour un tel comportement est incertaine; toutefois, il semble qu'un faible taux de chargement permet aux fissures de s'ouvrir ou de progresser plus facilement, entraînant ainsi des résistances plus faibles (Mindess et al. 2003). L'impact de ce paramètre sur le SDT a été évalué par Crisp et al. (1989, 1993); les résultats de leurs travaux les ont amenés à suggérer un

taux de 0,10 MPa/s. Ce taux a également été adopté par Smaoui et al. (2004a). Il est toutefois à noter que cette valeur est inférieure à celle suggérée par l'ASTM C 469/469M pour l'évaluation du module d'élasticité du béton ( $0,241 \pm 0,034$  MPa/s), essai qui est la plupart du temps effectué sur des échantillons de béton sain.

#### *Localisation des échantillons et direction du carottage*

L'ampleur de l'endommagement du béton engendré par différents mécanismes nuisibles, tels que la RAS, dépend des conditions environnementales et des contraintes auxquelles sont soumis les éléments structuraux (zone exposée ou non à l'humidité, zone superficielle ou interne, etc.). Ainsi, la position et la direction d'échantillonnage peuvent induire des différences significatives dans les résultats des essais réalisés en laboratoire (Smaoui et al. 2004c). Bien que plusieurs études aient mentionné ces dépendances, d'un point de vue qualitatif, principalement en ce qui a trait à l'influence du confinement sur l'expansion associable à la RAS, il n'existe que peu de données permettant de quantifier cet effet, à tout le moins dans le cas de l'essai SDT.

## **2.1.2 Examen pétrographique quantitatif – *Damage Rating Index (DRI)***

### **2.1.2.1 Généralités**

Divers mécanismes nuisibles affectent la durabilité à long terme des infrastructures en béton en service et génèrent de l'endommagement dont la « signature » a été schématisée par la BCA (1992) et St-John et al. (1998) (Figure 2.6). L'analyse pétrographique d'échantillons de béton prélevés au sein de ces structures devrait permettre d'y reconnaître la présence (ou non) d'indices caractéristiques de ces différents mécanismes (e.g. produits de réaction de la RAS, de la DEF, fissuration au sein des particules de granulats, aux interfaces pâte-granulats, etc.); ces indices peuvent être observés autant sur des surfaces de fracture que sur des plaques polies ou lames minces de béton (CSA A 864-00; Bérubé et al. 2005a; Walker et al. 2004; Fournier et al. 2010a). Les résultats de ces observations sont toutefois souvent décrits de façon narrative et qualitative, et conséquemment parfois critiqués par les ingénieurs qui désirent une évaluation plus précise (ou numérique) de l'ampleur de l'endommagement du béton (Powers & Shrimmer 2007).

### **2.1.2.2 Travaux de Grattan-Bellew et collègues**

Des méthodes pétrographiques permettant de « quantifier » l'ampleur de l'endommagement associable à la RAG ont été proposées par Sims et al. (1992), Salomon & Panetier (1994), Grattan-Bellew & Danay 1992 et Dunbar & Grattan-Bellew (1995). Le *Damage Rating Index (DRI)* a été développé par le chercheur P.E. Grattan-Bellew du Conseil National de Recherche du Canada, et ce, sur la base des travaux de Sims et al. (1992). La méthode, mise au point dans le cadre de l'étude du béton de la centrale Saunders en Ontario (Canada), affectée par la RAS, consiste à dénombrer la présence d'indices pétrographiques de RAS sur des surfaces de carottes de béton sciées et polies (Figure 2.7).

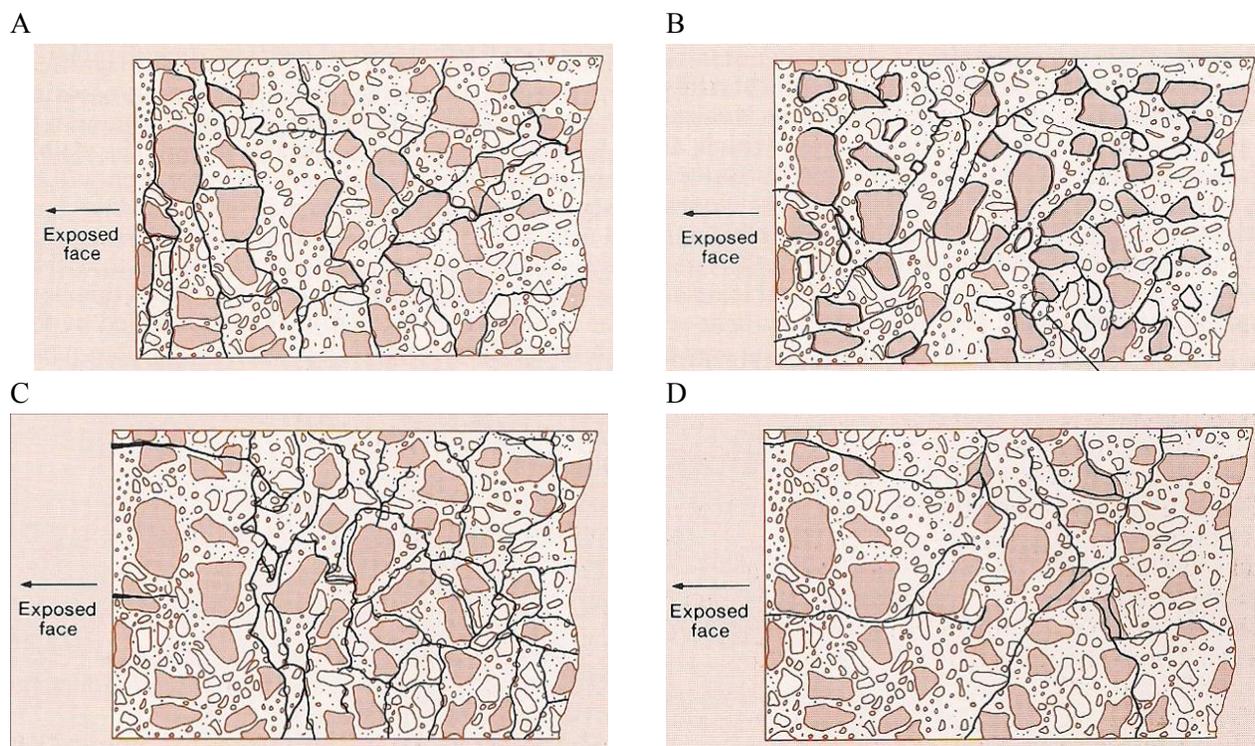


Figure 2.6 : Motifs de fissuration interne du béton qui peut être causée par différents mécanismes (BCA 1992). A. Action du gel-dégel créant un motif de fissuration grossièrement parallèle à la surface dans la portion superficielle de l'élément affecté, puis une fissuration plus aléatoire en profondeur. La fissuration est largement rencontrée dans la pâte de ciment. B. Fissuration créée par réaction sulfatique interne (*delayed ettringite formation - DEF*) lorsque le béton frais atteint une température élevée ( $\approx > 65-70^{\circ}\text{C}$ ) par préfabrication en usine ou par un contrôle insuffisant de la température à jeune âge en chantier. La fissuration se propage à travers la pâte de ciment en empruntant les zones d'interface pâte-granulats. Les fissures sont souvent remplies de dépôts d'ettringite très compacts. C. RAS générée par un sable réactif. La fissuration forme un fin réseau se propageant à travers les particules de sable réactives disséminées dans la pâte de ciment. Une macro-fissuration est observée dans la portion superficielle de l'élément affecté (grossièrement perpendiculaire à la surface), alors qu'elle se transforme en microfissures plus en profondeur. D. RAS générée par un gros granulat réactif. La fissuration forme un réseau relativement plus grossier se propageant à travers les particules de gros granulat réactives. Une macro-fissuration est observée dans la portion superficielle de l'élément affecté (grossièrement perpendiculaire à la surface), alors qu'elle se transforme en microfissures en motif plus aléatoire plus en profondeur.

Les carottes de béton d'au moins 100 mm de diamètre sont généralement préférées car elles permettent l'examen de surfaces d'au moins  $150\text{ cm}^2$ . Si le granulat est d'un gros calibre (plus de 20-25 mm), une carotte de 150 mm de diamètre permet l'examen d'une surface plus représentative (Grattan Bellew & Danay 1992). Le DRI est calculé en dénombrant les indices pétrographiques de RAS contenus dans les carrés d'une grille tracée à la surface de l'éprouvette, et ce sous un stéréomicroscope à un grossissement de 16x (Tableau 2.1). La somme de chaque indice est par la suite multipliée par des facteurs de pondération dont l'ampleur représente l'importance relative de cet indice par rapport au processus d'endommagement de la RAS

(Tableau 2.1). La somme des totaux pondérés, après avoir été normalisée à  $100 \text{ cm}^2$ , donne la valeur de DRI. Les résultats du DRI sont souvent représentés par des graphiques illustrant la distribution des indices pétrographiques de réaction dans les échantillons examinés (Figure 2.8).

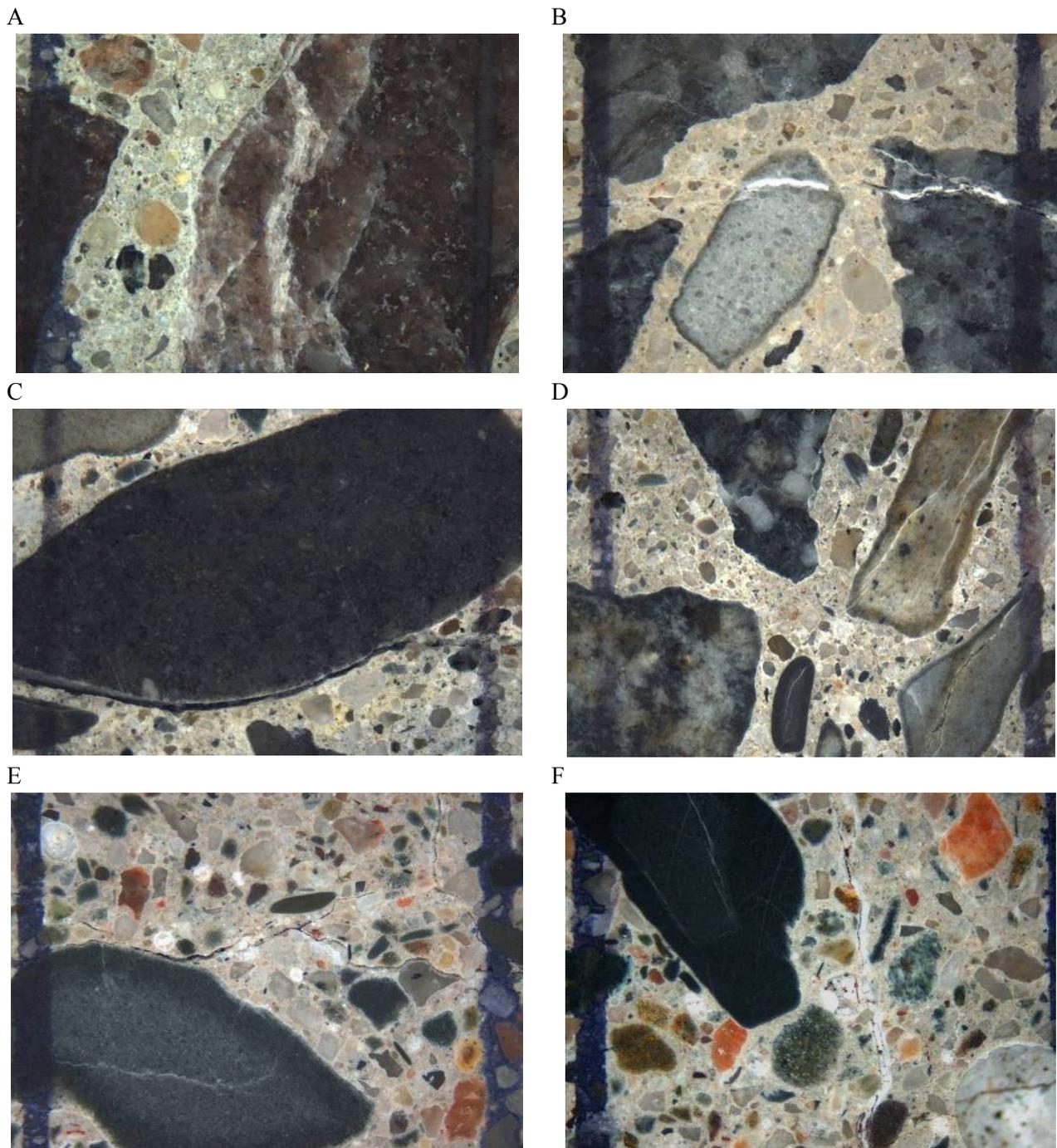
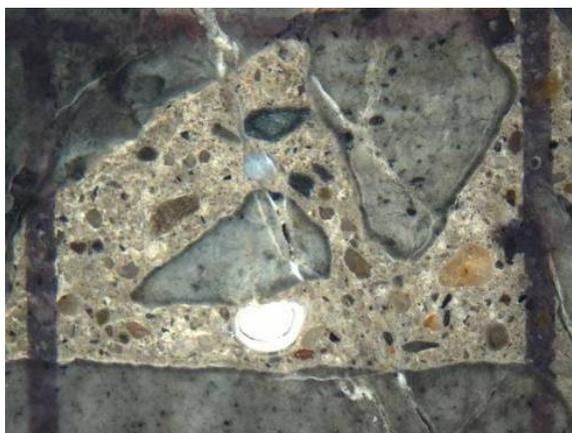


Figure 2.7 : Exemple des indices pétrographiques d'endommagement identifiés lors de la mesure du DRI. La distance entre les lignes verticales est égale à 1cm (Villeneuve 2011).

G



H

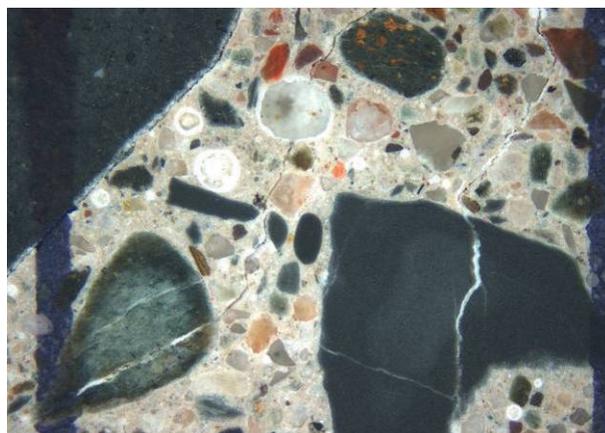


Figure 2.7 (suite) (Villeneuve 2011) : Exemples des indices pétrographiques du DRI. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est égale à 1cm. A. Fissures (fermées) dans une particule de granulats. B. Fissures remplies de produits de réaction (gel de silice) dans les particules de granulats réactives; ces fissures se propagent également dans la pâte de ciment entre les deux particules de granulats fissurées. C. Particule de gros granulat déchaussée. D. Auréoles (foncées) de réaction et fissuration (avec ou sans produits de réaction) au sein de particules de granulats réactifs. E. Fissures dans la pâte de ciment; également, auréole (foncée) de réaction et fissuration (fermée) au sein d'une particule de granulat réactif. F. Fissures dans la pâte de ciment remplies de produits de réaction (gel de silice). G et H. Fissures avec et sans produits de réaction dans les particules de granulats se propageant dans la pâte de ciment; également, produits de réaction remplissant ou tapissant des pores de la pâte de ciment.

Tableau 2.1 : Indices pétrographiques et facteurs de pondération du DRI – méthode originale (Grattan Bellew & Danay 1992).

Indices pétrographiques à répertoire	Facteur de pondération
Granulat grossier avec fissures	0,25
Granulat grossier avec fissures et gel	2
Granulat grossier déchaussé	3
Auréole de réaction autour du granulat grossier	0,5
Pâte de ciment avec fissures	2
Pâte de ciment avec fissures et gel	4
Vides d'air tapissés de gel	0,5

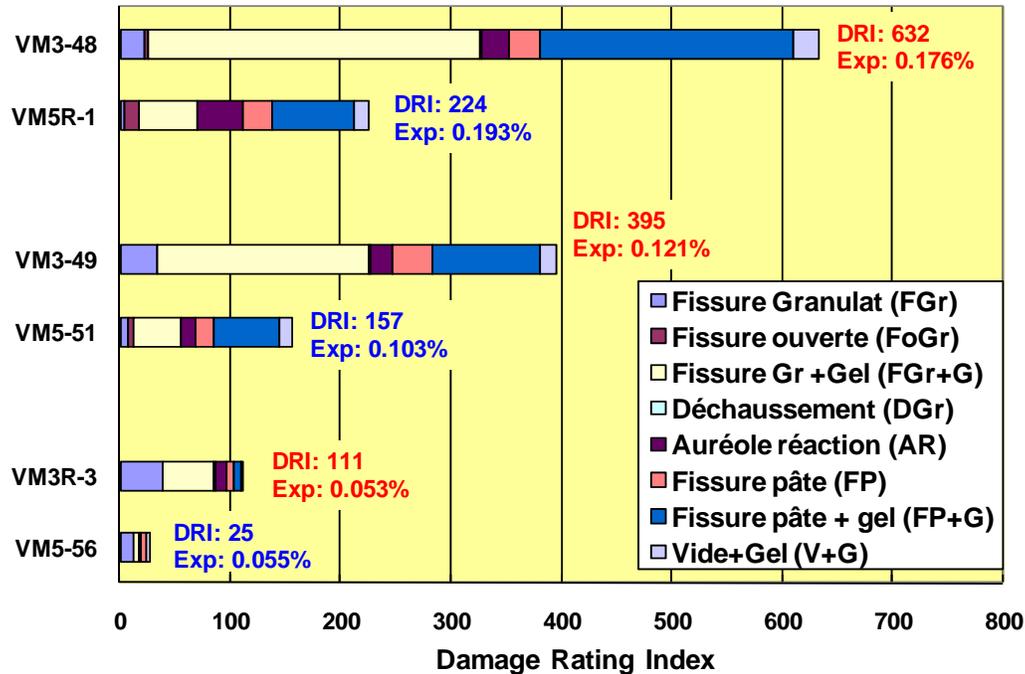


Figure 2.8 : Illustration des données du DRI pour des bétons montrant des niveaux équivalents d'expansion et incorporant deux types de granulats réactifs. Les échantillons VM3-48, 49 et R-3 incorporent un calcaire siliceux réactif, alors que les échantillons VM5R-1, 51 et 56 incorporent un grès siliceux réactif (Fournier et al. 2007).

### 2.1.2.3 Travaux variés

Aux cours des deux dernières décennies, la méthode du DRI a été légèrement modifiée, soit en diminuant la surface des champs d'observation à  $1 \text{ cm}^2$ , en modifiant la procédure de comptage des symptômes de détérioration, ou en révisant les facteurs de pondération (Tableau 2.2). Powers & Shrimmer (2007) ont en effet suggéré d'augmenter le facteur de pondération pour les fissures fermées ainsi que pour les particules de granulats déchaussées. Les auteurs ont de plus proposé deux nouveaux facteurs, soit les particules corrodées (facteur de 3,0) et les fissures avec gel qui se propagent dans la pâte et les granulats (facteur de 4,0). Clemeña et al. (2000) ont pour leur part proposé une méthode, appelée *Petrographic Damage Rating*, basée sur le DRI mais réalisée à 50x de grossissement (avec des champs d'observation beaucoup plus petits de  $1.5 \times 2.0 \text{ mm}$ - voir dernière colonne du Tableau 2.2).

Dunbar et al. (1995) ont comparé les résultats du DRI avec ceux d'essais d'expansion réalisés sur éprouvettes de béton (selon les méthodes CSA/ASTM/Hydro Ontario). Deux populations de résultats ont été obtenues. Les prismes de béton avec un  $\text{DRI} \leq 120$  ont subi une expansion inférieure à 0,09%, alors que les prismes de béton montrant un  $\text{DRI} \geq 160$  ont pour leur part subi une expansion supérieure à 0,09%. Aucune corrélation directe n'a toutefois été obtenue entre les valeurs de DRI et l'expansion. Deux hypothèses ont été proposées à cet effet par les auteurs, soit

que cela soit dû au poids relatif des facteurs, qui devraient alors être ajustés, ou soit qu'aucune relation unique n'existe entre les indices pétrographiques et l'expansion pour l'ensemble des différents types de granulats. En effet, les relations entre l'expansion et les indices pétrographiques de RAS semblent liées au type de granulat, car des tendances différentes sont observables pour différents types de roches (Figure 2.9). Les auteurs ont donc proposé d'effectuer des études futures sur des bétons de terrain afin de mieux faciliter le développement du DRI. Une réévaluation des facteurs devrait être effectuée en prenant compte des éléments suivants : l'endommagement physique du béton, autre que par la RAS, l'origine des fissures dans les particules de granulats, et déterminer si les vides remplis de gel alcalis-silice et la fissuration dans les particules de granulats ne se propageant pas dans la pâte de ciment devraient être ignorés dans le calcul du nombre DRI.

Tableau 2.2 : Facteurs de pondération du DRI selon différents auteurs.

Indice pétrographique	Facteurs de pondération selon ≠ auteurs			
	[1]	[2]	[3]	[4]
Fissures dans le granulat	0,25		2,0	0,5
Fissures fermées dans le granulat		0,75		
Fissures ouvertes dans le granulat		4,0		
Fissures avec gel dans le granulat	2,0	2,0	4,0	2,0
Granulats déchaussés	3,0	3,0	0,5	4,0
Auréole de réaction autour du granulat	0,5	0,5	4,0	0,5
Fissures dans la pâte de ciment	2,0	2,0	4,0	2,0
Fissures avec gel dans la pâte de ciment	4,0	4,0	6,0	4,0
Vides avec gel	0,5	0,5	0,25	0,5
Fissure dans la pâte et le granulat avec gel				4,0
Particules corrodées			4,0	3,0
<b>Dimension de la grille</b>	1,5 cm <sup>2</sup>	1 cm <sup>2</sup>	1.5 x 2.0 mm	1 cm <sup>2</sup>

[1] Grattan-Bellew & Danay (1992), Dunbar & Grattan-Bellew (1995), Dunbar et al. (1996), Rivard & Ballivy (2005), Rivard et al. (2002), Rivard et al. (2000), Shrimmer (2000).

[2] Smaoui et al. (2004b), Grattan-Bellew & Mitchell (2006)

[3] Clemeña et al. (2000)

[4] Powers & Shrimmer (2007)

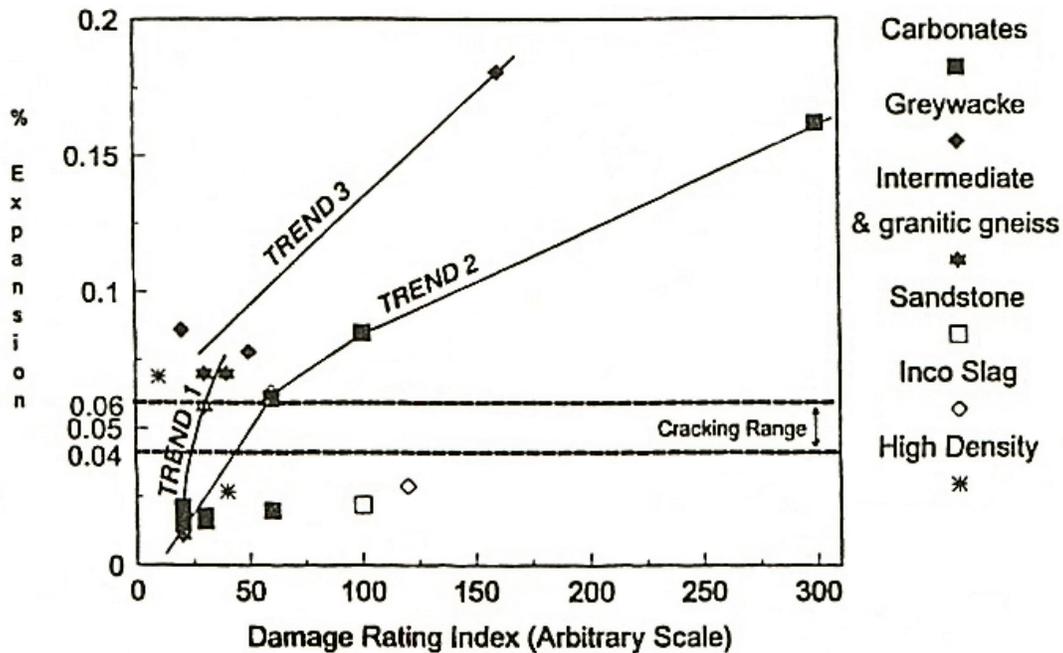


Figure 2.9 : Tendence du DRI selon le type de roche (Dunbar et al. 1996).

Smaoui et al. (2004a, 2004b) et Bérubé et al. (2005b) ont pour leur part comparé les résultats du DRI avec l'expansion générée par la RAS, le motif de fissuration et le SDT obtenus sur des spécimens fabriqués en laboratoire, de même que sur des carottes prélevées dans des blocs exposés à l'extérieur et dans des structures affectées par la RAS. Les échantillons incorporent divers mélanges de granulats réactifs et non-réactifs. Le SDT s'est avéré être une méthode plus efficace que le DRI pour estimer l'expansion atteinte par l'élément étudié au moment de l'évaluation (des blocs exposés à l'extérieur et structures affectées par la RAS). Dans le cas des structures affectées par la RAS, le DRI a en effet offert des résultats similaires pour les différentes composantes examinées, alors que ces dernières ne présentaient pas un même degré d'endommagement visuel d'une composante à une autre (fissuration de surface variable). Plusieurs échantillons de béton de terrain montrent d'abondants indices microscopiques de détérioration mais certains d'entre eux présentent peu de signes visuels d'endommagement et de bonnes résistances mécaniques, même en traction. Le DRI semble être subjectif et influencé par l'expérience de l'observateur.

Rivard & Ballivy (2005) ont réalisé une étude visant à évaluer la corrélation entre l'expansion mesurée en laboratoire et l'endommagement quantifié par le DRI. Pour ce faire, deux granulats ont été utilisés : un calcaire siliceux de la carrière Spratt (Ottawa, Ontario) et un grès siliceux du Groupe de Postdam (Montréal, Québec). Des éprouvettes de bétons ont été fabriquées selon les exigences de la norme CSA A23.2-14A et d'autres pour reproduire le béton de masse d'un barrage. Des carottes provenant de cubes de 35 cm de côté incorporant ces mêmes granulats

réactifs ont aussi été examinées, un étant constitué de béton de masse et l'autre de béton « structural ». Tous ces échantillons avaient été conservés à 38°C durant plus de 1300 jours. Dans le cas des carottes provenant du béton de masse, la zone de surface s'est avérée plus endommagée que l'intérieur du bloc étudié, le DRI variant de 255 (surface) à 172 (cœur). Pour les prismes de béton, les auteurs ont remarqué que le DRI augmentait avec l'expansion mesurée sur ceux-ci, en suivant toutefois une tendance plus ou moins linéaire (Figure 2.10). Chaque facteur du DRI pris individuellement ne corrèle toutefois pas avec l'expansion. Pour le granulat du Groupe de Potsdam, l'aurole de réaction s'est avérée être le symptôme pétrographique de loin le plus significatif tandis que, pour le calcaire Spratt, cet indice est peu abondant. Un indice additionnel, soit la fissuration se propageant d'une particule de granulat à la pâte de ciment, corrèle toutefois bien avec l'expansion, surtout dans le cas du calcaire Spratt.

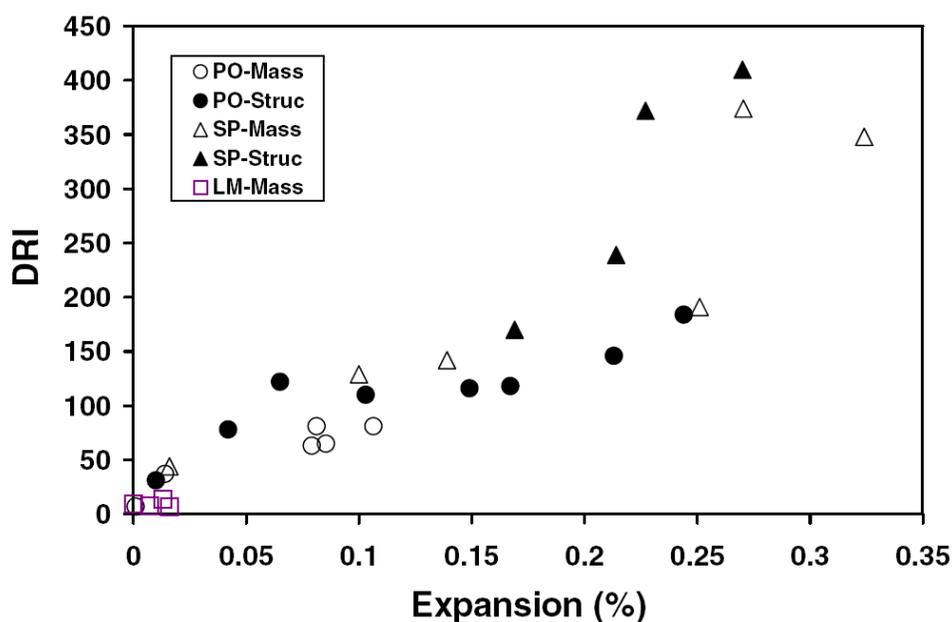


Figure 2.10 : Comparaison entre le nombre DRI et l'expansion mesurée sur des prismes confectionnés en laboratoire (Rivard et Ballivy 2005).

Smaoui et al. (2004a) ont tenté d'établir une corrélation entre l'expansion atteinte du béton et des indices pétrographiques d'endommagement des échantillons. Ces auteurs ont remarqué que malgré la grande variabilité de l'essai et l'influence du type de lithologie du granulat, des corrélations intéressantes ont été obtenues entre l'indice DRI et l'expansion des échantillons. Le DRI s'avère donc un outil permettant de mesurer de façon semi-quantitative l'endommagement du béton avec la possibilité, d'ailleurs, d'identifier les faciès pétrographiques associés à différents mécanismes nuisibles. Bérubé et al. (2012) ont en effet utilisé la méthode du DRI pour quantifier l'endommagement du béton, à niveau d'expansion comparable, lorsqu'affecté par la RAS, le gel-dégel et la réaction sulfatique interne (RSI). Le DRI s'est avéré sensible au rapport eau/ciment du

béton (plus faible DRI avec un E/C plus élevé), ainsi que par la présence d'air entrainé (plus grand DRI pour un béton avec air entrainé). De plus, pour un niveau d'expansion donné, les bétons affectés par la RAS ont présenté des nombres DRI beaucoup plus élevés que ceux affectés par le gel-dégel et la RSI (Figure 2.11).

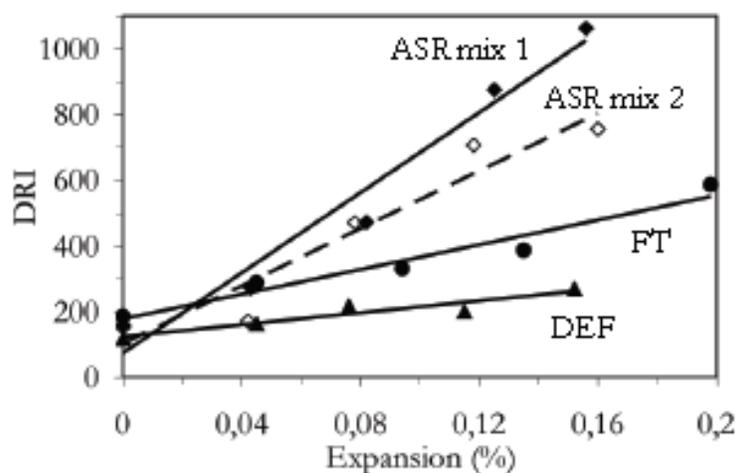


Figure 2.11 : Corrélation entre le nombre DRI et l'expansion d'éprouvettes de béton affectées par différents mécanismes nuisibles (Bérubé et al. 2012).

#### 2.1.2.4 Travaux de Villeneuve et collègues

Il est important de mentionner que bien que l'essai du DRI ait été utilisé par plusieurs chercheurs, il n'y a actuellement pas de méthode normalisée pour cet essai; de plus, on a observé que les facteurs de pondération pouvaient varier significativement d'un opérateur ou d'une étude à l'autre (Tableau 2.2). Tout cela explique en bonne partie la forte variabilité parfois observée entre les opérateurs (Villeneuve & Fournier 2009). Cette variabilité est fonction non seulement de l'expérience et du jugement du pétrographe réalisant l'essai, mais également des définitions des différents indices pétrographiques, en particulier en ce qui a trait à la nature des fissures retrouvées dans les particules de granulats et à l'identification de la présence de produits de réaction (ou gel de silice) autant dans les particules de granulats que dans la pâte de ciment (Villeneuve et al. 2012, Villeneuve 2011). La présence de gel de silice dans les fissures du béton est parfois difficile à reconnaître au stéréomicroscope et, en plus, elle est fonction de la technique de préparation des plaques polies qui peut, à l'occasion, contribuer à lessiver ces produits en tout ou en partie. En fait, l'importance n'est pas la reconnaissance ou non du gel de silice (car cela fait partie plus globalement des résultats de l'analyse pétrographique complète du béton selon l'ASTM C 856), mais plutôt de bien reconnaître la présence des fissures, autant dans les particules de granulats que dans la pâte de ciment, puisque ce sont ces fissures qui influencent ultimement la durabilité du béton.

Villeneuve (2011) a démontré que la variabilité du DRI peut être significativement réduite en assurant une meilleure définition des différents symptômes d'endommagement du béton comptabilisés par la méthode, en imposant un entraînement approprié des opérateurs par l'entremise de sections de référence, et enfin en développant des instructions détaillées incluant des photos de ces symptômes. Elle a d'ailleurs proposé un protocole d'analyse avec une série d'illustrations des indices pétrographiques de détérioration associables à la RAS. Villeneuve et al. (2012) ont proposé une modification aux facteurs de détérioration développés par Grattan-Bellew et collaborateurs dans le cas de bétons affectés par la RAS (Tableau 2.3). Cette approche distingue l'importance relative des fissures au sein des particules des granulats et de la pâte de ciment (facteurs de 2 vs 3, respectivement); toutefois, des facteurs de pondération semblables sont accordés lorsque les fissures sont remplies/tapissées ou non de produits de réaction. Ceci a été proposé afin de réduire la variabilité associable à l'efficacité des opérateurs à reconnaître ou non la présence de ces produits de réaction au sein des fissures de la pâte de ciment ou des particules de granulats (Villeneuve & Fournier 2009). De plus, ces auteurs suggèrent que certains indices, tels que les auréoles de réaction et les dépôts de produits de réaction dans les vides de la pâte de ciment, même s'ils sont le témoin d'une réaction chimique, soient éliminés du calcul du DRI. Ces indices ont en effet démontré être une source de forte variation entre les pétrographes et ne sont pas considérés responsables de l'endommagement du béton comme tel. Les auteurs ont de plus suggéré d'ajouter un autre indice (*Gros granulat désagrégé*) pour couvrir le mode de réaction plutôt particulier de certains types de granulats (e.g. grès quartzitique). Ces changements ont permis de réduire la variabilité des résultats du DRI à un niveau acceptable (coefficient de variation entre 18 et 20%; Villeneuve & Fournier 2009). Enfin, dans l'approche proposée par Villeneuve et al. (2012), la dimension minimale d'une particule de granulat à examiner est de 2 mm; toutefois, cette dimension et le grossissement typique de 16x utilisés lors de l'essai peuvent ne pas permettre de bien reconnaître la réactivité lorsque la RAS se développe dans le granulat fin (sable). Il sera donc nécessaire d'adapter la méthode dans ce cas précis.

#### 2.1.2.5 Travaux de Fecteau et collègues

Dans le cadre d'une étude réalisée récemment à l'Université Laval (Fournier & Fecteau 2011), une variété de granulats réactifs *alcalis-silice* (Gravier du Nouveau-Mexique (Placitas), sable du Texas, grauwacke du Massachusetts, quartzite du Minnesota et calcaire Spratt du Canada) et un granulat réactif *alcalis-carbonate* (calcaire de Kingston) ont été utilisés dans la production de blocs de béton, de dimension 400 x 400 x 700 mm, qui ont été soumis à des conditions environnementales naturelles à Austin au Texas (pour accélérer l'endommagement généré par la RAG) (Figure 2.12). Les mélanges de béton ont été préparés conformément aux exigences de la norme ASTM C1293 (contenu en ciment 420 kg/m<sup>3</sup>; teneur en alcalis du mélange rehaussée à 5,25 kg/m<sup>3</sup>, Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>). Des mesures d'expansion ont été réalisées régulièrement sur les blocs (Figure 2.13A). Des carottes extraites à des niveaux d'expansion sélectionnés ( $\approx$  0% (référence) à 0.40%) (Figure 2.13B) ont été enveloppées dans une pellicule plastique et expédiées vers à l'Université Laval où elles ont été soumises à des essais d'expansion résiduelle (voir section

2.1.3) et à un examen pétrographique quantitatif selon la méthode du DRI (en utilisant l'approche proposée par Villeneuve et al. 2012).

Tableau 2.3 : Symptômes pétrographiques et facteurs de pondération pour la méthode révisée du DRI selon Villeneuve (2011) et Villeneuve et al. (2012) (voir Figure 2.7).

Symptômes pétrographiques	Facteurs	Commentaires
Fissures fermées dans les particules de granulats (FFG)	0,25	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ne montrent aucune ouverture à 16x de grossissement.</li> <li>• Fissures apparaissent souvent blanchâtres (comme contenant un produit secondaire) lorsque la fissure forme un angle avec le plan de polissage.</li> <li>• Un faible facteur de pondération est accordé puisque de telles fissures sont possiblement associées aux opérations de préparation des matériaux granulaires en carrière ou aux processus d'altération naturelle.</li> </ul>
Fissures ouvertes ou réseau de fissuration dans les particules de granulats (FOG)	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissure montrant une ouverture à 16X de grossissement.</li> <li>• Un réseau complexe de fines fissures est également classé dans cette catégorie puisque probablement formé par des réactions expansives au sein des particules de granulats.</li> </ul>
Fissures ouvertes ou réseau de fissuration avec produits de réaction dans les particules de granulats (FGG)	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissure contenant des produits secondaires (blanchâtre, vitreux, poudreux ou crayeux).</li> <li>• Les produits secondaires ne remplissent pas toujours les fissures (matériel perdu lors du processus de préparation des plaques).</li> </ul>
Particules de gros granulats déchaussées (GD)	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissure montrant une ouverture significative dans la zone de transition entre la particule de granulat et la pâte de ciment.</li> <li>• Fissure entourant une portion significative de la particule.</li> <li>• Produirait vraisemblablement le déchaussement de la particule en fracturant le béton.</li> </ul>
Particule de granulat corrodée ou désagrégée (GC)	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Particule de granulat montrant des indices de désintégration ou de "corrosion" lorsqu'affectée par la RAS (ex: shale opalin, particules de chert/flint, grès siliceux).</li> </ul>
Fissures dans la pâte de ciment (FPC)	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissure visible à 16X de grossissement, mais ne contenant pas de produits secondaires.</li> </ul>
Fissures avec produits secondaires dans la pâte de ciment (FPCG)	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissures contenant des produits secondaires (blanchâtre, vitreux, poudreux, crayeux).</li> <li>• Les produits secondaires ne remplissent pas toujours les fissures (matériel perdu lors du processus de préparation des plaques).</li> </ul>

Les résultats des observations pétrographiques des plaques polies par la méthode du DRI sont présentés à la Figure 2.14. On remarque une tendance générale à l'augmentation des valeurs de DRI en fonction d'une augmentation de l'expansion des blocs de béton, et ce autant lorsque l'expansion est générée par la RAS dans différents types de gros granulats réactifs (gravier du

Nouveau-Mexique avec du matériel d'origine volcanique; granulats du Massachusetts avec du matériel d'origine sédimentaire (grauwacke)) que dans un granulats fin réactif (sable du Texas avec des particules réactives d'origine volcanique et du chert). La méthode semble également efficace pour le béton incorporant un calcaire dolomitique argileux susceptible de réaction alcalis-carbonate.

A



B



Figure 2.12 : Site d'exposition au laboratoire de la durabilité du béton de l'Université du Texas à Austin (Texas). A. Vue générale. B. Blocs de béton déposés sur le gravier compacté.

A

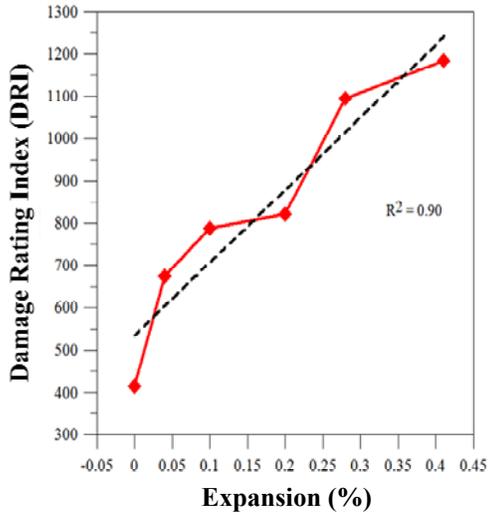


B

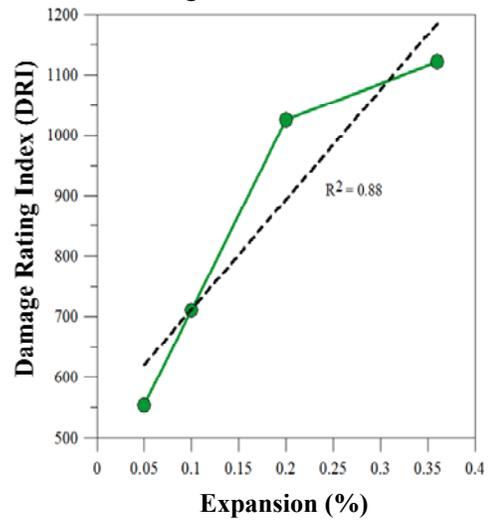


Figure 2.13 : Monitoring et échantillonnage des blocs de béton sur le site d'exposition extérieur de l'Université du Texas à Austin. A. Mesures d'expansion des blocs sur le site. B. Prélèvement d'échantillons dans les blocs pour réaliser les essais en laboratoire (expansion résiduelle, examen pétrographique par la méthode du DRI).

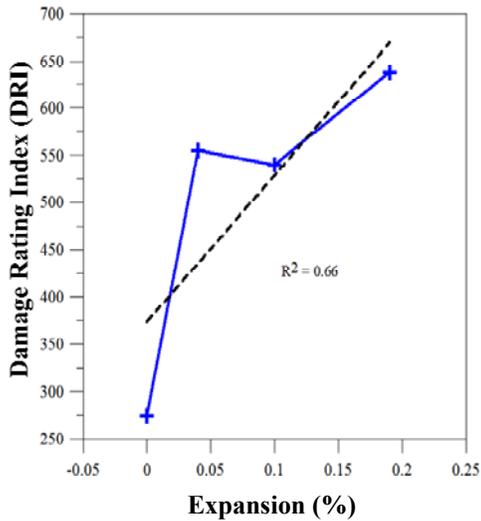
A - Sable du Texas



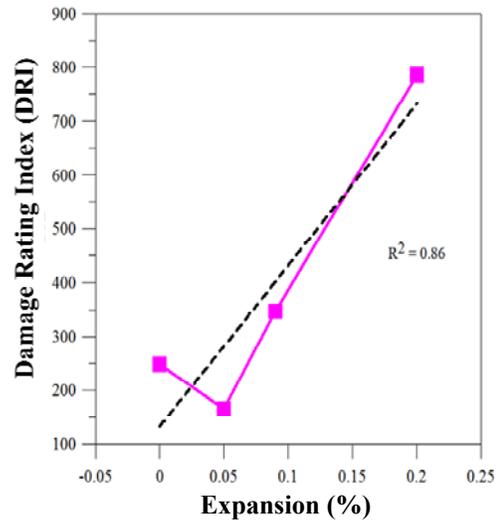
B - Calcaire de Kingston



C - Gravier du Nouveau Mexique



D - Grauwacke du Massachusetts



E - Tous les granulats

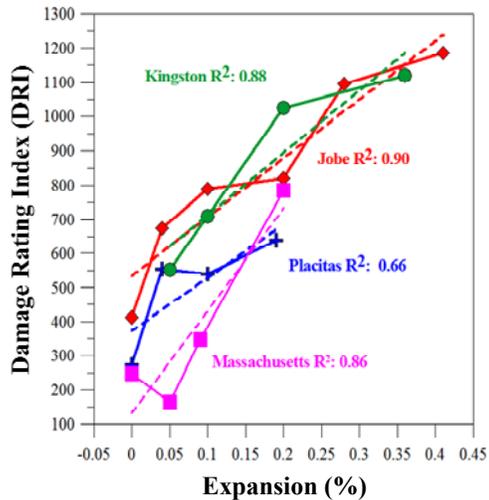


Figure 2.14 : Corrélation entre les valeurs de DRI et l'expansion des blocs de béton incorporant une variété de granulats réactifs. A. Sable du Texas. B. Calcaire de Kingston. C. Gravier du Nouveau-Mexique. D. Grauwacke du Massachusetts. E. Tous les granulats. (Fournier & Fecteau 2011).

#### 2.1.2.6 Travaux de Fournier et al. (2009)

Dans le cadre de l'évaluation de la condition de piliers (affectés par la RAS) du *Princess Margaret Bridge* (PMB) situé à Frédéricton (Nouveau-Brunswick), Fournier et al. (2009) ont effectué l'examen pétrographique d'une soixantaine de plaques polies taillées à partir de carottes prélevées au sein de la structure en question. Les auteurs ont ainsi proposé une charte de valeurs de DRI comprenant quatre classes de sévérité d'endommagement, i.e. nulle à traces, faible à modérée, modérée à élevée, élevée à très élevée (Tableau 2.4). Le résumé des observations pétrographiques des carottes est présenté à l'Annexe A de ce rapport; on y retrouve également des micrographies illustrant les indices pétrographiques typiques observés sur ces plaques polies.

La classification proposée par Fournier et al. (2009) n'est pas basée sur le niveau d'expansion atteint par le béton car cette donnée n'était pas connue; les piliers du pont montraient toutefois des indices très typiques d'endommagement par la RAS. L'ensemble de l'information obtenue lors de l'examen pétrographique semi-quantitatif des carottes de béton (par la méthode du DRI) a permis de regrouper les échantillons en classe d'endommagement selon leurs caractéristiques microstructurales, auxquelles ont été associées des plages de valeurs de DRI (Tableau 2.4). Les bétons ont donc été principalement classés selon l'ampleur de la fissuration, et ce autant dans les particules de granulats que dans la pâte de ciment. On remarque qu'avec une augmentation des valeurs de DRI, les fissures générées dans les particules de granulats réactives (grauwacke/argilite) s'étendent de plus en plus dans la pâte de ciment, incorporant des produits secondaires de réaction, connectant les particules de granulats fissurées en un réseau bien développé pour les hauts niveaux d'endommagement.

#### 2.1.2.7 Conclusions

Bien que la méthode du DRI semble produire des résultats consistants lorsqu'effectuée par un même opérateur, elle demeure subjective et les résultats peuvent varier significativement selon le niveau d'expérience du pétrographe. C'est sans doute en partie pourquoi la méthode n'a pas été proposée à ce jour dans le cadre du programme de gestion des structures en voie de dégradation de Bérubé et al. (2005a), bien qu'elle possède définitivement le potentiel de quantifier l'endommagement du béton affecté par la RAG. Ainsi, il reste encore plusieurs questions à répondre sur la méthode, telles que (Powers & Shrimmer 2007) :

- Devrait-il y avoir des valeurs absolues de DRI associées à des niveaux d'endommagement du béton ?
- Dans quelle mesure le type de granulat réactif (fin ou grossier) influence-t-il les résultats du DRI pour un même niveau d'expansion atteint ?
- Le DRI peut-il être une méthode d'analyse globale, i.e. une méthode permettant d'analyser différents mécanismes de détérioration (autre que la RAG) ?

Les analyses pétrographiques (pétrographie générale, DRI et Analyse d'image) donnent des évaluations qualitatives, semi-quantitatives et quantitatives, respectivement, de l'origine et de l'état actuel (ampleur) d'endommagement du matériau. Par contre, elles ne peuvent nous renseigner directement sur le potentiel de détérioration future et sont parfois difficiles à corréliser avec les résultats des essais physiques/mécaniques (Wood & Johnson, 1993; Rivard et al. 2002; Wood et al. 1989, Smaoui et al. 2004b).

Tableau 2.4 : Classification des valeurs de DRI pour des carottes prélevées dans les piliers d'un pont affecté par la RAS au Nouveau-Brunswick (Fournier et al. 2009).

Valeurs de DRI	Sévérité de l'endommagement	
	Niveau	Commentaires [observations pétrographiques → au stéréomicroscope, à l'échelle utilisée pour le DRI (16x de grossissement)]
0 - 200/250	Nulle à traces	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton macroscopiquement en bonne condition (pas ou peu de signes de détérioration significatifs et visibles à l'oeil nu).</li> <li>• Indices pétrographiques d'endommagement très limités. <ul style="list-style-type: none"> <li>• Surtout fissures fermées dans des particules de granulats dont certaines (rares) contiennent des produits secondaires de réaction; fissures s'étendent rarement dans la pâte de ciment.</li> <li>• Traces de fissuration de faible étendue dans la pâte de ciment (fissures non connectées).</li> </ul> </li> </ul>
200/250 - 400	Faible à modérée	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton macroscopiquement en bonne condition (quelques signes de détérioration visibles à l'oeil nu).</li> <li>• Indices pétrographiques d'endommagement → sévérité faible à modérée. <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fine fissures ouvertes dans plusieurs particules de granulats dont une proportion notable à modérée contient des produits secondaires de réaction; fissures s'étendent rarement dans la pâte de ciment.</li> <li>• Fissuration faible à modérée dans la pâte de ciment (&lt; 0,02mm, localement jusqu'à 0,05 mm); fissures non connectées.</li> </ul> </li> </ul>
400 - 700/750	Modérée à élevée	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton montrant un endommagement modéré à l'échelle macroscopique (plusieurs indices d'endommagement visibles à l'oeil nu);</li> <li>• Indices pétrographiques d'endommagement de sévérité élevée. <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissures ouvertes dans une forte proportion de particules de granulats; forte proportion de ces fissures contient des produits secondaires de réaction; fissures s'étendent souvent dans la pâte de ciment.</li> <li>• Fissuration significative à importante dans la pâte de ciment (&lt; 0,02 mm, localement jusqu'à 0,05 mm); plusieurs fissures contiennent des produits de réaction. Fissuration dans la pâte connecte des particules fissurées.</li> </ul> </li> </ul>
> 700-750	Élevée à très élevée	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Béton montrant un endommagement sévère, tant à l'échelle macroscopique (indices d'endommagement bien visibles à l'oeil nu) qu'à l'échelle microscopique (indices pétrographiques d'endommagement).</li> <li>• Indices pétrographiques semblables à la classe précédente mais encore plus sévère à l'échelle macro, i.e. fissuration bien visible à l'œil nu tant dans les particules de granulats (veinules) que dans la pâte de ciment (&lt; 0,05 mm, localement jusqu'à 0,20 mm).</li> </ul>

Note : Valeurs de DRI obtenues à partir des facteurs de pondération proposés par Villeneuve et al. (2012).

## 2.1.3 Essai d'expansion résiduelle sur éprouvettes de béton

### 2.1.3.1 Généralités

Le potentiel résiduel d'expansion associé à la RAG est une information importante au moment de planifier un programme de gestion des ouvrages affectés pour ce mécanisme et de choisir les mesures de réparation les plus appropriées. En fait, le suivi in-situ des déformations demeure la seule méthode fiable pour estimer ce potentiel. Cependant, il est généralement coûteux et requiert normalement le cumul de plusieurs années de mesures avant de pouvoir clairement différencier les déformations permanentes et cumulatives associées à la RAG (Bérubé et al. 2005a). Afin de palier à cette limitation, des essais d'expansion sur carottes ont été utilisés en laboratoire (Bérubé et al. 2004a, 2005a). Cependant, cet essai n'évalue que le processus d'expansion libre et optimum des carottes en raison de l'absence des contraintes de confinement in-situ et de l'abondance d'humidité disponible (Wood & Johnson 1993; Wood et al. 1989).

Au cours des 15 dernières années, plusieurs essais ont été réalisés selon les deux procédures suivantes (Bérubé et al. 2005a, Fournier et al. 2010a) : 1) essai dans l'air humide à 38°C et > 95% H.R., et 2), essai par trempage en solution alcaline de NaOH 1N à 38°C. Le premier essai est généralement considéré comme le plus fiable pour évaluer le potentiel résiduel d'expansion du béton affecté par la RAG puisque le béton est testé avec son propre contenu en alcalis et les conditions dans lesquelles se déroule l'essai sont identiques à celles utilisées pour l'essai normalisé sur prismes de béton CSA A23.2-14A. Lors de cet essai, des carottes de béton prélevées au sein de la structure à l'étude sont soumises à des conditions favorisant le développement de la RAS (température de 38°C et humidité relative > 95% H.R.) (Figure 2.15A) et leur changement dimensionnel est en fonction du temps (Figure 2.15B).

Afin de bien évaluer l'impact des conditions hydriques sur l'expansion initiale des carottes, spécialement si celles-ci ont été conservées au sec pendant une période plus ou moins prolongée, il est important de mesurer le gain de masse des carottes en parallèle avec les mesures de changements dimensionnels. L'étude des courbes de gains de masse des carottes indiquent en effet qu'au cours des premières semaines d'essai, les échantillons peuvent subir différents processus concurremment, dont le rééquilibrage hydrique et l'expansion due à la RAS. Les changements massiques et dimensionnels des éprouvettes sont donc suivis périodiquement au cours de la période d'essai qui s'effectue généralement sur au moins 12 mois (Figure 2.16).

Après avoir atteint des conditions d'équilibre hygrométrique, ce qui peut s'échelonner sur plusieurs semaines selon les conditions dans lesquelles les échantillons de béton ont été conservés après leur prélèvement (Figure 2.16A), ces derniers subiront une expansion dont l'ampleur sera d'autant plus grande que la réactivité résiduelle du granulat et que la teneur en alcalis disponibles dans le système seront élevées (Figure 2.16B).

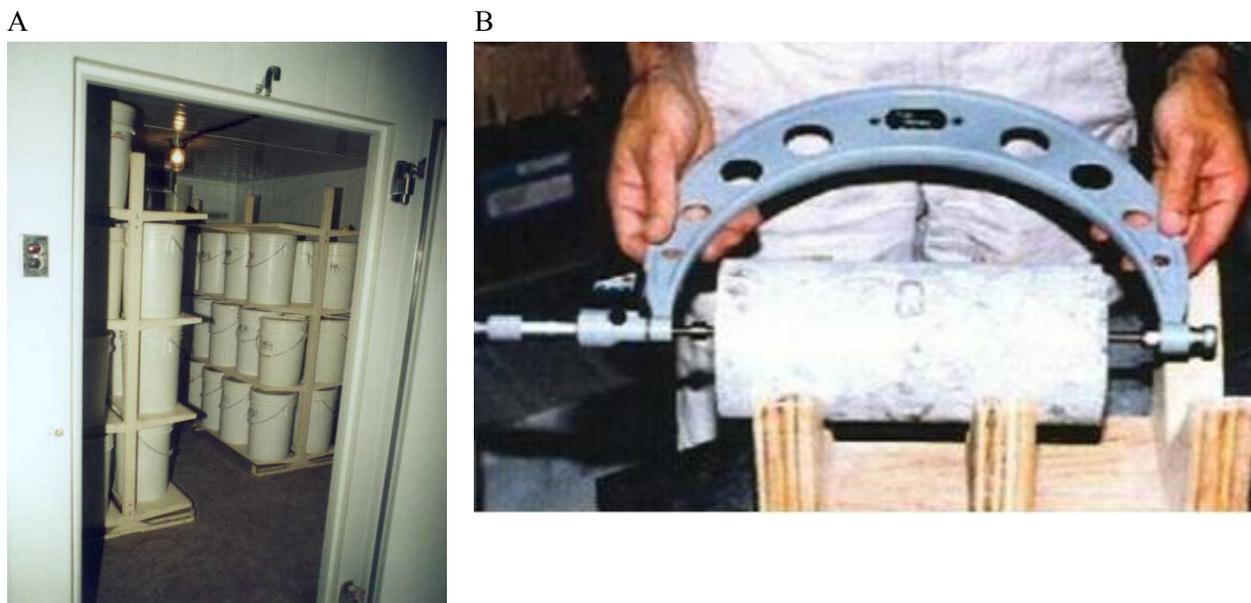


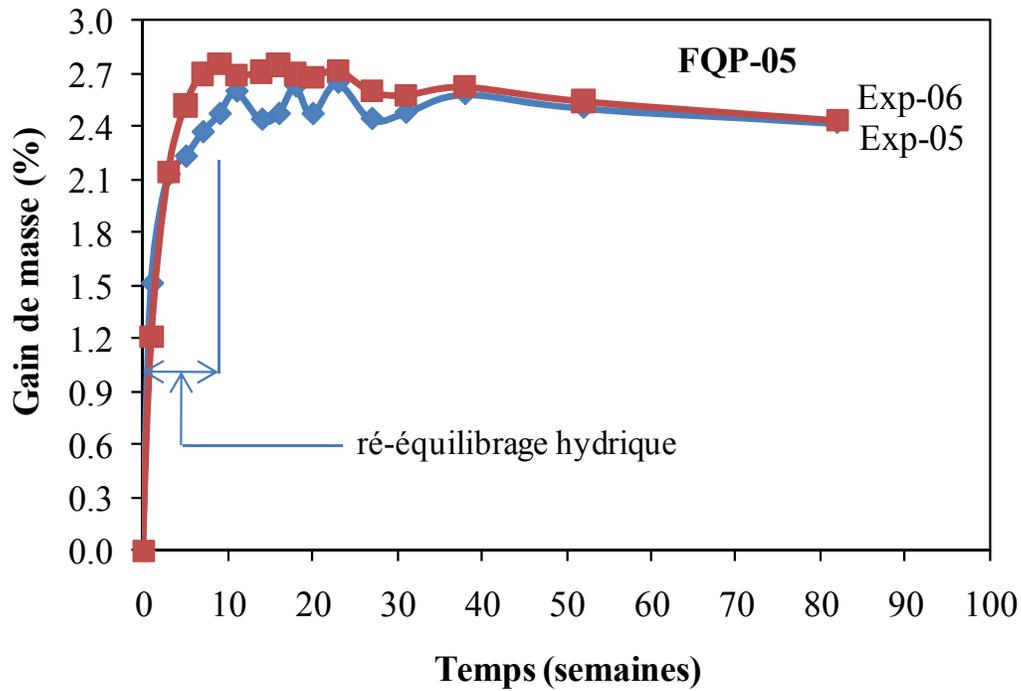
Figure 2.15 : Essai d'expansion résiduelle réalisé sur carottes. A. Les carottes de béton sont conservées dans des contenants hermétiques où règne une humidité relative  $> 95\%$ . Ces contenants sont placés dans une enceinte / pièce à température contrôlée de  $38^{\circ}\text{C}$ . B. Mesure d'expansion d'une carotte de béton soumise à un essai d'expansion résiduelle.

Afin de s'assurer que l'expansion attribuée au rééquilibrage hydrique soit éliminée des calculs de l'expansion résiduelle associable à la RAS, Bérubé et al. (2004a) ont proposé de commencer à considérer le comportement d'expansion résiduelle des carottes lorsque le gain de masse de ces dernières a atteint un plateau. Cette procédure peut toutefois empêcher, dans le cas de granulats très réactifs, l'identification de la phase d'expansion résiduelle reliée à la RAS. La détermination du moment de départ de la période d'expansion résiduelle demeure l'élément le plus complexe de cet essai et c'est là qu'une variabilité significative peut s'établir entre les différents opérateurs. Un essai d'expansion résiduelle est idéalement réalisé sur trois carottes de béton de dimension inférieure ou égale à  $100 \times 200 \text{ mm}$ , ou deux carottes de béton de dimension  $150 \times 300 \text{ mm}$ .

Le second essai d'expansion implique l'immersion des éprouvettes dans une solution alcaline. Il est principalement utile pour déterminer le potentiel résiduel « absolu » d'expansion des granulats présents dans le béton inspecté.

Des procédures détaillées pour ces essais d'expansion ont été proposées par Fournier et al. (2010a). L'interprétation des résultats de ces essais est présentée aux Tableaux 2.5 ( $38^{\circ}\text{C}$ , H.R.  $>95\%$ ) et 2.6 (NaOH 1 M à  $38^{\circ}\text{C}$ ).

A



B

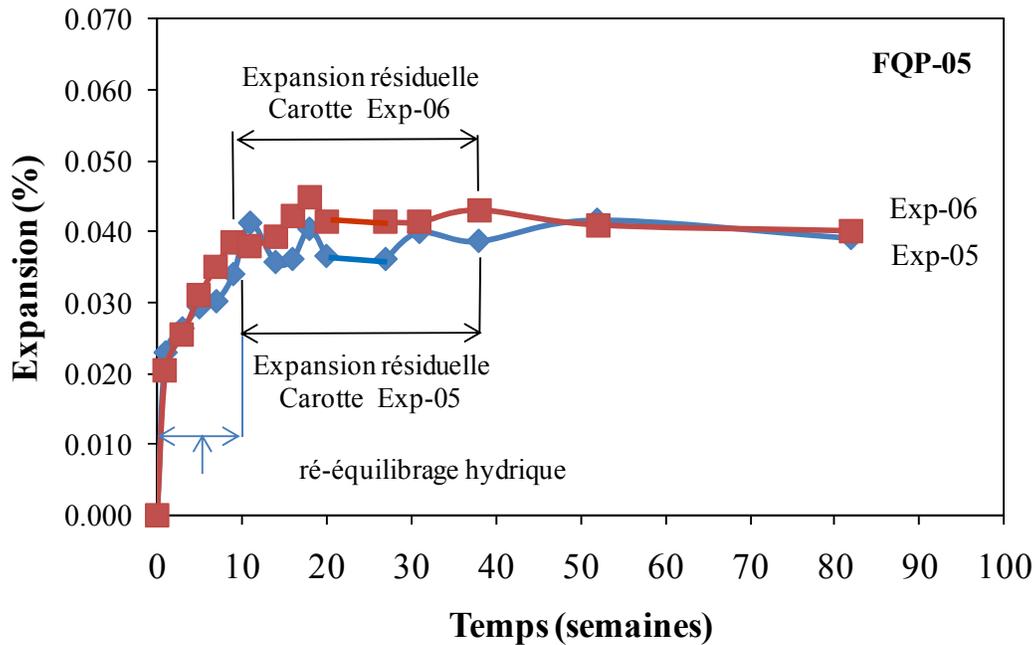


Figure 2.16 : Exemple de résultats d'essais d'expansion résiduelle sur carottes de béton. A. Courbes de gain de masse (%) de carottes utilisées pour les essais d'expansion résiduelle à 38°C et 100% humidité relative. B. Courbes d'expansion des mêmes carottes à 38°C et 100% H.R. Les petites flèches noires indiquent le début et la fin de la période considérée pour le calcul du taux d'expansion résiduelle des différentes carottes. (Fournier & Bérubé 2011).

Tableau 2.5 : Interprétation des essais d'expansion résiduelle sur carottes à 38°C et >95% d'humidité relative (Bérubé et al. 2005a).

Expansion à 1 an (%)	Cas	Conclusion sur le béton	Gel de RAS préexistant	Gel de RAS secondaire	Résultat pour carottes jumelles dans NaOH 1M à 38°C	Prévision concernant ce béton en service
< 0,003	1	Non expansif depuis la construction	Non/peu	Non/peu	Non expansif (granulats non réactifs) ou expansif (faible contenu en alcalis)	Non expansif (granulats non réactifs) ou expansif (faible contenu en alcalis)
	2	Expansion terminée	Oui	Non/peu	Non expansif (granulats réactifs consommés) ou expansif (contenu en alcalis devenu insuffisant)	Non expansif (granulats réactifs consommés) ou expansif (contenu en alcalis devenu insuffisant)
	3	Réactif mais non expansif (fissuré/poreux)	Oui ou non selon âge et humidité	Oui	Non expansif (béton fissuré/poreux) ou expansif (béton moins fissuré/poreux)	Expansion ou non selon porosité/fissuration, humidité et confinement
≥ 0,003	4	Expansif	Oui ou non selon âge et humidité	Oui	Expansif	Expansif ou non selon humidité et confinement

Note : L'essai d'expansion résiduelle doit être complété par l'examen pétrographique des échantillons afin d'y reconnaître la présence (ou l'absence) de gel de RAS.

Selon Gao et al. (2011), la courbe classique « expansion vs temps » d'un essai réalisé à 38°C et 100 % d'humidité relative comporte trois phases différentes (Figure 2.17) :

- Phase A: dans cette phase, dont la durée peut être fort variable, l'absorption hydrique par des produits de réaction et le retrait hydraulique se produisent. Selon LCPC (1997), cette période est généralement égale à 8 semaines. L'expansion de cette phase n'est toutefois pas prise en considération dans l'établissement de l'expansion résiduelle engendrée par la RAG.
- Phase B : la période d'expansion de la phase B, généralement retrouvée entre 8 et 52 semaines, est attribuée à l'expansion résiduelle du béton associable à la RAS. Dans cette phase, l'expansion augmente lentement et ne présente aucun aspect asymptotique.
- Phase C : cette phase de retrait correspond à une réduction de l'expansion attribuable à la dessiccation (retrait) lorsque les échantillons sont extraits de l'environnement humide.

Tableau 2.6 : Interprétation des essais d'expansion résiduelle sur carottes à 38°C trempées dans une solution de 1N NaOH (Bérubé et al. 2005a).

Expansion à 1 an (%)	Cas	Conclusion sur le béton	Gel de Ras préexistant	Gel de RAS secondaire	Résultat pour carottes jumelles à 38°C et >95% H.R.	Prévision concernant ce béton en service
< 0,04	1	Non expansif depuis la construction	Non/peu	Non/peu	Non expansif	Non expansif (granulats non réactifs)
	2	Réactivité terminée	Oui	Non/peu	Non expansif	Non expansif (granulats réactifs consommés)
	3	Réactif mais béton poreux/fissuré	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Oui	Non expansif (béton fissuré/poreux ou faible en contenu en alcalis) ou expansif	Expansif ou non selon porosité/fissuration, contenu en alcalis, humidité et confinement
	4	Réactif mais silice réactive dissoute dans la solution	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Non/peu	Non expansif (faible contenu en alcalis) ou expansif	Expansif ou non selon contenu en alcalis, humidité et confinement
	5	Réactif mais béton trop peu perméable à la solution	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Non/peu	Non expansif (faible contenu en alcalis) ou expansif	Expansif ou non selon contenu en alcalis, humidité et confinement
≥ 0,04	6	Réactifs	Oui ou non selon âge, contenu en alcalis et humidité	Oui (K, Na plus élevé)	Non expansif (faible contenu en alcalis) ou expansif	Expansif ou non selon contenu en alcalis, humidité et confinement

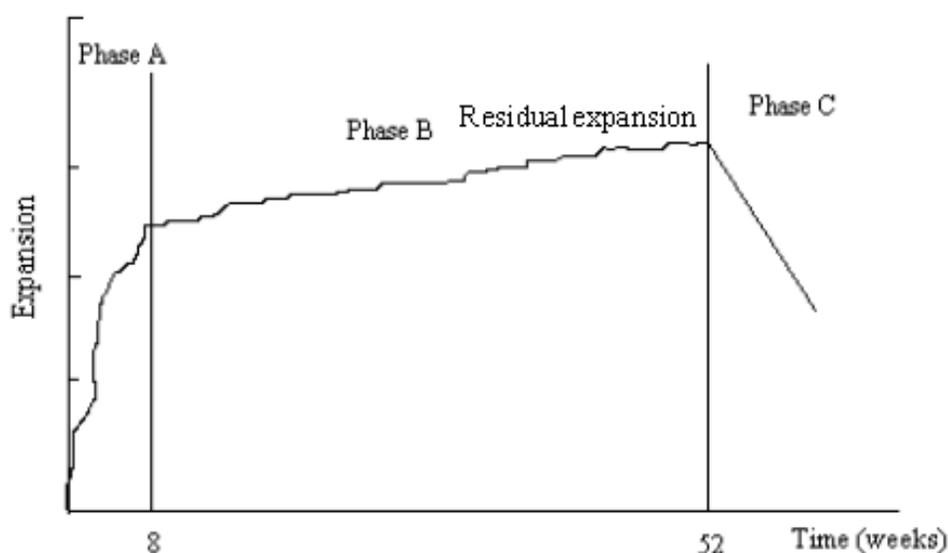


Figure 2.17 : Courbe classique d'expansion résiduelle à 38°C (100% H.R.) (Gao et al. 2011).

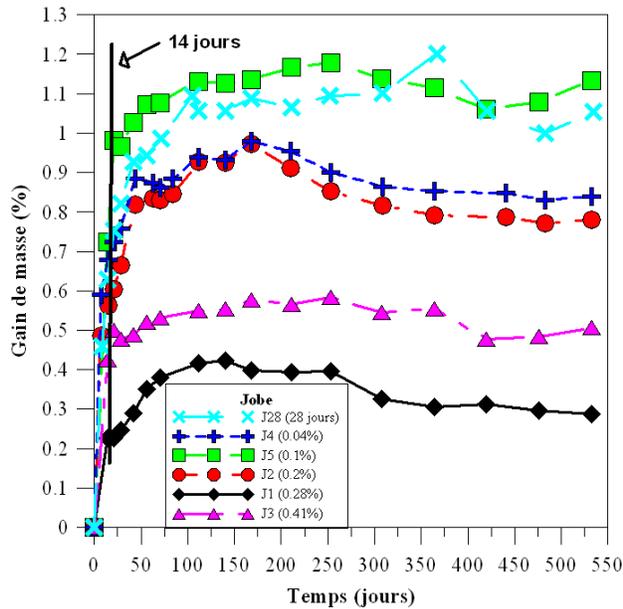
### 2.1.3.2 Travaux de Fecteau et collègues

Une étude a récemment été réalisée à l'Université Laval afin de déterminer dans quelle mesure l'essai d'expansion résiduelle sur carottes peut être utilisée pour déterminer/estimer le potentiel d'expansion future de bétons affectés par les réactions *alcalis-silice* (RAS) et *alcalis-carbonate* (RAC) lorsque soumis à des conditions environnementales naturelles (Fecteau et al. 2012). L'information sur la fabrication et la conservation des échantillons utilisés dans le cadre de cette étude est présentée à la section 2.1.2.5. Les carottes (100 x 200-300 mm) extraites de ces blocs à des niveaux d'expansion sélectionnés (0% (référence) à 0.40%) ont été enveloppées dans une pellicule plastique et expédiées à l'Université Laval où elles ont été soumises à des essais d'expansion résiduelle (38°C et 95% H.R.). Les variations de masse et les changements de dimension longitudinale des carottes ont été suivis sur une période d'un an.

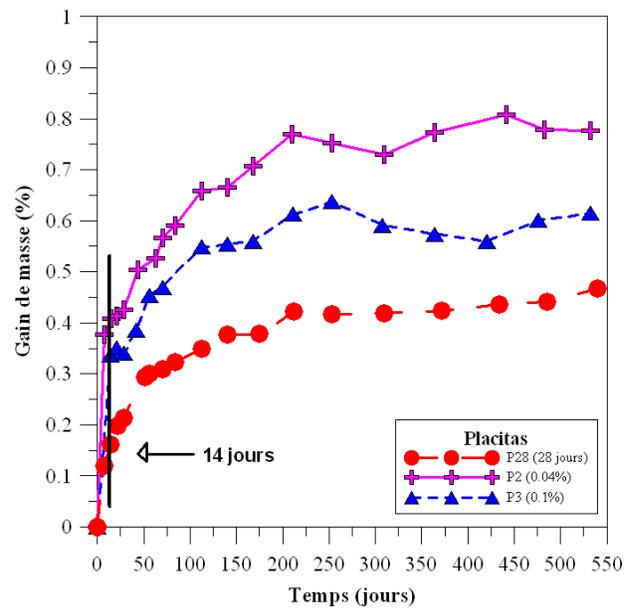
Les essais d'expansion résiduelle ont donc été réalisés sur deux carottes sœurs (100 x 200 mm) prélevées dans chacun des blocs incorporant chacun des cinq granulats réactifs, et ce à chaque niveau d'expansion sélectionné pour cette étude. Compte-tenu de l'information obtenue par les courbes de gain de masse des carottes, et ce afin de mieux corréliser les taux d'expansion et l'expansion totale des blocs d'exposition et des carottes de béton, la période de rééquilibrage hydrique des échantillons de laboratoire a été fixée à 14 jours pour les bétons affectés de RAS et 7 jours pour les bétons affectés par la RAC (Figures 2.18 à 2.20). Les principales conclusions de ces travaux sont présentées ci-après.

- L'expansion des carottes conservées en laboratoire sous-estime généralement les valeurs obtenues sur le terrain pour des blocs conservés au Texas (climat plus chaud qu'au Québec) et dans un mode d'expansion libre (i.e. blocs non armés). Cela était attendu puisque les taux d'expansion des blocs sur le terrain sont reliés aux conditions environnementales locales qui favorisent le développement rapide de l'alcali-réaction.
- Des facteurs multiplicatifs pouvant être utilisés pour estimer les expansions sur le terrain ont été déterminés, basés sur les résultats d'essais d'expansion réalisés en laboratoire. Ces facteurs se sont avérés varier, du moins partiellement, selon le degré de réactivité du granulat. Ils peuvent ainsi être utilisés pour établir une série de scénarios, variant d'optimiste (e.g. facteur 2 à 4x) à pessimiste (facteur jusqu'à 10x), dans le processus de détermination du potentiel d'expansion future de l'élément affecté par la RAG.
- Ces facteurs ne sont valables que pour des bétons soumis à des conditions environnementales semblables à celles prévalant au Texas; de plus, les blocs sur le terrain n'étaient pas "protégés" d'un processus d'expansion par la présence d'acier d'armature (i.e. blocs non armés).

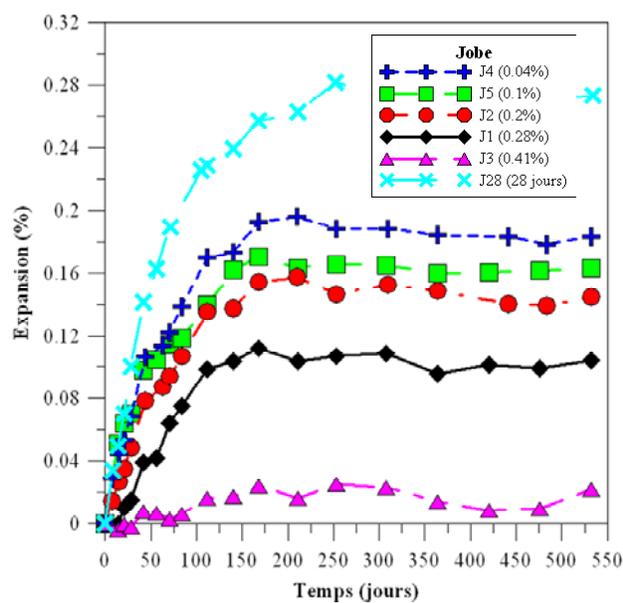
A - Sable du Texas – gain de masse



B - Gravier du N. Mexique – gain de masse



C - Sable du Texas – expansion



D - Gravier du N. Mexique – expansion

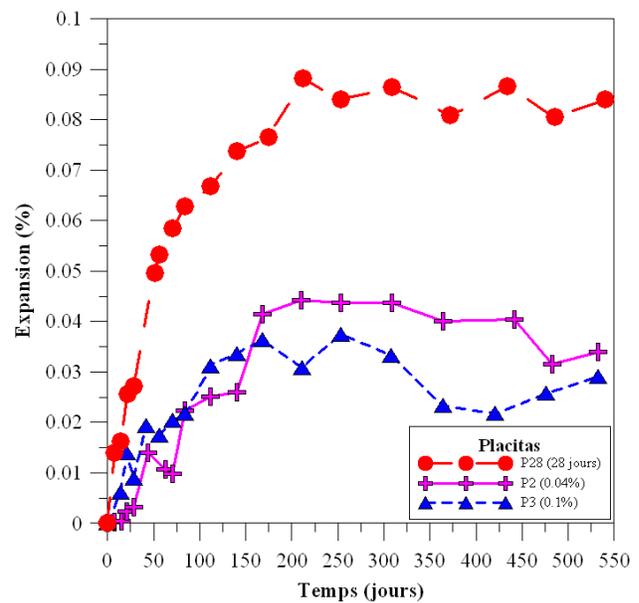
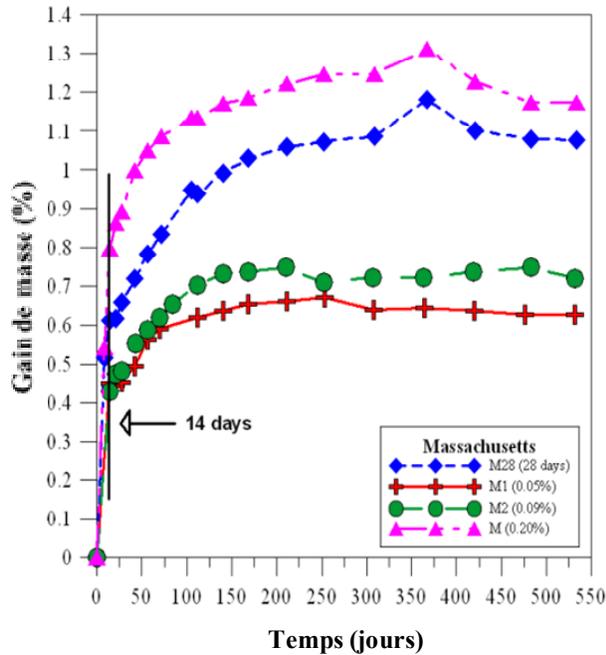
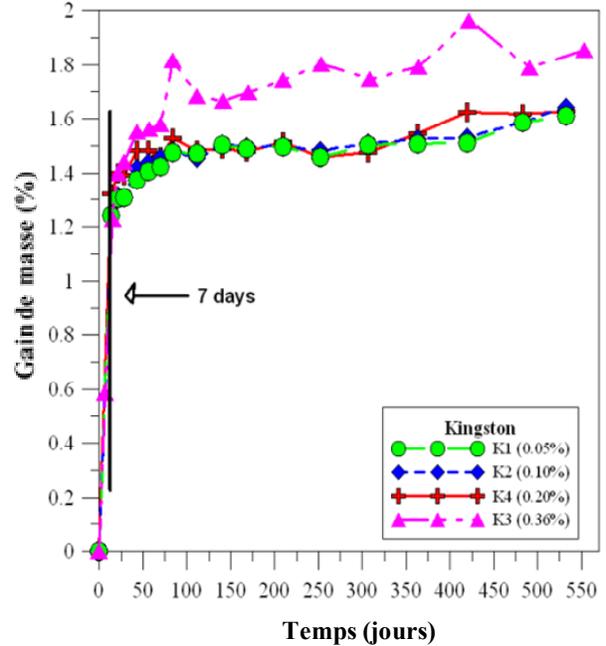


Figure 2.18 : Courbes de gain de masse et d'expansion en fonction du temps pour des carottes extraites à partir de blocs incorporant des granulats réactifs, et ce à différents niveaux d'expansion. A. Courbe de gain de masse en fonction du temps pour le sable du Texas. B. Courbe de gain de masse en fonction du temps pour le gravier du Nouveau Mexique. C. Courbe d'expansion en fonction du temps pour le sable du Texas. D. Courbe d'expansion en fonction du temps pour le gravier du Nouveau Mexique. (Fecteau et al. 2012).

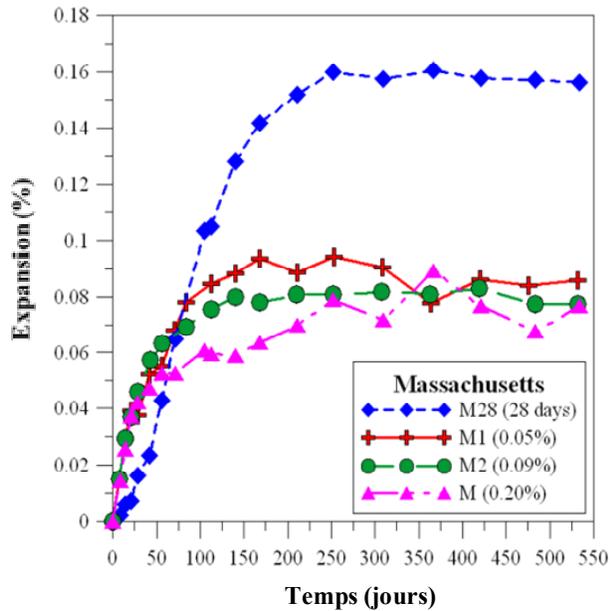
A – Grauwacke du Mass. – gain de masse



B – Calcaire de Kingston – gain de masse



C – Grauwacke du Mass. – expansion



D – Calcaire de Kingston – expansion

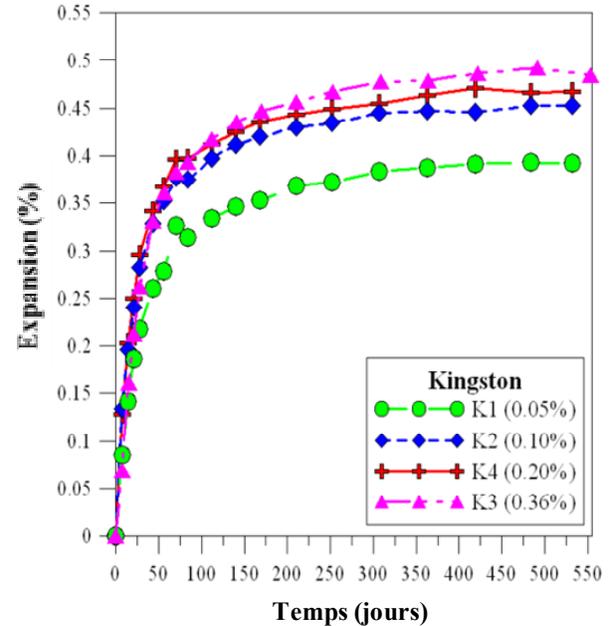
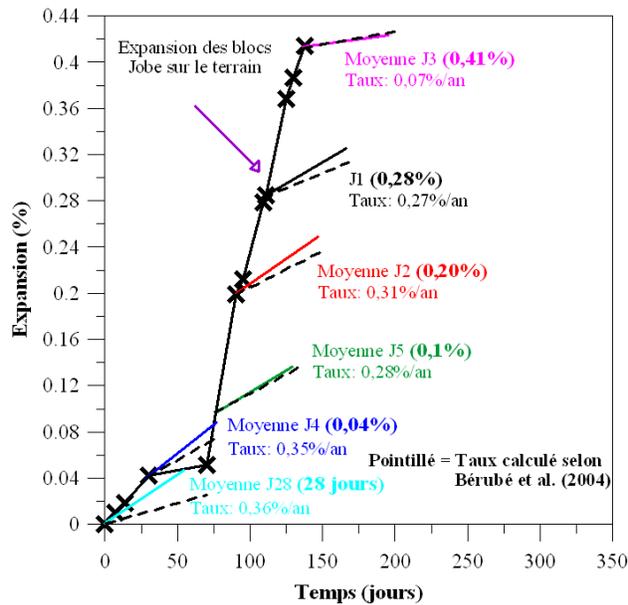
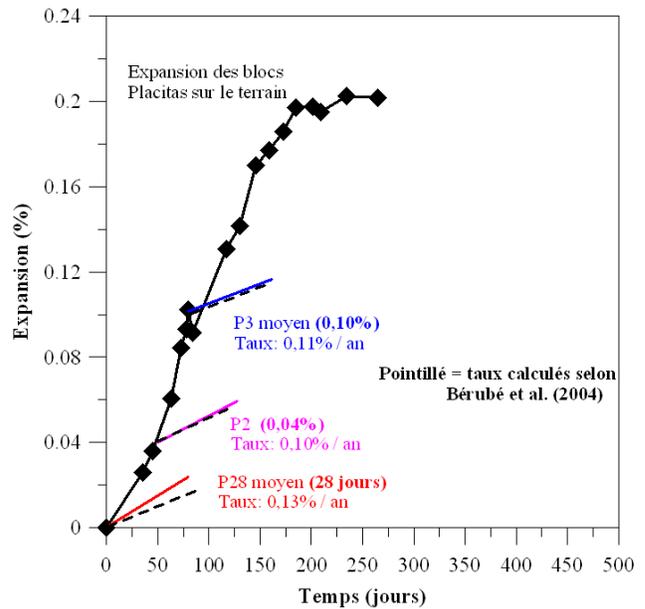


Figure 2.19 : Courbes de gain de masse et d'expansion en fonction du temps pour des carottes extraites à partir de blocs incorporant des granulats réactifs, et ce à différents niveaux d'expansion. A. Courbe de gain de masse en fonction du temps pour le grauwacke du Massachusetts. B. Courbe de gain de masse en fonction du temps pour le calcaire de Kingston. C. Courbe d'expansion en fonction du temps pour le grauwacke du Massachusetts. D. Courbe d'expansion en fonction du temps pour le calcaire de Kingston. (Fecteau et al. 2012).

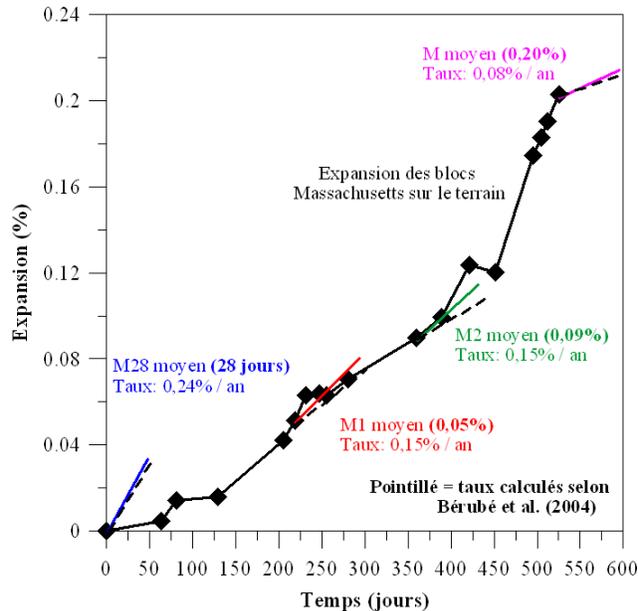
A – Sable du Texas



B – Gravier du Nouveau-Mexique



C – Grauwacke du Massachusetts



D – Calcaire de Kingston

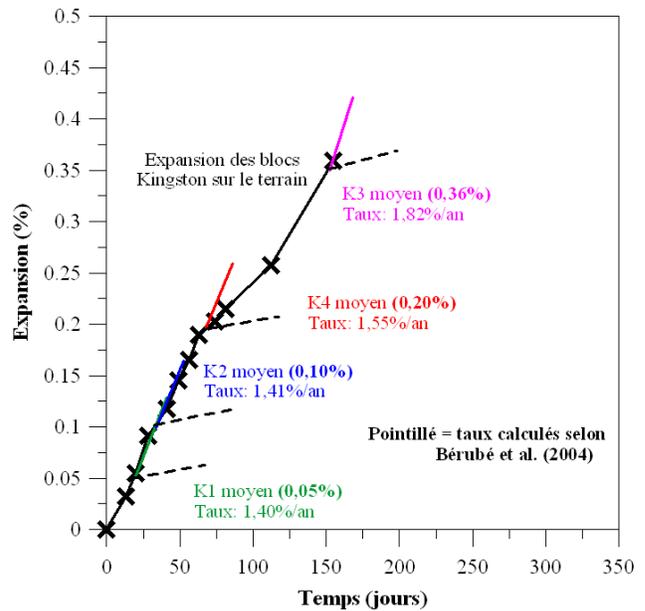


Figure 2.20 : Comparaison entre le processus d'expansion en fonction du temps de blocs exposés à des conditions naturelles d'exposition (Austin, Texas) et le taux d'expansion d'éprouvettes de béton extraites de ces blocs et soumises à l'essai d'expansion résiduelle en laboratoire (38°C, H.R. > 95%). A. Échantillons incorporant le sable du Texas (Jobe). B. Échantillons incorporant le gravier du Nouveau-Mexique. C. Échantillons incorporant le grauwacke du Massachusetts. D. Échantillons incorporant le calcaire de Kingston. (Fecteau et al. 2012).

### 2.1.4 Mesure de la teneur en alcalis disponibles du béton

Le développement de la RAS dans le béton est fonction du pH de la solution interstitielle présente dans porosité du béton, lequel est influencé par la teneur en alcalis du ciment (Diamond 1989) (Figure 2.21). En général, plus la teneur en alcalis du ciment utilisé pour la fabrication du béton est élevée, plus le pH de la solution interstitielle est élevé, atteignant des valeurs  $> 13,8$  pour les ciments à haute teneur en alcalis ( $> 0,90\%$   $\text{Na}_2\text{O}$  équivalent). Toutefois, au fur et à mesure que la RAS progresse, les alcalis sont progressivement consommés lors de la formation des produits de réaction. Il est donc possible que la réaction puisse s'arrêter lorsque les phases réactives du granulat sont épuisées ou lorsque les alcalis du béton ont été consommés.

Afin de contribuer à l'évaluation du potentiel d'expansion futur d'un béton face à la RAS, on peut effectuer la mesure du contenu en alcalis solubles du béton en service (en  $\text{kg/m}^3 \text{Na}_2\text{O}_e$ ) par la méthode d'extraction à l'eau chaude (Rogers & Hooton 1993). Cette méthode a été étudiée en détail par Bérubé et al. (1994, 2002a) qui ont proposé un certain nombre de modifications de nature à améliorer la précision et la fiabilité de la méthode, d'une part, tout en simplifiant certaines étapes expérimentales, d'autre part (Bérubé et al. 2005a). Gao et al. (2011) ont toutefois proposé que le paramètre limitant l'expansion du béton incorporant des granulats réactifs ne soit pas la quantité d'alcalis disponible dans le système mais plutôt la quantité de silice résiduelle des granulats; cette hypothèse est basée sur le fait que les ions calcium se substituent aux alcalis présents dans le gel de silice lorsque celui-ci se propage dans la pâte de ciment, engendrant le recyclage des alcalis et ainsi maintenir des conditions favorables à la RAS.

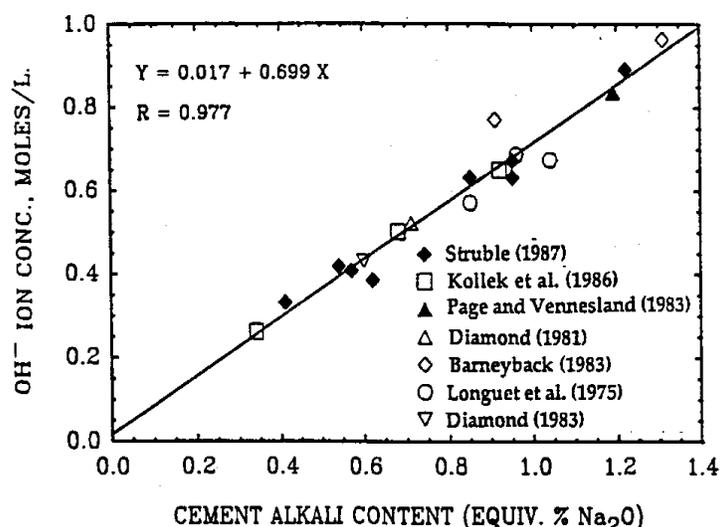


Figure 2.21 : Corrélation entre la concentration en ions hydroxydes de la solution interstitielle de pâtes de ciment et la teneur en alcalis du ciment (Diamond 1989).

La procédure de mesure des alcalis solubles à l'eau chaude consiste à concasser et broyer un échantillon de béton d'au moins 2 kg de manière à ce que tout le matériel puisse passer totalement à travers un tamis de 100 mailles (160  $\mu\text{m}$ ). Après les opérations de concassage et tamisage, deux sous-échantillons de 10 g du béton à l'étude, ainsi que d'un béton de contrôle dont le contenu en alcalis soluble à l'eau est déjà bien connu, sont immergés dans un bécher contenant 100 ml d'eau distillée, laquelle est portée à ébullition pendant 10 minutes. Le tout repose ensuite à température ambiante jusqu'au jour suivant (Bérubé et al. 2005a). La suspension de chaque sous-échantillon est alors filtrée et le volume de solution ramené à 100 ml par un ajout d'eau distillée. Les concentrations en sodium et potassium sont déterminées par absorption atomique ou par émission atomique (préférentiellement par émission atomique, puisque les résultats sont plus précis). Les résultats sont exprimés en kilogrammes d'alcalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  ou  $\text{K}_2\text{O}$  ou  $\text{Na}_2\text{O}_e$ ) par  $\text{m}^3$  de béton, pourvu que la densité du béton soit connue ou adéquatement estimée (on utilise d'habitude  $2\,400\text{ kg/m}^3$ ) (Bérubé et al. 2005a).

Une valeur assez juste de la concentration en alcalis de la solution interstitielle du béton peut être obtenue dans la mesure où l'on connaît la teneur en eau interstitielle du béton, laquelle peut être déterminée par séchage sous vide jusqu'à l'équilibre de la masse d'un échantillon représentatif du béton à l'étude dans une étuve à  $80^\circ\text{C}$ , pourvu que ce béton n'ait pas subi de séchage ni absorbé d'humidité depuis son prélèvement dans l'ouvrage (Bérubé et al. 2005a). La relation suivante est utilisée pour le calcul :

$$[(\text{Na},\text{K})\text{OH}] = \{32,3 \times \text{contenu en alcalis solubles (kg/m}^3 \text{ de Na}_2\text{O}_e)\} / \{\text{densité du béton (kg/m}^3) \times \text{teneur en eau (\%)/100}\}$$

Bérubé et Tremblay (2004) ont évalué le contenu en alcalis de plusieurs bétons et mortiers obtenu par cette méthode ainsi que par la méthode de prélèvement sous pression de la solution interstitielle. Les auteurs ont ainsi démontré que les deux méthodes généraient des résultats similaires. Cela suggère donc que les deux méthodes donnent des résultats réalistes du contenu en alcalis de la solution présente dans les pores de la pâte de ciment.

La valeur en alcalis solubles peut varier d'une composante à une autre d'un même ouvrage en service, et même à l'intérieur d'une même composante. Les principales raisons sont les variations dans le contenu en alcalis des mélanges, l'apport de sources externes d'alcalis, la migration et la concentration d'alcalis à la surface du béton par évaporation ou lessivage par la pluie ou par immersion dans l'eau douce (Bérubé et al. 2000). Il est donc important d'effectuer un échantillonnage représentatif des éléments d'une structure afin de vérifier cette variation.

## **2.3 Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR)**

### **2.3.1 Généralités**

Le nombre d'études portant sur l'utilisation de granulats issus de la démolition d'infrastructures de béton a augmenté significativement au cours des dernières années. Plusieurs de celles-ci couvrent toutefois la réutilisation de ces matériaux dans une application géotechnique (i.e. fondation routière, remblayage, etc.). Les sections suivantes traiteront sommairement des propriétés physiques des GBR ainsi que de l'impact de ses propriétés sur la durabilité des bétons de GBR, incluant l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline de ces matériaux.

### **2.3.2 Rôle et mesure de la teneur en mortier résiduel**

La composition et la qualité des GBR ont une influence directe sur les propriétés du béton frais et durci. La littérature révèle que la quantité de mortier résiduel (MR) des particules de GBR peut influencer significativement le comportement physico-mécanique des bétons de GBR (Figure 2.22). Ainsi, la détermination de la quantité de MR dans les GBR devient une mesure importante de la qualité des GBR. Des propriétés comme la texture, la forme, la masse volumique spécifique, la porosité et l'absorption des GBR sont influencées par la présence de ce mortier résiduel au sein des particules de GBR.

Les particules de GBR sont souvent plus rugueuses et poreuses en surface, mais de forme plus régulière en comparaison des particules de granulats vierges du béton original (Abbas et al. 2008). Katz (2003) a démontré que la qualité des GBR ne dépendait pas nécessairement de la nature du béton original mais plutôt de la méthode de concassage utilisée pour la production de GBR. Un concassage plus exhaustif/intense permettra en effet une élimination accrue du MR au niveau des particules grossières de GBR, lequel se concentrera alors au niveau du granulat fin.

Les GBR montrent généralement des valeurs de densité et d'absorption significativement différentes et également plus variables que celles obtenues pour des granulats naturels. Cette différence est associée à la proportion et à la grande porosité du mortier résiduel dans les GBR. La masse volumique d'un GBR (saturée à surface sèche) est également diminuée par la présence de MR, et ce à cause de la différence entre la densité de celui-ci et celle du granulat vierge.

Tel que mentionné précédemment, la porosité d'un granulat est une des propriétés qui affectent particulièrement la durabilité du béton. La porosité d'un granulat naturel varie généralement entre 0 et 5% (Abbas et al. 2008). Certaines études ont démontré que la porosité d'un GBR pouvait se situer entre 12 et 50% (Krezel & McManus 2000). Cette porosité aura un impact considérable sur la capacité d'absorption des GBR. L'absorption des GBR peut en effet être de 4 à 10 fois supérieure à celle des granulats naturels d'origine.

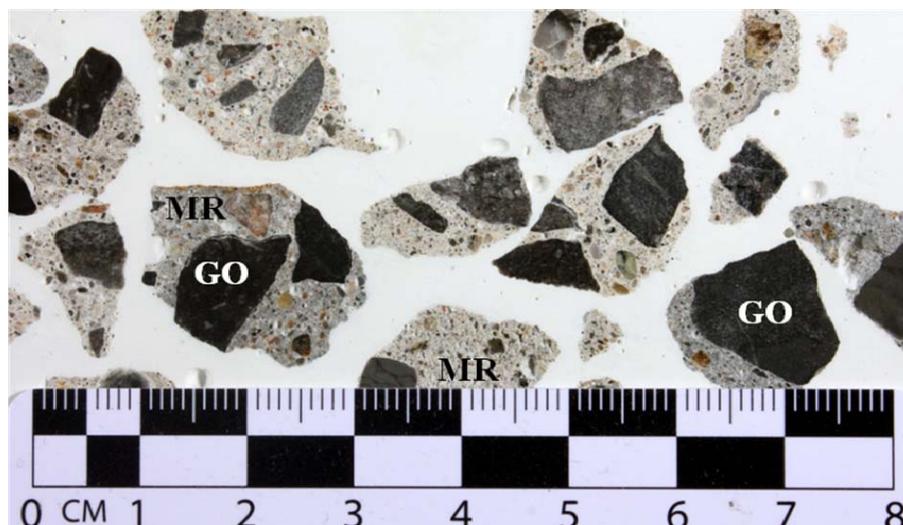


Figure 2.22 : Constituants d'une particule de GBR (GO : granulat d'origine; MR : mortier résiduel).

### 2.3.2.1 Méthode d'attaque physico-chimique pour la mesure du contenu en MR des GBR

Abbas et al. (2008) ont proposé une méthode de quantification du MR des GBR impliquant une combinaison de processus chimiques et physiques entraînant la désintégration du MR et l'affaiblissement des liens entre ce dernier et le granulat d'origine (GO). Pour ce faire, les particules de GBR sont d'abord soumises à des cycles de gel-dégel, puis à une dégradation chimique en présence d'une solution de sulfate de sodium. Le MR se détache donc des particules de GO, rendant possible la quantification des proportions de ces deux constituants.

La méthode comporte donc les étapes suivantes (Abbas et al. 2008) :

- Obtenir, par quartage, un échantillon représentatif du GBR composé de 1 kg de la fraction [5 mm – 10 mm], 1 kg de la fraction [10 mm – 14 mm] et 2 kg de la fraction [20 mm – 14 mm] (Figure 2.23A).
- Après 24 heures à l'étuve à 105°C, les échantillons (différentes fractions testées séparément) sont immergés dans une solution de sulfate de sodium (26%) pour une période de 24 heures.
- Alors qu'ils sont immergés dans la solution, les GBR sont soumis à cinq cycles de gel et dégel, soit 16 heures (durant la nuit) à -17°C et 8 heures (pendant la journée) à 80 °C (Figure 2.23B). Après le dernier cycle de gel-dégel, tous les échantillons sont lavés à l'eau tiède sur un tamis 5mm (Figure 2.23C). Les granulats sont alors placés à l'étuve à 105°C pour une autre période de 24 heures. La masse de MR pourra ensuite être calculée en soustrayant la masse du GBR d'origine et la masse du matériau résiduel presque essentiellement constitué de particules de granulats d'origine (Figure 2.23D). Le pourcentage de MR du GBR sera ainsi obtenu à l'aide de la formule suivante :

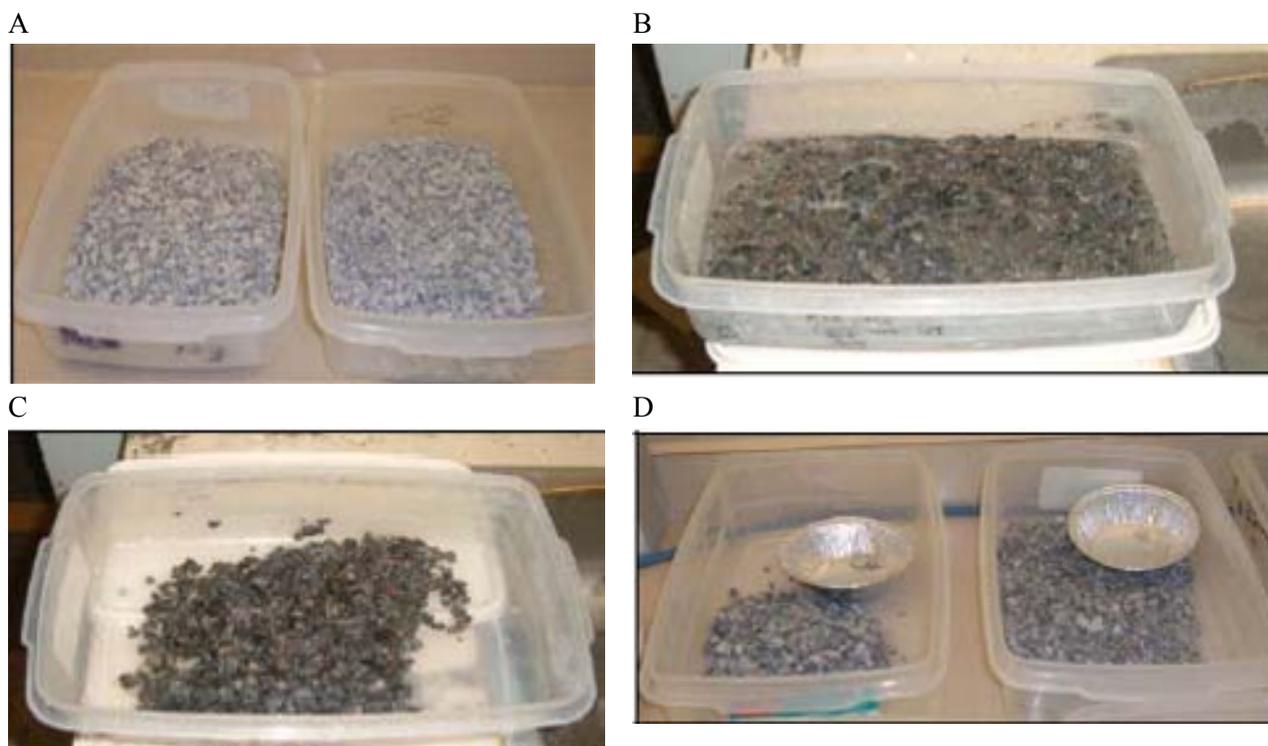


Figure 2.23 : Essai de détermination du % en MR des GBR. A. Fractions granulométriques sélectionnées pour l'essai, e.g. 5 mm – 10 mm et 10 mm – 14 mm. B. Fraction granulométrique ayant subi les 5 cycles journaliers de gel-dégel dans la solution de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . C. Fraction granulométrique après le lavage des particules à l'eau tiède au-dessus du tamis No. 4. D. Fractions granulométriques résiduelles à la fin du test, presque essentiellement composées de particules de GO (Abbas 2007).

$$(1) \quad \text{MR} (\%) = ((W_{\text{GBR}} - W_{\text{MGS}}) / W_{\text{GBR}}) * 100,$$

où

$W_{\text{GBR}}$  est la masse de GBR (kg)

$W_{\text{MGN}}$  est la masse de matériaux granulaires secs (kg)

### 2.3.2.2 Méthode d'analyse d'images pour la mesure du MR des GBR

Afin de valider les mesures de proportions de MR des GBR obtenues à l'aide de la méthode d'attaque physico-chimique décrite précédemment, Abbas et al. (2009) ont utilisé une méthode de détermination du contenu en MR des GBR par analyse d'images. Ils ont tout d'abord fabriqué des éprouvettes de béton (100mm x 100mm x 400 mm) à partir des différentes fractions granulométriques de GBR, de ciment blanc et d'eau. Le ciment blanc a été utilisé car il permet d'obtenir un bon contraste entre le liant et les particules de GBR (Figure 2.24A). Après une cure de 48 heures en chambre humide, les prismes ont été coupés en deux longitudinalement et une surface de ces prismes polie. Une photographie digitale a ensuite été prise de chaque plaque polie. Une série de traitements par analyse d'images a ensuite permis de reconnaître les

proportions des plages de MR et de GO pour chacune des particules de GBR identifiées sur les plaques polies (Figure 2.24) (Abbas et al. 2009). Ensuite, à l'aide d'une série d'équations impliquant les valeurs d'aire et de densité de GBR, de MR et de GO, les auteurs ont déterminé les fractions de MR composant les particules de GBR.

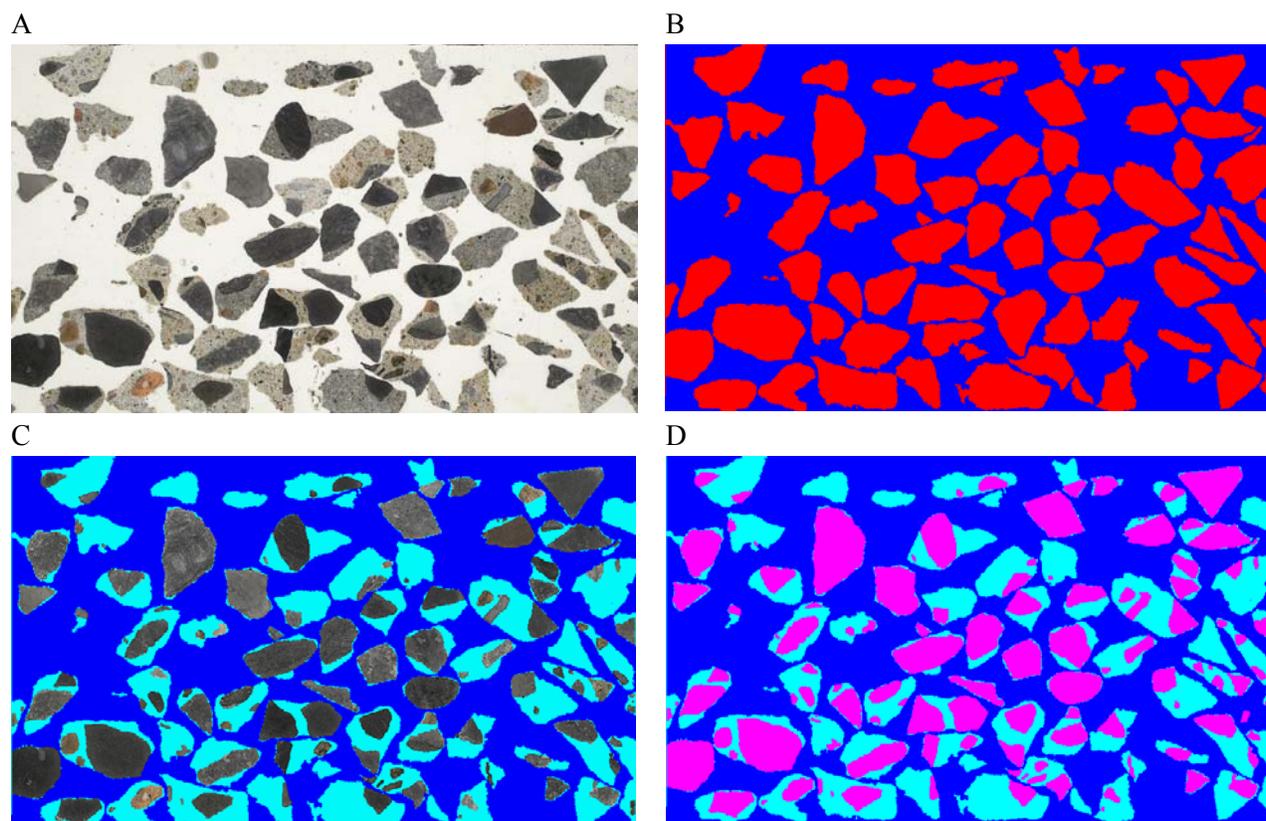


Figure 2.24 : Détermination du % en MR des GBR par analyse d'images. Chaque particule est d'abord individualisée et comptabilisée. Une série d'étapes de seuillage par teintes de gris permettent de séparer le granulats d'origine (GO) du mortier résiduel (MR). Par la suite, les aires correspondant à ces deux éléments constitutifs sont déterminées (Abbas et al. 2009).

Ainsi, les méthodes d'attaque physico-chimique et par analyse d'images ont été utilisées pour mesurer la proportion de MR dans des GBR provenant d'opérations commerciales dans les régions de Montréal et de Vancouver (incluant différents GO – calcaire et gravier naturel). Les résultats de ces travaux sont présentés au Tableau 2.7. Ainsi, les GBR provenant de la région de Vancouver montrent un % en MR plus faible, ce qui est associé au fait que le granulats d'origine était principalement constitué de particules bien arrondies de gravier naturel, offrant une liaison pâte-granulats plus faible et libérant ainsi le MR plus facilement lors des opérations de concassage du béton de démolition. Ces travaux confirment également que les deux méthodes génèrent en moyenne des résultats similaires, et donc que la méthode d'attaque physico-chimique réalisée en

laboratoire permet d'obtenir une mesure fort adéquate de la teneur en MR des GBR (Tableau 2.7). Ces résultats suggèrent également que les étapes de traitements par cycles de gel-dégel et trempage dans une solution de sulfate de sodium ne détériorent pas de façon significative les particules de granulats d'origine (Abbas et al. 2008). Les auteurs suggèrent toutefois que des études supplémentaires utilisant des GBR contenant des granulats d'origine plus susceptibles au gel seraient utiles pour confirmer l'applicabilité du test à une plus vaste variété de GBR.

Tableau 2.7 : Résultats de la détermination du % de MR selon les méthodes d'attaque physico-chimique et par analyse d'images (Abbas 2007).

Méthode	Échantillon	GBR de Montréal			GBR de Vancouver		
		4,75 mm	9,5 mm	12,7 mm	4,75 mm	9,5 mm	12,7 mm
Analyse d'images	Fraction granulométrique retenue sur le tamis →						
	1	44	39	40	30	30	23
	2	40	37	40	37	23	17
	3	45	40	45	32	21	25
	Moyenne (%)	43	39	42	30	21	22
	Écart-type	2,5	1,7	2,9	2,6	1,8	4,2
	Coefficient de Variation (%)	6	4	7	9	9	20
Physico-chimique	Moyenne (n = 10)	43	39	40	26	22	21
	Écart-Type	0,7	0,9	0,9	1,7	1,6	1,0
	Coefficient de Variation (%)	2	2	2	7	7	5

### 2.3.3 Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR

Peu de données sont actuellement disponibles sur le comportement du béton de GBR par rapport à l'alcali-réaction. Fournier (comm. pers.) fait état d'une section de pavage au Wyoming affectée par la RAS. Cette section a été démolie et le béton a été récupéré afin de produire des granulats pour la reconstruction du nouveau pavage. Le devis de reconstruction demandait l'utilisation de cendres volantes de classe F (ASTM) dans le mélange de béton, afin d'empêcher la RAS de se développer davantage. Une cendre volante de classe C (ASTM), i.e. à haute teneur en calcium, aurait cependant été utilisée au même dosage que celui prévue pour la cendre F, ce qui n'a pas permis de contrôler la RAS dans la nouvelle partie du pavage.

Shehata et al. (2008) ont mis sur pied un programme de recherche mettant l'emphase sur l'étude du potentiel de réactivité silico-alcaline des GBR. La démolition de blocs provenant d'un site d'exposition extérieur développé dans le cadre d'une étude sur la RAS (Rogers et al. 2000) a permis la fabrication de GBR qui ont ensuite été utilisés dans la conception d'un nouveau béton. Le béton original avait été fabriqué à l'aide d'un granulats calcaire siliceux réactif (carrière Spratt, Ottawa) et d'un ciment Portland à usage général (CSA Type GU) et à haute teneur en alcalis.

Des éprouvettes de béton et des barres de mortier ont été fabriquées conformément aux exigences des normes CSA A23.2-14A, ASTM C 1260 et ASTM C 1567, et ce en utilisant des particules de GBR. L'objectif de cette étude était de vérifier l'efficacité de ces méthodes à évaluer le potentiel de réactivité alcaline des GBR, de même que l'efficacité des ajouts cimentaires (SCM) à contrôler cette expansion. Les résultats présentés à la Figure 2.25 ont montré que les deux essais évaluaient de façon similaire le potentiel réactif des GBR.

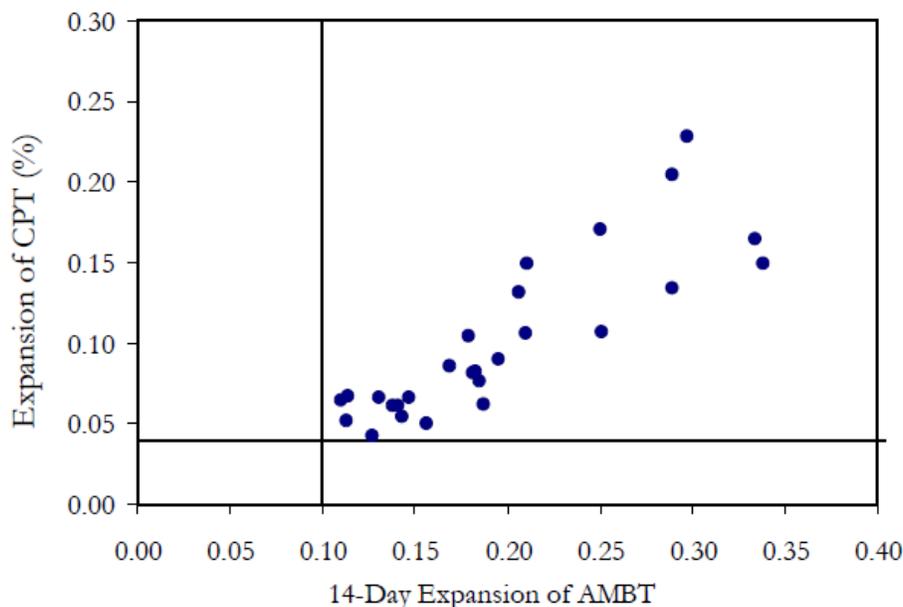


Figure 2.25 : Résultats comparatifs d'expansion obtenus sur éprouvettes de béton et barres de mortier incorporant des granulats de GBR réactifs (Shehata et al. 2008).

Deux types de particules fines ont été produits en prévision de la fabrication des barres de mortier. Le premier, appelé  *fines de concassage* , provenait de la démolition initiale des blocs, alors que l'autre type de particules provenait du concassage du granulat à béton (GBR grossier) produit à partir des blocs (appelé  *fines de GBR* ). Comme le montre bien la Figure 2.26, une différence importante est observée au niveau du comportement expansif de ces deux matériaux. Trois principales conclusions sont issues de l'étude de Shehata et al. (2008) :

- Le béton incorporant les GBR produit une fissuration aussi intense que le béton original lorsqu'utilisé pour évaluer son comportement face à l'alcali-réaction;
- Une quantité supérieure d'ajouts cimentaires est nécessaire pour prévenir la RAS dans le béton de GBR comparativement au béton de référence (i.e. incorporant 100% du granulat Spratt);
- L'essai sur éprouvettes de béton, ainsi que l'essai accéléré sur barres de mortier, ont été efficaces autant pour l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR que pour la détermination de la proportion d'ajouts cimentaires requise pour prévenir la RAS. Toutefois, l'essai AMBT doit être utilisé avec des particules de granulats représentatives du GBR

grossier et préparées selon un processus de concassage et de tamisage progressif (i.e. *fines de GBR*). Les particules fines produites par le concassage primaire des blocs de béton (i.e. *fines de concassage*) sont significativement moins réactives que les *fines de GBR*. Les *fines de concassage* ne devraient donc pas être utilisées lors de l'essai accéléré sur barres de mortier (AMBT) pour prédire la performance de particules grossières de GBR.

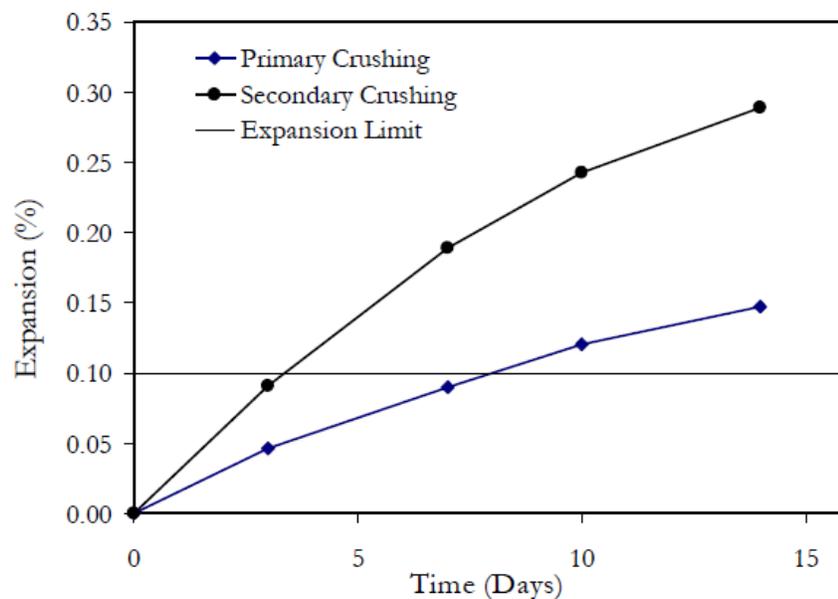


Figure 2.26 : Résultats d'expansion en fonction du temps obtenus lors de l'essai accéléré sur barres de mortier incorporant deux types de matériaux granulaires, i.e. fines de concassage (*Primary Crushing*) et fines de GBR (*Secondary Crushing*) (Shehata et al. 2008).

### 3. MÉTHODOLOGIE

Afin d'atteindre les objectifs recherchés dans le cadre de ce projet, une série de travaux, décrits ci-après, ont été réalisés tant en laboratoire que sur le terrain.

#### 3.1 Thème I - Outils d'évaluation du béton affecté par la RAS

##### 3.1.1 Généralités

Ce premier thème du projet, dont la structure globale est présentée à la Figure 3.1, vise à optimiser l'efficacité de différents outils permettant de déterminer l'état d'endommagement actuel (diagnose) et du potentiel d'endommagement futur (prognose) du béton affecté par la RAS. Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du programme de recherche doctoral de M. Leandro Sanchez réalisé à l'Université Laval (Sanchez 2014).

Dans la première étape de cette étude (Partie 1), des éprouvettes cylindriques (100 par 200 mm) ont été fabriquées à partir de mélanges de béton de 25, 35 et 45 MPa incorporant deux types de granulats réactifs. Ces échantillons ont ensuite été soumis à des conditions favorisant le développement de la RAG et, lorsque des niveaux d'expansion présélectionnés furent atteints, ceux-ci ont été soumis à une panoplie d'essais mécaniques et pétrographiques en laboratoire afin d'en déterminer/quantifier le niveau d'endommagement. Une analyse de variance (ANOVA) a ensuite permis d'identifier les paramètres les plus statistiquement représentatifs et diagnostiques.

Une fois l'étude paramétrique décrite précédemment complétée et les conditions d'essais optimisées, une seconde série de mélanges de béton (35 MPa) a été réalisée, incorporant cette fois une variété plus grande de granulats réactifs (Partie 2). Les éprouvettes fabriquées à partir de ces mélanges furent soumises à un programme d'essai semblable à celui mis en œuvre dans le cadre de la Partie 1, permettant ainsi de déterminer l'état d'endommagement de ces bétons en fonction de l'expansion croissante associable à la RAS. Enfin, dans la Partie 3 de ce thème, l'influence sur la variabilité de l'essai SDT d'un certain nombre de facteurs plus "logistiques" (e.g. forme des échantillons (L/D), méthode de préparation des éprouvettes, niveau de chargement) a été évaluée à partir d'une série d'échantillons confectionnés et testés en laboratoire selon les mêmes conditions que celles utilisées pour les Parties 1 et 2 du projet.

Dans le cadre de la Partie 4 du projet, des travaux ont été réalisés afin de vérifier la variabilité de la méthode de lixiviation à l'eau chaude proposée par Bérubé et al. (2005a), et ce sur des bétons de 25 et 35 MPa incorporant différents dosages en alcalis. Une version modifiée de cette méthode (*Espresso*) a également été expérimentée et l'influence de certains paramètres "logistiques" sur les résultats de cette nouvelle méthode évaluée.

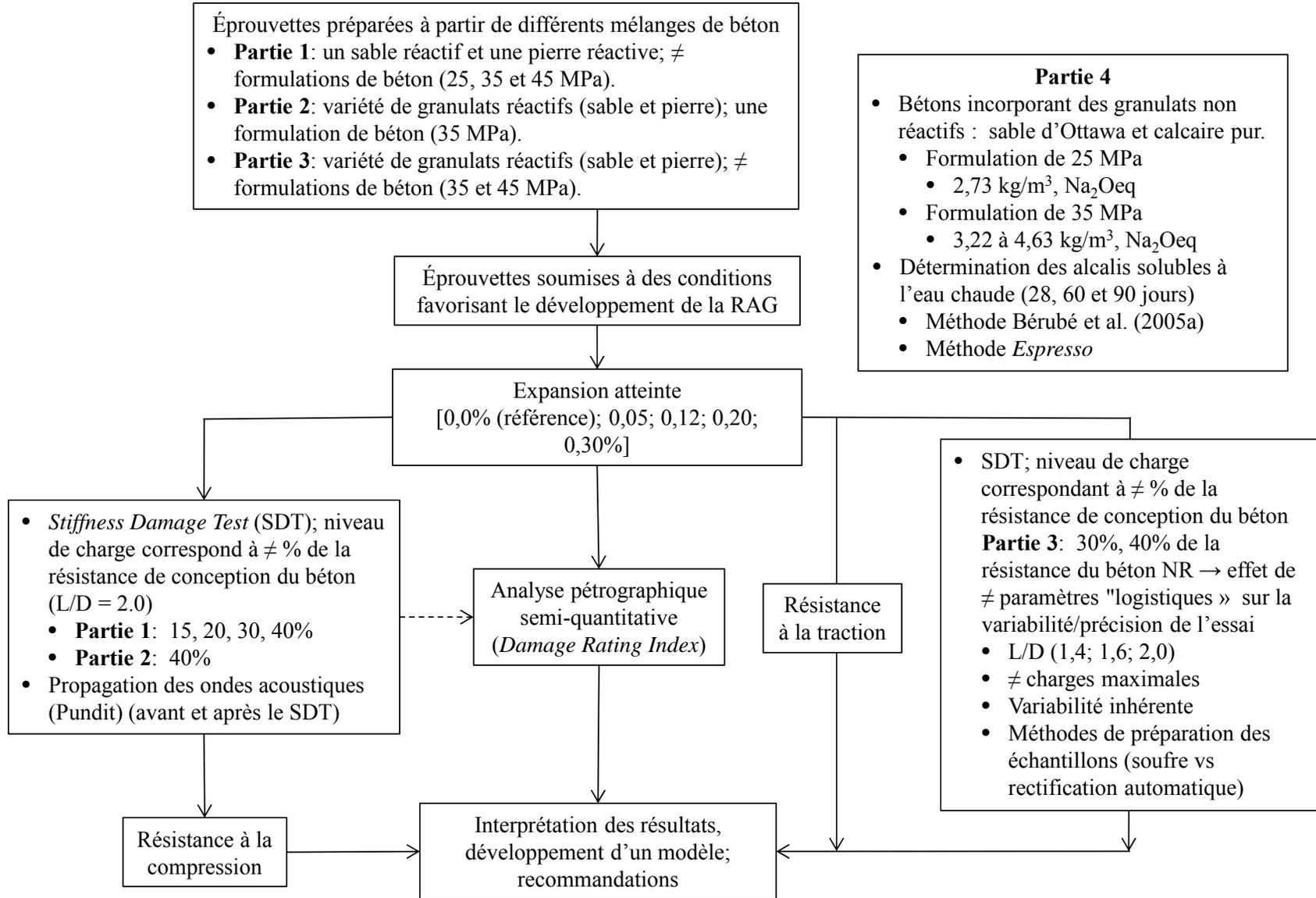


Figure 3.1 : Plan global Thème I - Outils d'investigation du degré d'endommagement actuel et futur des structures affectées par la RAG.

### 3.1.2 Description du programme expérimental – Partie 1

#### 3.1.2.1 Matériaux

Le Tableau 3.1 présente la liste des granulats sélectionnés pour la Partie I de l'étude (Figure 3.1). Il s'agit de deux granulats très réactifs, i.e. une pierre de la région d'Albuquerque au Nouveau-Mexique (NM) et un sable de la région d'El Paso au Texas (Tx). Ces granulats ont été utilisés en combinaison avec un sable non réactif (Lav) et une pierre non réactive (HP), respectivement, de même qu'un ciment de type CSA GU à haute teneur en alcalis (0,88% Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>; Ciment Québec – St-Basile), dans la confection d'une série de mélanges de béton décrits ci-après.

Tableau 3.1 : Granulats sélectionnés pour la Partie I de l'étude (Sanchez 2014).

Granulats		Localisation de la source	Composition	Densité	Absorption (%)	Degré de réactivité (AMBT 14 jours) <sup>1</sup>
Sable	Lav	Région de Québec	Granitique (quartz, feldspath, ferro-magnésiens, micas)	2,71	0,54	0,032% Non réactif
	Tx	El Paso (Texas)	Fragments de composition granitique, roches volcaniques variées, quartzite, chert, quartz, feldspath)	2,60	0,55	0,995% Extrêmement réactif
Pierre	HP	Port-au-Port (Terre-Neuve)	Calcaire pur à grain fin	2,68	0,44	0,001% Non réactif
	NM	Albuquerque (Nouveau – Mexique)	Roches volcaniques variées, quartzite, chert	2,53	1,59	1,114% Extrêmement réactif

1 : AMBT = essai accéléré sur barres de mortier.

#### 3.1.2.2 Mélanges de béton

Un modèle de formulation classique (ACI) a été utilisé pour élaborer une série de mélanges de béton dont les caractéristiques sont présentées au Tableau 3.2. Les concepts/paramètres suivants ont été considérés dans la conception des mélanges :

- Trois niveaux de résistance de conception: 25 MPa, 35 MPa et 45 MPa;
- Un même volume de pâte de ciment pour tous les mélanges de béton;
- Fractions granulométriques du gros granulat : 35% de - 20 + 14 mm, 30% de - 14 + 10 mm et 35% de - 10 + 5 mm;
- Mélange de référence/base : béton de 35 MPa;
- Dosage en ciment du mélange de référence : 370 kg/m<sup>3</sup>;
- Mélanges sans adjuvant chimique;
- Addition d'alcalis sous forme de NaOH afin de rehausser la teneur en alcalis des mélanges à 1,25%, Na<sub>2</sub>O équivalent, en fonction du dosage en ciment.

Tableau 3.2. Mélanges sélectionnés pour la Partie I du projet.

Mélanges de béton	25 MPa		35 MPa		45 MPa	
	Tx + HP	NM + Lav	Tx + HP	NM + Lav	Tx + HP	NM + Lav
Ciment, kg/m <sup>3</sup>	314	314	370	370	424	424
Sable, kg/m <sup>3</sup>	790	714	790	714	790	714
Gros Granulat, kg/m <sup>3</sup>	1029	1073	1029	1073	1029	1073
Eau d'hydratation, kg/m <sup>3</sup>	192		174		157	
Rapport eau : ciment	0,61		0,47		0,37	
Teneur en alcalis du mélange, kg/m <sup>3</sup>	3,93		4,63		5,30	

Note : Puisque ce projet vise à étudier le comportement autant du gros granulat que du granulat fin face à l'alcali-réaction, et comme le module de finesse des sables Tx et Lav sont différents, le rapport gros granulat/sable n'est pas le même pour tous les mélanges; toutefois, les quantités de pâte et de granulats en volume sont les mêmes pour tous les mélanges.

### 3.1.2.3 Préparation et conditionnement des échantillons

Le Tableau 3.3 présente le programme d'essais réalisé pour chaque mélange de béton et chaque granulat réactif sélectionnés dans cette partie du projet. Les échantillons fabriqués pour la réalisation des essais décrits au Tableau 3.3 correspondent à des éprouvettes de forme cylindrique, de dimension 100 par 200 mm. Les mélanges de béton ont été réalisés dans un malaxeur de type planétaire de capacité 80 litres (Figures 3.2A et 3.2B).

Tableau 3.3. Programme d'essais réalisé lors de la Partie I.

Mélange de béton (MPa)	Essais à réaliser		Nombre d'échantillons par niveau d'expansion				
			0,00% (Référence)	0,05%	0,12%	0,20%	0,30%
25, 35 et 45	SDT % de la charge de conception	15%	3	3	3	3	3
		20%	3	3	3	3	3
		30%	3	3	3	3	3
		40%	3	3	3	3	3
	Résistance à la compression		Après le SDT sur toutes les éprouvettes				
Vélocité des ondes acoustiques		Avant et après le SDT sur toutes les éprouvettes					
25	Examen pétrographique (DRI) (après le SDT – 40%)		2	2	2	2	2
25, 35 et 45	Examen pétrographique (DRI)		1	1	1	1	1
25, 35 et 45	Résistance à la traction		2	2	2	2	2

Le moulage, la consolidation et le finissage des éprouvettes ont été effectués selon les exigences de la norme CSA A23.2-3C, la consolidation étant réalisée au moyen d'un bourroir afin d'éviter les risques de ségrégation pouvant entraîner des réductions de gonflement associables à la RAS (Smaoui et al. 2004c). Immédiatement après le finissage, les éprouvettes ont été recouvertes d'une pellicule de plastique (polyéthylène) et placées dans une chambre humide à  $23 \pm 2,0^{\circ}\text{C}$ . Après ces premières 24 heures dans leur moule, les éprouvettes ont été démoulées et replacées pour une période additionnelle de 24 heures en chambre humide, encore une fois recouvertes d'une pellicule de plastique, afin de les protéger du ruissellement excessif d'eau qui pourrait contribuer à lessiver les alcalis du béton.

Suite à cette cure humide initiale, des forages (5 mm de diamètre par 15 mm de longueur) ont été réalisés au centre des extrémités des éprouvettes cylindriques afin d'y fixer des plots en acier inoxydable, et ce à l'aide d'un mortier à prise rapide. Une mesure de longueur initiale ( $T_0$ ) a ensuite été réalisée ( $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$ ), après quoi les éprouvettes furent placées dans des seaux hermétiques en plastique, i.e. sur un support (grillage en plastique) perforé de façon à ce que les éprouvettes ne touchent pas à l'eau se trouvant au fond du seau. De plus, afin de conserver un taux d'humidité  $> 95\%$  autour des éprouvettes, la paroi interne du contenant a été tapissée d'un géotextile humidifié (Figure 3.2C). Les contenants ont par la suite été entreposés dans une chambre à température contrôlée ( $38 \pm 2^{\circ}\text{C}$ ) et des mesures longitudinales réalisées de façon régulière afin de suivre le gonflement des éprouvettes (Figure 3.2E et 3.2F). Tel qu'exigé dans la norme CSA A23.2-14A, les seaux ont été retirés de la chambre chaude pendant une période de  $16 \pm 4$  h de façon à ce que les éprouvettes puissent se stabiliser à  $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$  avant de procéder aux mesures de gonflement.

Le changement dimensionnel des éprouvettes a donc été suivi jusqu'à ce que celles-ci atteignent des niveaux d'expansion présélectionnés, soit  $0,05 \pm 0,01 \%$  ;  $0,12 \pm 0,01 \%$  ;  $0,20 \pm 0,01 \%$  ; et  $0,30 \pm 0,01 \%$ . Des mesures de vitesse des ondes acoustiques à l'aide du PUNDIT ont également été réalisées afin de déterminer si cette procédure pouvait offrir une évaluation utile et fiable de l'état d'endommagement de bétons affectés par la RAS.

Une fois ces niveaux atteints, chaque cylindre a été emballé individuellement dans une pellicule plastique (type *Saran Wrap*) et placé dans une chambre froide (température aux environs de  $12^{\circ}\text{C}$ ) afin d'arrêter ou à tout le moins ralentir fortement le développement de la RAS jusqu'à ce que les essais prévus puissent être réalisés (question de disponibilité des équipements et du personnel technique).

A



B



C



D



E



F

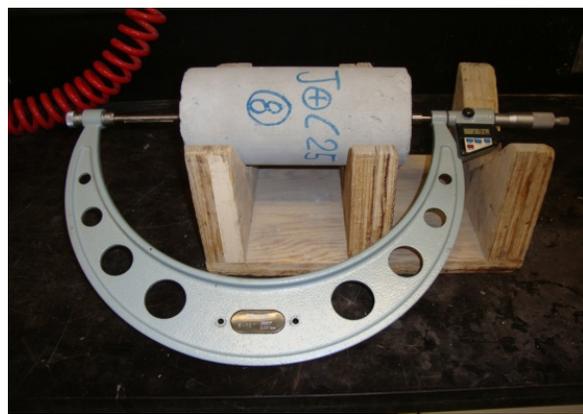


Figure 3.2 : Fabrication et monitoring des éprouvettes de béton. A. Malaxage du béton. B. Fabrication des éprouvettes pour les essais de laboratoire. C. Seau de plastique pour la conservation des éprouvettes (H.R. > 95%). D. Chambre chaude (38°C) pour l'accélération de la RAS au sein des éprouvettes. E et F. Mesure de changement dimensionnel des éprouvettes de béton.

### 3.1.3 Description du programme expérimental – Partie 2

Dans cette deuxième partie du programme expérimental, une série de mélanges de béton de formulation 35 MPa ont été réalisés avec une vaste gamme de granulats réactifs, autant fins que grossiers (Tableaux 3.4 et 3.5). Les mélanges ont été mis en oeuvre et les éprouvettes de béton fabriquées et conservées conformément aux différentes procédures décrites à la section 3.1.2. Ces éprouvettes ont ensuite été soumises aux différents essais décrits au Tableau 3.6, et ce lorsqu'elles ont atteint des niveaux d'expansion de  $0,05 \pm 0,01\%$  ;  $0,12 \pm 0,01\%$  ;  $0,20 \pm 0,01\%$  ; et  $0,30 \pm 0,01\%$ .

Tableau 3.4. Granulats sélectionnés pour la Partie 2 de l'étude portant sur le thème I.

Granulats		Localisation de la source	Composition	Densité	Absorption (%)	Degré de réactivité <sup>1</sup>
Pierre	Qc	Québec	Calcaire siliceux et argileux, à grains fins (calcilutite)	2,50	1,16	TR
	Wyo	Wyoming	Granite, amphibolite, roches volcaniques variées	2,64	0,87	TR
	Con	Nouvelle-Écosse	Métagrauwacke, shale, pélite	2,72	0,37	TR
	King	Ontario	Calcaire dolomitique et argileux, à grains fins (calcilutite)	2,69	0,55	ER
	Vir	Virginie	Métagranite	2,78	0,45	MR
	Rec	Brésil	Granite, gneiss, mylonite	2,64	0,59	MR
	Pots	Québec	Grès siliceux (orthoquartzite)	2,57	1,15	TR
	NM	N. Mexique	Roches volcaniques variées, quartzite, chert	2,53	1,59	TR
	Dia	Québec	Diabase (roche plutonique)	3,00	0,51	NR
	HP	Terre-Neuve	Calcaire de haute pureté à grains fins	2,68	0,44	NR
Sable	Wt	Texas	Chert, quartz, feldspath	2,60	0,40	TR
	Tx	Texas	Fragments de composition granitique, roches volcaniques variées, quartzite, chert, quartz, feldspath	2,60	0,55	TR
	Lav	Québec	Granitique (quartz, feldspath, ferro-magnésiens, micas)	2,71	0,54	NR

<sup>1</sup> NR : non réactif; MR : modérément réactif; TR : très réactif; ER : extrêmement réactif

Table 3.5: Formulations de bétons de 35 MPa (Partie 2) incorporant des granulats réactifs et non réactifs.

Gros granulat		Granulat fin		Ingredients (kg/m <sup>3</sup> )			
Réactif	Non réactif	Réactif	Non réactif	Gros granulat	Granulat fin	Ciment	Eau
Qc	--	--	Lav	1068	705	370	174
Wyo	--	--	Lav	1065	770		
Con	--	--	Lav	1060	807		
King	--	--	Lav	1062	794		
Vir	--	--	Lav	1061	829		
Rec	--	--	Lav	1062	773		
Pots	--	--	Lav	1068	737		
NM	--	Tx	--	1040	719		
--	Dia	Tx	--	1029	896		
--	HP	Wt	--	1029	790		

Tableau 3.6 : Essais réalisés lors de la Partie 2 du programme expérimental.

Essais	Nombre d'échantillons par niveau d'expansion				
	0,00% (référence)	0,05%	0,12%	0,20%	0,30%
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>Stiffness Damage Test</i> (SDT) à 40% de la résistance de conception (28 jours) .</li> <li>• Résistance à la compression (après le SDT)</li> </ul>	2	3	3	3	3
Résistance à la traction (essai au gaz)	2	2	2	2	2
<i>Damage Rating Index</i> (DRI)	1	1	1	1	1
Résistance à la compression 28, 90 et 180 jours (ASTM C1074) <sup>1</sup>	6	--	--	--	--

<sup>1</sup> Échantillons conservés à 12°C, selon le concept de maturité.

### 3.1.4 Description du programme expérimental – Partie 3

Des quantités additionnelles d'éprouvettes (par rapport au minimum requis pour la matrice d'essais) ont été fabriquées à partir de certains mélanges de béton des Parties 1 et 2 du programme expérimental. Ces éprouvettes ont donc été utilisées afin d'évaluer l'effet des paramètres suivants sur la précision/variabilité du *Stiffness Damage Test* :

- Forme des échantillons, i.e. rapport longueur sur diamètre (L/D); différents diamètres;
- Méthode de rectification des extrémités des échantillons (coiffage vs meulage);
- Niveau de chargement des échantillons;
- Variabilité de l'essai.

Ces éprouvettes, de forme cylindrique et de dimension 100 par 200 mm (à l'exception de celles utilisées pour évaluer l'effet du L/D), ont donc été fabriquées et conservées selon les mêmes procédures/conditions de mûrissement accéléré que celles décrites précédemment. Le Tableau 3.7 présente la matrice d'essai réalisée en laboratoire pour cette portion du projet.

Tableau 3.7: Essais réalisés pour l'étude de la précision du SDT (Partie 3).

Mélanges (granulats réactifs) [formulation]	Niveau d'expansion sélectionné pour les essais	Nombre d'éprouvettes utilisées pour les essais						
		Type de finition des extrémités des éprouvettes		Effet du niveau de charge maximum utilisé		Forme (L/D)		
		Charge: 30% de la résistance à 28 jours		40% de la résistance à 28 jours	40% de la résistance d'un béton non réactif du même âge	Charge: 30% de résistance à 28 jours		
		Coiffage soufre	Meulage			1,4	1,6	2,0
45 MPa (NM) [Tableau 3.2]	0,10%	3	3	-	-	-	-	-
35 MPa (Tx) [Tableau 3.2]	0,05% 0,12% 0,20% 0,30%	-	-	8 (2 par niveau d'expansion)	12 (3 à chaque niveau d'expansion)	-	-	-
35 MPa (Wyo, Pots) [Tableau 3.5]	0,05% 0,15%	-	-	7 (Wyo, 0.05%) et 7 (Pots, 0.15%)	-	-	-	-
45 MPa (Tx) [Tableau 3.2]	0.12%	-	-	-	-	2	2	2

### 3.1.5 Description du programme expérimental – Partie 4

Des bétons de 25 et 35 MPa incorporant des granulats non réactifs (sable d'Ottawa → sable de quartz pur) et calcaire de haute pureté – HP) et différents ciments (Ciment Québec (CQ) - Québec, type GU, 0,88% Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>; Ciment Dragon – Maine, type GU, 1,25% Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>) ont été fabriqués en laboratoire (Tableau 3.8). Des éprouvettes cylindriques (100 x 200 mm) ont ensuite été fabriquées à partir de ces mélanges, et ce conformément aux différentes procédures décrites à la section 3.1.2. Les différentes séries d'éprouvettes moulées à partir de ces mélanges ont été placées dans une chambre humide (23°C), recouvertes d'une pellicule de plastique afin de les protéger du ruissellement excessif d'eau qui pourrait contribuer à lessiver les alcalis du béton. Les éprouvettes ont ensuite été utilisées afin d'en déterminer la teneur en alcalis solubles après des périodes de cure de 28, 60 et 90 jours.

Tableau 3.8 : Mélanges de béton pour l'étude sur les alcalis solubles à l'eau chaude.

	Béton de 25 MPa (314 kg/m <sup>3</sup> de ciment)	Béton de 35 MPa (370 kg/m <sup>3</sup> de ciment)		
Mélange →	AS-1	AS-4	AS-5	AS-6
Ciment et alcalis	Ciment Québec (CQ) 0,88% Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>	CQ 0,88% Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>	CQ + NaOH 1,25% Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>	Ciment Dragon 1,25% Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>
Teneur en alcalis totale du béton (kg/m <sup>3</sup> )	2,73	3,22	4,63	4,63

### 3.1.6 Description des essais réalisés sur les éprouvettes

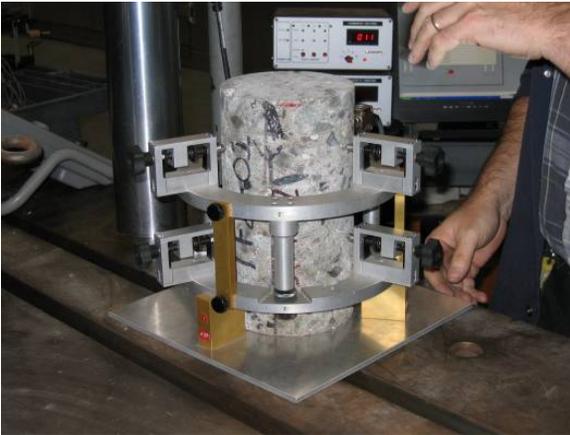
Tel que discuté précédemment, un grand nombre d'éprouvettes de béton ont été fabriquées, conservées sous des conditions favorisant le développement de la RAG et finalement soumises à un programme d'essais exhaustif. Les procédures détaillées de ces essais, qui ont été identifiés à la Figure 3.1 et dans les Tableaux 3.3, 3.6 et 3.7, sont décrits dans les paragraphes qui suivent.

#### 3.1.6.1 *Stiffness Damage Test (SDT)*

Cette étude a permis, entre autres choses, de vérifier l'influence de différents paramètres d'essais et "logistiques" sur les résultats de l'essai SDT. Les différentes étapes décrites ci-après ont été adoptées lors de la mise à l'essai de l'ensemble des éprouvettes soumises à l'essai SDT. Les séries d'éprouvettes prévues pour les essais de SDT (groupe de trois éprouvettes pour chaque mélange de béton et chaque niveau d'expansion sélectionné) ont d'abord été retirées de leur condition d'entreposage à 12°C et leurs extrémités rectifiées par meulage pour respecter le ratio de 2 : 1, assurer un bon parallélisme de ces faces et réduire le risque d'interférence de la part des plots métalliques utilisés pour les mesures de gonflement. Par la suite, les éprouvettes ont été placées en chambre humide (23 ± 2°C) pour une période de 48 heures, selon les exigences de la norme CSA A23.2-14C pour les essais sur carottes extraites des structures de béton en service. Des mesures dimensionnelles et de masse réalisées sur un bon nombre d'éprouvettes ont permis de constater que certaines d'entre elles avaient subi un léger retrait (-0,02 ± 0,01%) et perte de masse (0,7 ± 0,2%) au cours de la période d'entreposage à 12°C; toutefois, ces "chutes" ont été très largement récupérées lors de la période de "resaturation" de 48 heures en chambre humide.

La Figure 3.3 illustre le montage utilisé à l'Université Laval pour la réalisation des essais SDT. Les éprouvettes prêtes à l'essai sont d'abord placées dans une *cage* à laquelle sont fixés trois séries de capteurs de déplacement (120° d'écart) permettant de mesurer la déformation longitudinale sous charge (Figure 3.3A). Le corps d'essai est par la suite placé sur le plateau inférieur de la presse MTS (modèle 322) utilisée pour les essais (presse hydraulique asservie d'une capacité de 1000kN en compression et avec cellule de charge de 250 kN) (Figures 3.3B à 3.3D).

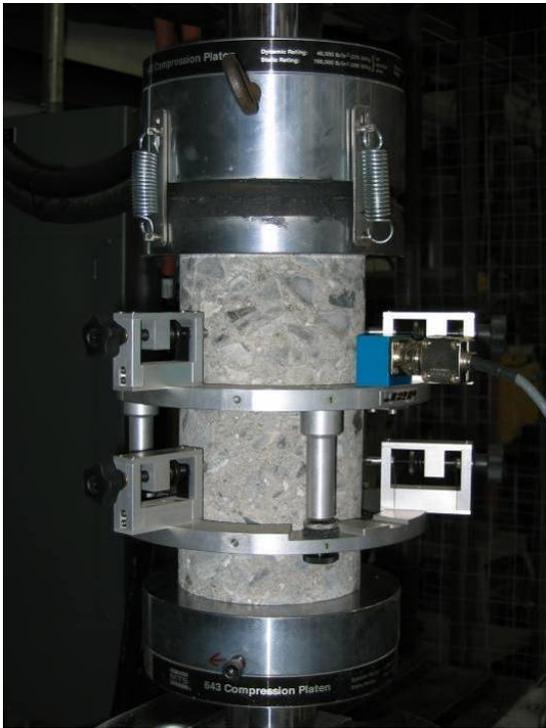
A



B



C



D



E



Figure 3.3 : Différentes étapes et instrumentation du *Stiffness Damage Test* (SDT). A. Carottes placées dans une *cage* à laquelle sont fixés des capteurs (3 séries) de déplacement permettant de mesurer la déformation longitudinale sous charge. B-D. Corps d'essai disposé sur le plateau inférieur de la presse afin d'appliquer la charge choisie. Un taux de chargement / déchargement de 0,1MPa par seconde est choisi pour l'essai. E. Système d'acquisition de données opéré par le logiciel DasyLab pour le suivi des déformations longitudinales engendrées lors des cycles de chargement / déchargement.

Différents niveaux de charge maximale ont été appliqués sur les séries d'éprouvettes ayant subi différents niveaux d'expansion, selon la nature de l'étude ou des paramètres étudiés (voir Tableaux 3.3, 3.6 et 3.7). Un taux de chargement / déchargement de 0,1 MPa par seconde a été appliqué à l'ensemble des essais. Au total, les éprouvettes ont été soumises à cinq cycles de chargement-déchargement, tel qu'utilisé par Crisp et al. (1993) et Samoui et al. (2004a). Les déformations longitudinales engendrées lors de ces cycles ont été enregistrées à l'aide d'un système d'acquisition de données opéré par le logiciel DasyLab (Figure 3.3E). Le traitement des données (i.e. déformations longitudinales en fonction de la contrainte appliquée) et le calcul des paramètres du SDT sélectionnés, ont ensuite été réalisés à l'aide d'un logiciel développé à l'Université Laval.

### 3.1.6.2 Damage Rating Index (DRI)

Les éprouvettes sélectionnées pour les essais de DRI ont d'abord été taillées longitudinalement à l'aide d'une scie diamantée. La surface d'une des sections ainsi obtenues a par la suite été rectifiée progressivement à l'aide d'une polisseuse portative utilisant des disques diamantés dont les particules abrasives sont de plus en plus fines (disques no. 50, 100, 400, 800, 1500 à 3000 (très fin)) (Figures 3.4A et 3.4B). Les plaques ont ensuite été photographiées, puis un quadrillage de 1cm de côté tracé à leur surface à l'aide d'un crayon feutre noir à pointe fine (Figure 3.4C).

L'essai du DRI consiste donc à dénombrer, lors de l'examen au stéréomicroscope des plaques polies à 16-18x de grossissement (Figure 3.5), la présence d'indices pétrographiques de détérioration généralement associables à l'alcali-réaction (voir Figure 2.10) dans chaque section de 1 cm<sup>2</sup> apparaissant à la surface de la plaque polie. Le nombre DRI est alors obtenu en effectuant la sommation des décomptes de chaque indice d'endommagement, laquelle est multipliée par des facteurs de pondération. Ces derniers sont fonction de l'importance relative de ces indices par rapport au mécanisme de détérioration associable à l'alcali-réaction (voir Tableau 2.3). Un essai de DRI est réalisé sur une plaque polie de façon à examiner une surface d'au moins 150 à 200 cm<sup>2</sup> et peut être plus grande dans le cas de bétons de masse incorporant des granulats de fort calibre. La valeur du DRI est alors normalisée pour une surface de 100 cm<sup>2</sup> afin que les résultats puissent être facilement comparés d'une plaque à une autre.

L'examen pétrographique semi-quantitatif par la méthode du DRI a été appliqué sur une éprouvette de béton de chaque série (i.e. différents niveaux d'expansion pour les bétons de 25, 35 et 45 MPa) afin de déterminer le niveau de fissuration interne du béton. Dans le cas de la série 1, le DRI a également été réalisé sur une carotte de chaque série ayant subi l'essai SDT, et ce afin d'évaluer le caractère "non destructif" de l'essai, autrement dit afin de déterminer si l'essai génère davantage de fissuration selon le niveau d'expansion des échantillons et/ou le niveau de charge appliqué (voir Tableau 3.3).

A



B



C

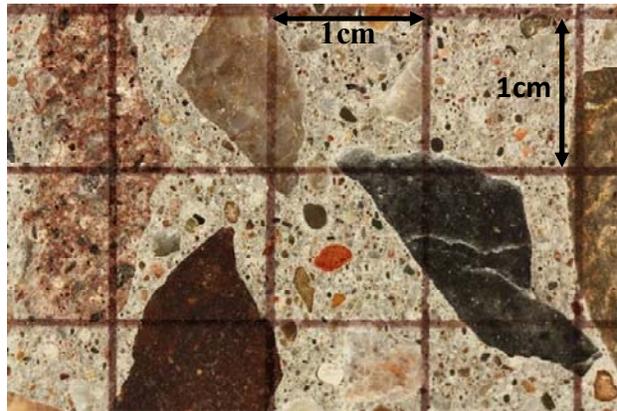


Figure 3.4 : Préparation des plaques de béton pour l'essai de *Damage Rating Index (DRI)*.



Figure 3.5 : Examen de plaques polies au stéréomicroscope pour la détermination du DRI.

### 3.1.6.3 Vélocité des ondes acoustiques (PUNDIT)

Des mesures de vélocité des ondes acoustiques ont été réalisées sur toutes les éprouvettes faisant l'objet de la Partie 1 du programme expérimental, et ce avant et après la réalisation de l'essai SDT. Tout comme dans le cas de l'examen pétrographique, l'objectif de cette série de mesures était de vérifier la progression de l'endommagement du béton associable à la RAG, de même que d'évaluer le caractère non destructif du SDT selon le niveau de chargement utilisé.

### 3.1.6.4 Résistance en compression

Des mesures de la résistance en compression du béton ont été réalisées de deux façons. Dans le cas des séries d'éprouvettes de référence (Tableau 3.3), une cure humide avait été prévue avant de soumettre les échantillons aux essais prévus dans le cadre du projet. Toutefois, compte-tenu de la très forte réactivité des granulats Tx et NM et du risque qu'une réaction nuisible puisse se développer au cours de la cure en chambre humide, le concept de maturité équivalente décrit dans la norme ASTM C 1074 a été utilisé. Ainsi, après une première période de 24 heures dans leur moule à 23°C, les éprouvettes de ces séries ont été démoulées, enveloppées dans une pellicule plastique et placées à 12°C, et ce pour différentes périodes de temps avant d'en déterminer la résistance en compression (47, 100, 150 et 300 jours). Selon le concept de maturité, la résistance générée au cours de ces périodes de cure serait équivalente à celle obtenue après 28, 60, 90 et 180 jours à 23°C.

La résistance à la compression a également été mesurée sur deux des trois cylindres de chaque série ayant été soumis à l'essai SDT, et ce afin de vérifier la chute de résistance en compression en fonction du niveau d'expansion atteint par les bétons des différentes formulations étudiées. De plus, ces analyses ont permis d'évaluer le caractère non destructif de l'essai SDT.

### 3.1.6.5 Résistance en traction

La résistance à la traction a été déterminée sur deux ou trois échantillons de tous les mélanges de béton, et ce à chacun des niveaux d'expansion sélectionnés. Un essai au gaz, aussi connu sous l'appellation d'essai de traction indirecte, et développé par les chercheurs du *Building Research Council* à Waterford, Royaume Uni, a été utilisé à cette fin (Komar et al. 2013). Cette méthode utilise une chambre en acier de forme cylindrique dans laquelle l'éprouvette est placée et où il est possible d'injecter un gaz de façon à appliquer une pression uniforme sur la surface incurvée d'une éprouvette (cylindre ou carotte de béton, dimension 100 par 200 mm) (Figure 3.6). La pression de gaz est augmentée progressivement, et de façon bien contrôlée, jusqu'à temps que l'éprouvette de béton fracture dans un plan généralement perpendiculaire à l'axe de la carotte.

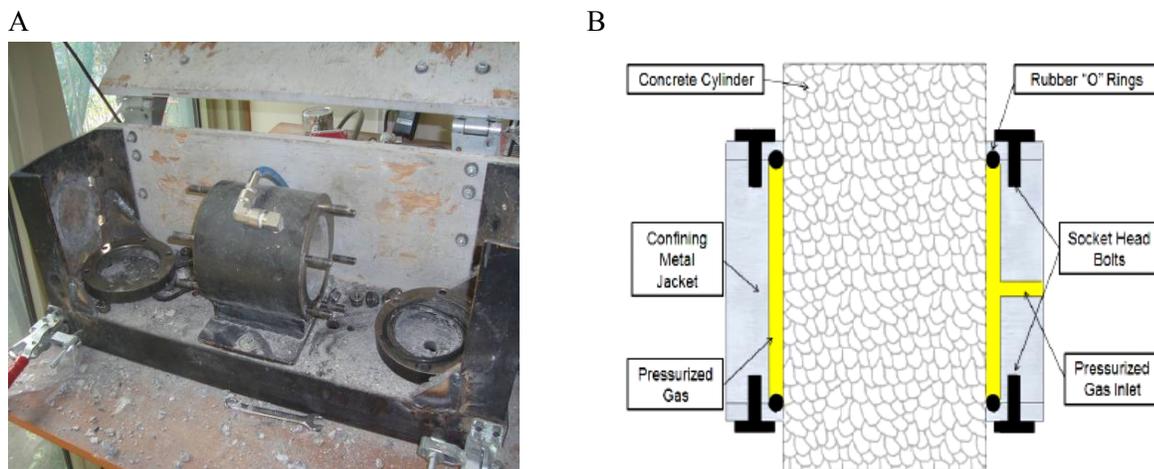


Figure 3.6: Illustrations du montage utilisé pour déterminer la résistance à la traction du béton par la méthode de la pression de gaz (Komar et al. 2013). A. Photographie de l'appareillage utilisé dans cette étude. B. Représentation schématique du montage.

### 3.1.6.6 Détermination de la teneur en alcalis solubles à l'eau du béton

Les deux méthodes étudiées dans le cadre de ce projet impliquent l'utilisation d'un matériau granulaire dont la dimension est inférieure à 150-160  $\mu\text{m}$  ( $\sim 100$  mailles). Afin de minimiser la variation des résultats, il est crucial de faire preuve de rigueur et de constance dans la préparation des corps d'épreuve puisque la quantité d'alcalis solubles mesurée par lixiviation à l'eau chaude est fortement influencée par la granulométrie (surface spécifique) du matériel soumis à l'essai. Afin d'assurer une représentativité adéquate des échantillons, il est crucial d'effectuer une réduction dimensionnelle très progressive de ces derniers afin d'éviter la production d'une quantité excessive de poussière, donc avec une surface spécifique plus élevée.

Un échantillon de béton d'au moins 2 kg est concassé et broyé de façon à ce que tout le matériel original passe à travers le tamis 150-160  $\mu\text{m}$ . La procédure suivante est proposée pour la préparation du matériel pour l'essai :

- Séparer l'éprouvette cylindrique dans le sens de la longueur en utilisant une scie à béton.
- Briser la demi-carotte en fragments avec un marteau de façon à produire des particules de tout au plus 25 mm de diamètre.
- Au moyen d'un petit concasseur à mâchoires (ou d'un autre outil approprié), concasser les particules de béton par passages multiples, i.e. en réduisant de façon progressive l'ouverture entre les mâchoires.
- Tamiser le matériel entre chaque passage au moyen d'un tamis de 5 mm, et ce jusqu'à ce que tout le matériel traverse ce tamis.
- Séparer le matériel ( $< 5$  mm) par quartage de façon à récupérer un sous-échantillon représentatif d'environ 1000 g.

- Pulvériser ce sous-échantillon à l'aide d'un pulvérisateur à disques (ou d'un autre outil approprié; voir Figure 3.7A pour l'appareillage utilisé dans le cadre de ce projet) de façon à ce que tout le sous-échantillon traverse le tamis 150  $\mu\text{m}$ . Une fois de plus, il est important de procéder de façon progressive car une réduction trop rapide/importante de l'ouverture entre les mâchoires, rouleaux ou disques des outils mécaniques ou un temps de broyage trop long dans le cas d'un pulvérisateur de type *Spex* (Figure 3.7A), risque d'entraîner la production excessive de poussière. Il est difficile d'indiquer combien de temps de concassage/pulvérisation sera requis, spécialement dans le cas d'échantillons de béton composés d'éléments de dureté/porosité différente, i.e. la pâte de ciment et différents types de granulats. Le jugement de l'opérateur sera de mise afin d'adopter une procédure rigoureuse de travail.
- Obtenir finalement deux (ou trois) sous-échantillons représentatifs de  $10 \pm 0,1\text{g}$  par quartage pour les essais de détermination de la teneur en alcalis solubles par lixiviation à l'eau chaude. Ces derniers sont placés dans des sacs sous vide et conservés au congélateur jusqu'au moment de l'analyse. Il est également approprié de conserver le restant du matériel préparé à  $< 150 \mu\text{m}$  dans un (ou des) sac(s) sous vide au congélateur pour de possibles mesures ultérieures.

#### *Méthode d'extraction proposée par Bérubé et al. (2005a)*

Chaque échantillon de  $10,0 \pm 0,1 \text{ g}$  est immergé dans un bécher contenant 80 ml d'eau distillée, laquelle est portée à ébullition pendant 10 minutes. Le tout est ensuite laissé au repos, à la température ambiante, jusqu'au lendemain matin. La suspension de chaque sous-échantillon est alors filtrée et le volume de solution ramené à 100 ml par un ajout d'eau distillée. Les concentrations en sodium et potassium sont ensuite déterminées par absorption ou émission atomique à flamme (préférentiellement par émission atomique, puisque les résultats sont plus précis). Les résultats sont exprimés en kilogrammes d'alcalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  ou  $\text{K}_2\text{O}$  ou  $\text{Na}_2\text{O}_e$ ) par  $\text{m}^3$  de béton, pourvu que la densité du béton soit connue ou adéquatement estimée (on utilise souvent une valeur générale de  $2\,400 \text{ kg/m}^3$ ) (Bérubé et al. 2005a).

#### *Méthode Espresso*

Une légère variante a été appliquée à la méthode décrite précédemment afin de déterminer si des résultats plus répétitifs pouvaient être obtenus. Ainsi, un sous-échantillon représentatif de  $10,0 \pm 0,1\text{g}$  est placé dans un contenant-filtre installé au dessus d'un flacon Buchner (Figure 3.7B). Une quantité choisie d'eau distillée est déversée progressivement dans le contenant-filtre et la solution filtrée sous vide. Le volume de solution récupéré dans le flacon est alors complété à un volume prédéterminé à l'aide d'un ballon volumétrique. Les alcalis (Na et K) en solution sont par la suite mesurés par absorption ou émission atomique à flamme. Les paramètres d'essais ci-dessous ont été évalués dans le cadre de cette étude :

- Température de la solution d'extraction : 25 et  $100^\circ\text{C}$  (eau bouillante);
- Volume de la solution d'extraction : 80, 180 et 300 ml;
- Reproductibilité de l'essai (comparaison méthode Bérubé et al. vs méthode *Espresso*).

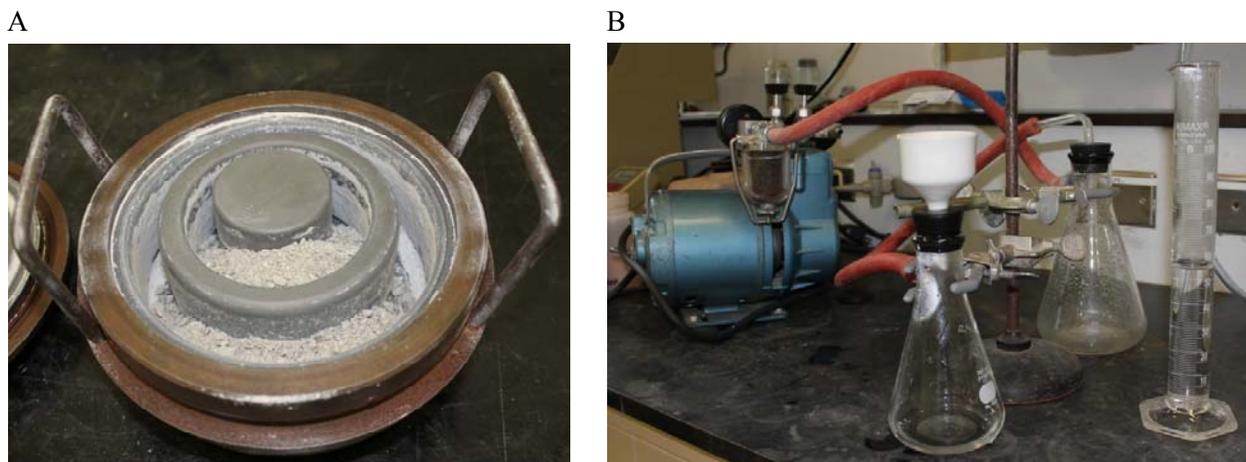


Figure 3.7 : Détermination de la teneur en alcalis soluble à l'eau chaude du béton. A. Outil mécanique utilisé pour l'étape finale de préparation (pulvérisation) des échantillons pour l'essai de lixiviation à l'eau chaude. B. Montage utilisé pour la méthode *Espresso*, impliquant le filtrage sous vide de la solution.

### 3.2 Thème II – Application des outils d'investigation à l'évaluation de l'état d'endommagement d'une structure en service affectée par la RAS

#### 3.2.1 Généralités sur le programme de travail

Le but de cette partie du projet, dont le plan global apparaît à la Figure 3.8, est de contribuer à la validation des outils de caractérisation de l'état d'endommagement du béton, notamment le SDT et le DRI, par l'étude d'une structure de béton en service, soit l'échangeur Robert Bourassa – Charest (Figures 3.9 et 3.10), un cas bien connu de structure affectée par la RAS, et qui a été démolie durant la période 2010-2011. La Figure 3.10 présente une vue d'ensemble de l'échangeur Robert Bourassa - Charest avant sa démolition. Les structures *sud* (i.e. trafic en direction est) et *nord* (i.e. trafic en direction ouest) de l'échangeur sont constituées de deux sections (*est* et *ouest*) situées de part et d'autre de la voie ferrée du Canadien National. On retrouve sur ces structures des séries de colonnes en « Y » supportées par des bases massives (Figures 3.9A et 3.9B). Ces colonnes soutiennent un tablier de type *Dalle Épaisse* (Figures 3.9 et 3.10). Plusieurs colonnes en Y situées du côté ouest de la voie ferrée ont été traitées à l'aide de différents produits de réparation. De plus, le fût de plusieurs colonnes situées à l'est de la voie ferrée a été réparé compte-tenu de leur état avancé de dégradation, accéléré par les effets du gel-dégel en présence de sels déverglaçants (éclaboussures des voitures circulant en direction sud sur le boulevard Robert-Bourassa). Les détails sur les différents traitements effectués sur les colonnes sont présentés au Tableau 3.9 et aux Figures 3.11 à 3.14.

L'objectif de cette portion du projet est non seulement de porter un jugement sur l'état d'endommagement de divers éléments de l'échangeur, mais également d'utiliser cette information afin de qualifier, dans la mesure du possible, la performance des différents traitements

appliqués sur les colonnes affectées à divers degrés par la RAS. Ceci sera déterminé par l'évaluation comparative des propriétés mécaniques (SDT) et microstructurales (DRI) des carottes prélevées au sein des différents éléments en question.

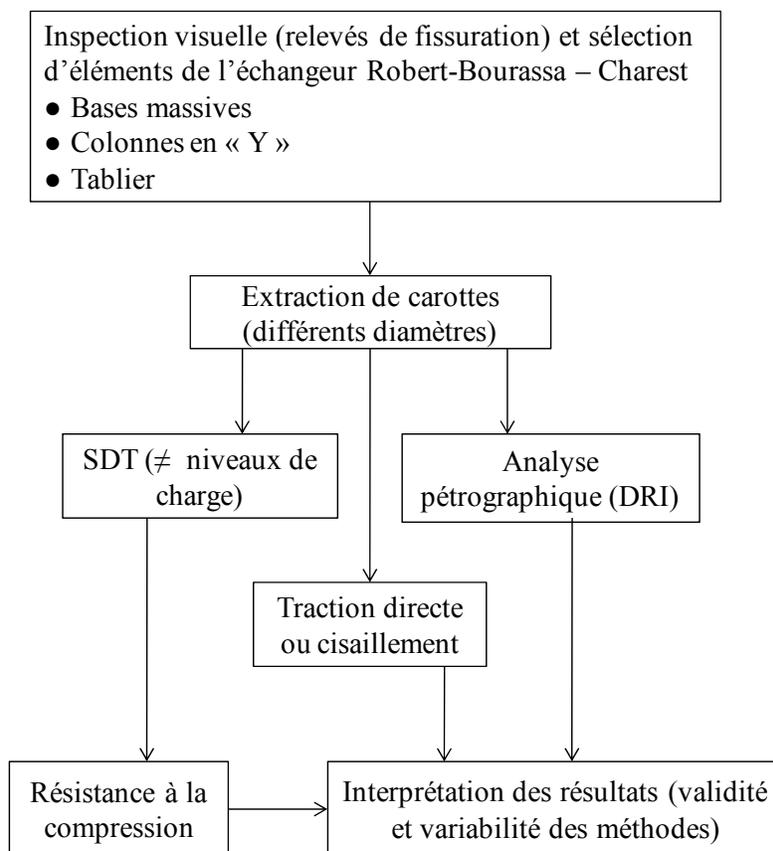
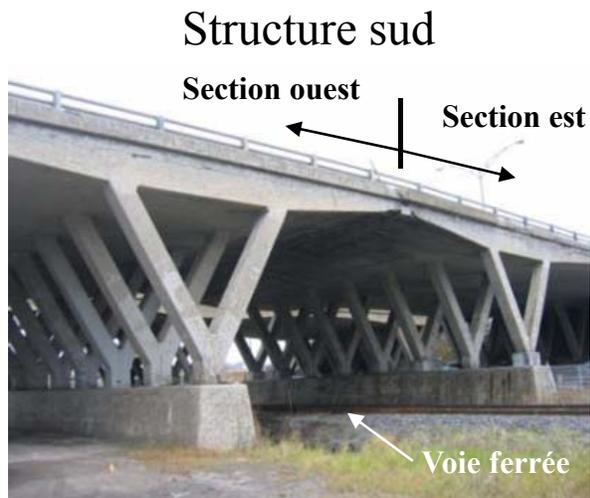


Figure 3.8 : Plan global – Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS – Thème II.

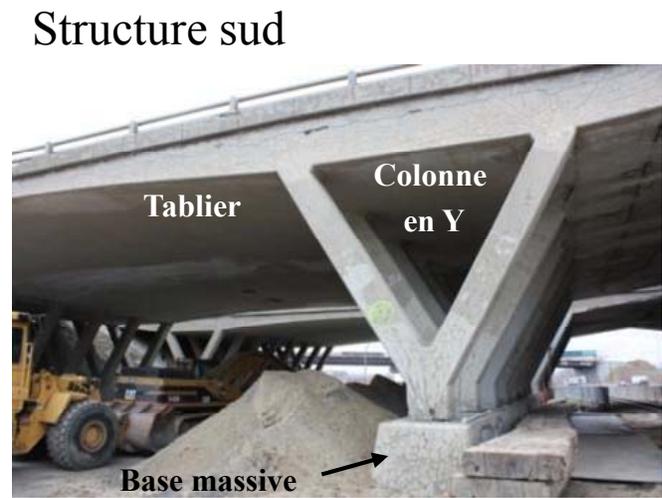
### 3.2.2 Mesures in situ

Bien que les séances d'inspection visuelle des structures *sud* et *nord* de l'échangeur Robert Bourassa – Charest aient été espacées dans le temps (un an), les mêmes démarches ont été utilisées par les opérateurs. Ainsi, l'inspection visuelle de la structure *sud* de l'échangeur Robert Bourassa – Charest a été réalisée au mois d'avril 2010 tandis qu'elle fut réalisée en avril 2011 dans le cas de la structure *nord*. Lors de chacune de ces visites, un relevé de l'abondance et de l'ouverture des fissures affectant les deux séries de colonnes en Y a été réalisé. De plus, lors de l'inspection, le niveau d'endommagement visuel global des colonnes en « Y » a été estimé, principalement basé sur l'ampleur de la fissuration.

A



B



C



Figure 3.9: Structure *sud* de l'échangeur Robert Bourassa – Charest: Vue d'ensemble et caractéristiques.  
 A. Sections *ouest* et *est* de la structure sud.  
 B. Éléments de la structure : base massive, colonnes en Y et tablier.  
 C. Base élargie et colonnes en « Y ».

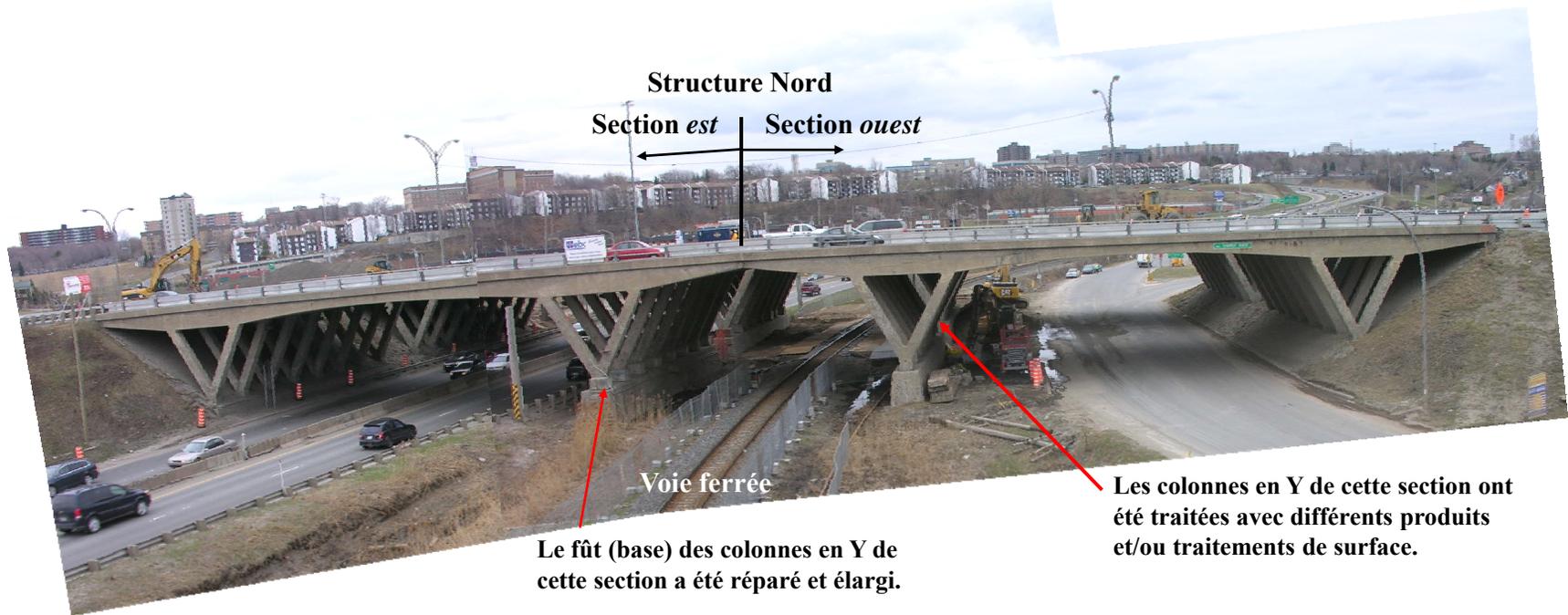
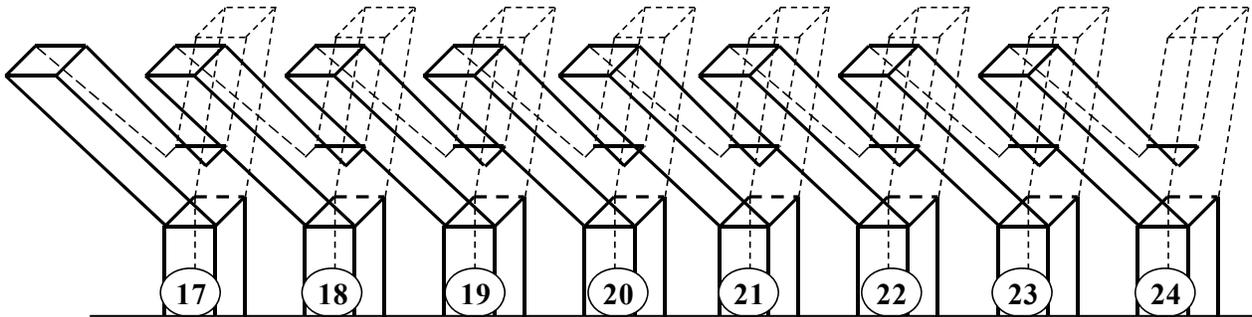


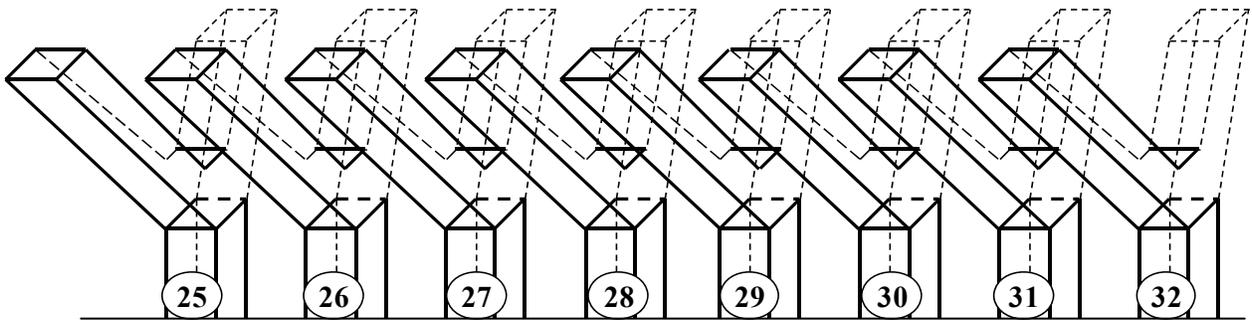
Figure 3.10: Vue d'ensemble de l'échangeur Robert Bourassa – Charest avant sa démolition. L'échangeur est composé d'une structure *nord* et d'une Structure *sud*. La structure au premier plan correspond à la structure *nord* (puisque le point de vue général de cette photographie est en direction sud). Elle est composée de la *section est* (à gauche de la voie ferrée) et de la *section ouest* (à l'ouest de cette voie ferrée). Une structure identique se situe à l'arrière (*structure sud*); elle se divise également en une *section est* et une *section ouest*.



Description des traitements des colonnes :

17 : Référence	18 : non traitée	19 : non traitée	20 : référence
21 : Référence (LVDT)	22 : Masterseal + Miracote	23 : Masterseal + Ambex Coat	24 : Sika Wrap 1000

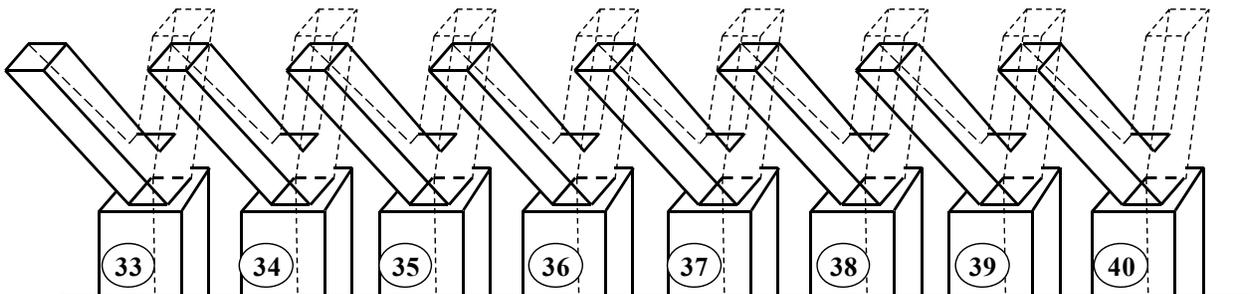
Figure 3.11 : Échangeur Robert Bourassa – Charest – **Groupe nord-ouest**. Les colonnes retenues pour le carottage (2011) sont identifiées en couleur.



Description des traitements des colonnes :

25 : Masterseal SL	26 : non traitée	27 : non traitée	28 : Masterseal SL
29 : Planiseal	30 : Masterseal + Texcote	31 : non traitée	32 : non traitée

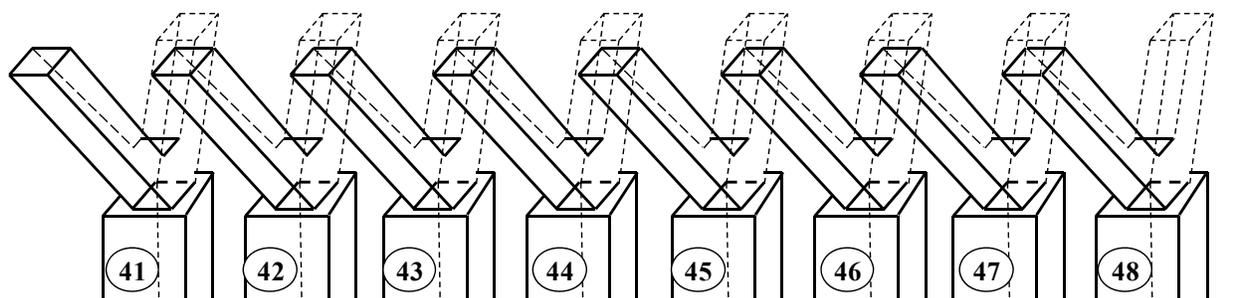
Figure 3.12 : Échangeur Robert Bourassa – Charest – **Groupe sud-ouest**. Les colonnes retenues pour le carottage (2010) sont identifiées en couleur.



Description du béton de surépaisseur :

33 : béton non-armé ord. Type IV +Li	34 : béton non-armé autonivellant	35 : béton projeté (voie sèche)
36 : béton armé ord. Type IV	37 : béton armé ord. Type IV	38 : béton armé ord. Type IV
39 : béton armé autonivellant	40 : béton armé ord. Type IV	

Figure 3.13 : Échangeur Robert Bourassa – Charest – **Groupe nord-est**. Les bases élargies de colonnes retenues pour le carottage (2011) sont identifiés en couleur.



Description du béton de surépaisseur :

41 : béton non-armé ord. Type IV	42 : béton armé ord. Type IV +Li	43 : référence
44 : non traitée	45 : non traitée	46 : béton armé ord. Type IV
47 : non traitée	48 : béton non-armé autonivellant + Li	

Figure 3.14 : Échangeur Robert Bourassa – Charest – **Groupe sud-est**. La colonne (orangé) et les bases élargies (bleu) des colonnes retenues pour le carottage (2010) sont en couleur.

Tableau 3.9 : Détails des traitements réalisés sur des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (Bérubé et al. 2003).

Année	Colonne	Traitement et préparation
2000	Y25	Nettoyage au jet d'eau; application de Masterseal SL (silane) à l'aide d'un vaporisateur
	Y28	Nettoyage au jet d'eau; application de Masterseal SL (silane) à l'aide d'un vaporisateur
2001	Y29	Nettoyage au jet de sable; application dy Planiseal (scellant) à l'aide d'un vaporisateur
	Y30	Nettoyage au jet de sable; application du Masterseal SL (silane) à l'aide d'un vaporisateur; application de l'enduit Texcote
	Y22	Nettoyage au jet de sable; application du Masterseal SL (silane) à l'aide d'un vaporisateur; application de l'enduit Miracote
	Y23	Nettoyage au jet de sable application du Masterseal SL (silane) à l'aide d'un vaporisateur; application de l'enduit Ambex
	Y24	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nettoyage au jet de sable et arrondissement des arêtes des colonnes</li> <li>• Application d'un apprêt avec la résine Sika Hex 300. La résine Sika Hex 300, fluide, est utilisée pour saturer les deux enveloppes de fibres de verre (unidirectionnel) avant leur mise en place.</li> <li>• Une première couche de fibre de verre est appliquée avec les fibres orientées parallèlement à l'axe de la colonne. La seconde couche a été appliquée avec les fibres orientées perpendiculairement à l'axe de la colonne.</li> <li>• Une deuxième résine (Sika Hex 400), plus visqueuse, a permis d'imbiber le tissu de fibres après sa mise en place sur les surfaces inclinées.</li> <li>• Le produit de finition (Sika Guard 550W) a été appliqué en deux couches et permet d'améliorer l'esthétique de la réparation. Ce produit est également opaque aux ultraviolets.</li> </ul>

### 3.2.2.1 Inspection visuelle

L'ampleur de la fissuration ne relate pas complètement la gravité de l'endommagement d'un élément de béton en voie de dégradation. D'autres points sont à considérer. Une inspection détaillée est généralement nécessaire pour déterminer si la RAS est la cause principale de la détérioration observée. On note la présence de tous les signes par lesquels la RAG se signale :

- Déformations et mouvements différentiels ;
- Fissuration (la forme et l'importance) ;
- Décoloration du béton autour des fissures ;
- Exsudats de gel ;
- Pop-outs.

Grâce à l'observation de ces indices de détérioration, une cote globale d'endommagement a été attribuée aux différentes colonnes examinées, et ce selon le barème suivant :

- 0 : non endommagée ;
- 1 : traces d'endommagement ;
- 2 : endommagement notable mais globalement faible ;
- 3 : endommagement moyen ;
- 4 : endommagement élevé ;
- 5 : endommagement très élevé.

### 3.2.2.2 Mesures de la fissuration

La méthode utilisée dans ce cas consiste à effectuer des mesures d'ouverture sur 2 à 4 des plus fines et des plus larges fissures observées sur les cinq portions suivantes des colonnes en « Y » : fût (section verticale à la base), branche *est* (faces *sud* et *nord*), branche *ouest* (faces *nord* et *sud*), face du dessus de la branche *ouest* et face du dessus de la branche *est*.

### 3.2.2.3 Échantillonnage

Lors de la démolition des structures *sud* (avril 2010) et *nord* (avril 2011), un certain nombre de branches de colonnes en « Y » ont été mises de côté afin d'être échantillonnées par carottage. Le Tableau 3.10 indique les sections de colonnes qui ont été carottées, alors que la Figure 3.15 illustre le processus de carottage.

Tableau 3.10: Carottes prélevées au sein des branches de colonnes en « Y » (voir Figures 3.12 à 3.15).

Structure <i>sud</i> (5 carottes de 60 cm par branche)		Structure <i>nord</i> (6 carottes de 60 cmm par branche)	
Section <i>ouest</i>	Section <i>est</i>	Section <i>ouest</i>	Section <i>est</i>
25, 28, 29, 30, 32	43	17, 22, 23, 24	--



Figure 3.15: Carottage des branches de colonnes en « Y ». A et B: Colonnes de la structure *sud*. C et D: Colonnes de la structure *nord*.

### 3.2.3 Travaux de laboratoire

Des prélèvements de carottes ont été réalisés au moment de la destruction de la structure *sud* (avril 2010) et de la structure *nord* (avril 2011) de l'échangeur. Des carottes ont ainsi été prélevées dans les colonnes, les bases massives, les bases élargies, et le tablier. Dans le cadre de ce rapport, nous nous concentrerons sur les prélèvements effectués au sein des colonnes en « Y », des bases massives et du tablier. La piètre condition des échantillons récupérés des bases élargies n'a en effet pas permis de réaliser des essais de caractérisation détaillée de ces éléments.

L'intervalle de temps entre les deux séances de démolition nous a toutefois permis d'améliorer / modifier le programme d'essai en laboratoire. Comme toujours, deux types d'essais se retrouvent à la base de ces investigations en laboratoire, soit un essai de type mécanique (*Stiffness Damage Test - SDT*) et un essai de caractérisation pétrographique (*Damage Rating Index - DRI*). De plus, il nous est apparu important d'analyser, lorsque possible, la détérioration du béton en fonction de

la localisation à l'intérieur de l'élément étudié, c'est-à-dire entre la portion superficielle ou de surface et une zone située plus à l'intérieur et relativement moins affectée par les aléas des conditions environnementales. (e.g. Figure 3.16 pour une colonne).

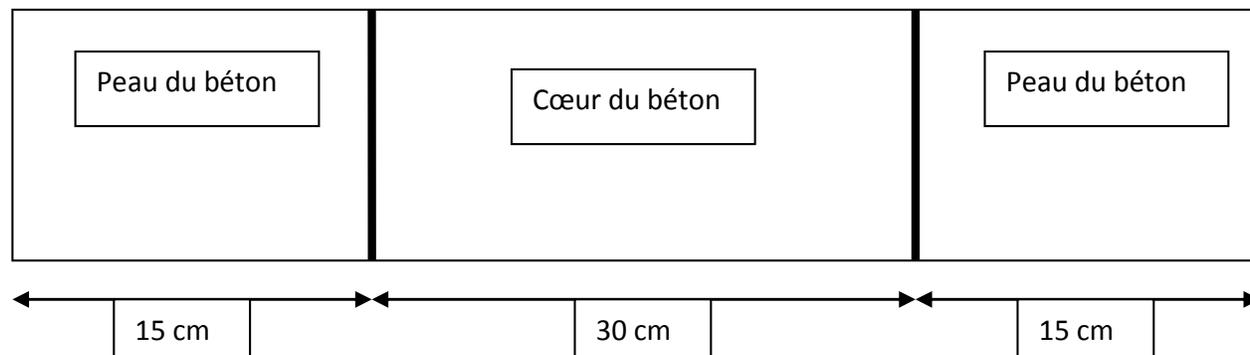


Figure 3.16: Échantillon-type pour les analyses pétrographiques (méthode du DRI) réalisées en laboratoire (colonnes en « Y »).

#### *Échangeur Robert Bourassa - Charest – structure sud*

Des échantillons ont donc été prélevés au cours du printemps 2010 (Figure 3.15A&B), soit cinq carottes d'environ 100 mm de diamètre par 600 mm de longueur dans chacune des colonnes suivantes : 25, 28, 29, 30, 32 et 43. Le Tableau 3.11 présente le programme d'essai réalisé sur les échantillons prélevés au sein des colonnes de la structure DuVallon *sud*.

Tableau 3.11: Essais réalisés en laboratoire pour les échantillons prélevés dans les branches de colonnes de la structure *sud* de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.

Colonne	Produits de traitement	Exposition aux intempéries	Essais mécaniques		Examen pétrographique (DRI) (surface examinée, cm <sup>2</sup> )		
			Nombre d'essais (carottes)		Bord	Cœur	après SDT 40%
			SDT 40% 28MPa	Essai de compression			
Y25	Masterseal	X	3	2	200	200	100
Y28	Masterseal	--	3	2	200	200	100
Y29	Planiseal	--	3	2	200	200	100
Y30	Masterseal + Textcote	--	2	1	200	200	100
Y32	Non traitée	X	3	2	200	200	100
Y43	Non traitée	--	2	2	200	200	100

*Échangeur Robert Bourassa - Charest – structure nord*

La démolition de la structure *nord* de l'échangeur Robert Bourassa - Charest, et donc l'échantillonnage des branches de colonnes, ayant eu lieu un an après celle de la structure *sud*, quelques modifications ont été apportées au programme d'essais en laboratoire du 2e groupe d'échantillons. Il a ainsi été décidé de s'intéresser plus particulièrement à l'effet du niveau de charge lors de l'essai SDT. La matrice d'essais réalisés sur les carottes prélevées dans les branches de colonnes en « Y » de la structure *nord* est présentée au Tableau 3.12.

*Damage Rating Index (DRI)* - La procédure d'essai demeure identique à celle décrite précédemment (voir section 3.1.6.2), et ce tant au niveau de la préparation des échantillons que du processus de quantification de l'endommagement par comptage d'indices pétrographiques. Tout comme dans le cas des éprouvettes de la structure *sud*, deux zones d'analyse ont été retenues lors des mesures du DRI. La première correspond aux 15 premiers centimètres de béton situés au pourtour de la colonne; on l'appelle la couche de surface. La seconde zone correspond aux 30 centimètres formant le cœur de l'élément de béton, i.e. à l'intérieur du réseau d'armature (barres verticales et étriers). Une telle analyse est intéressante pour confirmer l'effet du confinement sur les mécanismes ou l'ampleur de la détérioration du béton, en déterminant s'il existe une différence significative entre la détérioration interne (au cœur de l'élément et du réseau d'armatures) et la détérioration superficielle du béton.

Tableau 3.12: Essais réalisés en laboratoire pour les échantillons prélevés dans les branches de colonnes de la structure *nord* de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.

Colonne	Produits de traitement	Exposition aux intempéries	Essais mécaniques Nombre d'essais (carottes)			Examen pétrographique (DRI) (surface examinée, cm <sup>2</sup> )		
			SDT (40% de la résistance spécifiée)		Essai de Compression	Bord	Coeur	Après SDT 28MPa
			28 MPa	35 MPa	Après SDT			
			Cœur	Cœur				
17	Non traitée	X	2	2	1 de chaque	200	200	100
22	Masterseal + Miracote	--	2	2	1 de chaque	200	200	100
23	Masterseal + Ambex Coat	--	2	2	1 de chaque	200	200	100
24	Sika Wrap 1000	X	2	2	1 de chaque	200	200	100

*Essai mécanique : SDT, compression simple et « Pundit »* - Deux niveaux charges ont été utilisés pour les échantillons de la structure *nord*. Puisque des doutes persistaient quant à la résistance spécifiée (d'origine) pour les bétons de colonnes, il a été décidé de considérer, dans le cas des

essais sur les carottes de la structure *nord*, deux différents niveaux de résistance, soit 28 MPa et 35 MPa. Les résultats préliminaires des travaux de Sanchez (2014) ayant indiqué que le niveau de charge avait une grande influence sur les résultats du SDT, il a été décidé d'utiliser un niveau de charge pour le SDT correspondant à 40% de la résistance de conception. Ainsi, les charges maximales utilisées lors de l'essai de SDT ont été de 11,2 MPa et de 14 MPa.

#### *Effet de divers paramètres sur les résultats du SDT*

Une analyse plus détaillée de l'effet de certains paramètres sur les résultats de l'essai SDT a également été effectuée. Les paramètres ci-après ont donc été évalués sur des carottes extraites des fondations massives et du tablier de l'échangeur : localisation des échantillons, l'effet du conditionnement des échantillons avant la mise à l'essai, la forme des échantillons (ratio longueur : diamètre et dimension), et la variation intrinsèque de l'essai. Ainsi, plusieurs carottes, 100 mm de diamètre, ont été prélevées dans un volume serré afin de limiter les variations au niveau de l'endommagement du béton au sein de l'élément échantillonné, et ce à même les portions exposées (extrémités) et non exposées (sous le tablier du pont) des bases massives supportant les colonnes en « Y » (Figures 3.17A à 3.17D). De plus, trois carottes métriques ont été prélevées verticalement au sein du tablier du pont (structure *nord*) (Figures 3.17E et 3.17F); des carottes de 100 et 150 mm de diamètres ont ensuite été extraites au sein de ces dernières par le personnel du ministère des transports.

Après l'extraction, les carottes prélevées au sein des bases massives ont été enveloppées dans une pellicule plastique et amenées au laboratoire. Elles furent ensuite soumises à différentes conditions, selon le type d'essai et de paramètre à évaluer (Tableau 3.13) :

- Condition A: les carottes enveloppées dans une pellicule plastique sont entreposées à 12°C avant d'être testées (afin d'arrêter la progression de l'endommagement associable à la RAS, et ce pour des questions de capacité d'essai); avant la mise à l'essai SDT, les carottes sont soumises à une période de re-saturation de 48 heures en chambre humide (protégée du ruissellement) à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  (selon CSA A23.2-14C);
- Condition B: les carottes enveloppées dans une pellicule plastique sont laissées sur le comptoir du laboratoire (à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ ) pendant une période de cinq semaines avant d'être mises à l'essai; aucune re-saturation des carottes n'est effectuée avant l'essai de SDT (carottes "drw");
- Condition C: les carottes sont déballées et laissées sur le comptoir du laboratoire (à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ ) pendant des périodes de cinq semaines ou neuf mois avant d'être mises à l'essai; aucune re-saturation des carottes n'est effectuée avant l'essai de SDT (carottes "dr");
- Condition D: les carottes sont déballées et laissées sur le comptoir du laboratoire (à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ ) pendant une période de cinq semaines; avant la mise à l'essai SDT, les carottes sont soumises à une période de re-saturation de 48 heures en chambre humide (protégée du ruissellement) à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  (carottes "rw").



Figure 3.17: Condition et prélèvement d'échantillons dans les différents éléments de l'échangeur Robert-Bourassa/Charest. A. Fissuration sévère dans la portion exposée d'une base massive supportant les colonnes en « Y ». B. Fissuration sévère et corrosion de l'acier d'armature dans la portion exposée d'une base massive. C et D. Prélèvement de carottes dans une base massive après la démolition des colonnes et du tablier du pont; cette portion de la base massive était protégée des intempéries par le tablier et est conséquemment moins endommagée. E et F. Extraction des carottes métriques dans le tablier de l'échangeur.

Tableau 3.13: Matrice d'essais de SDT sur des carottes prélevées au sein des bases massives et du tablier de l'échangeur Robert Bourassa - Charest.

Élément de béton <sup>1</sup>		Nombre de carottes par type d'étude									
		Effet de la localisation et de la forme de la carotte <sup>2</sup>				Effet du conditionnement de la carotte; différentes conditions				Effet de la forme de la carotte <sup>3</sup>	
		Couche de surface, L/D 2.0		Coeur de l'élément; L/D		Carottes enveloppées		Carottes déballées			
						A 12°C + resaturation	B 23°C, 5 semaines ("drw")	C 23°C, 5 semaines et 9 mois ("dr")	D 23°C, 5 semaines + resaturation ("rw")	Diamètre de la carotte (zone de surface)	
		2.0	1.8	1.6					100 x 200 mm	150 x 300 mm	
Base massive	Portions exposées	3	3	3	3	6	2	4 (2 + 2)	3	-	-
	Portions non exposées <sup>1</sup>	3	3	-	-	-	-	-	-	-	-
Tablier	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7	3

- 1 Les sections de la base massive qui a été échantillonnée étaient soit exposées ou protégées (sous le tablier) d'une exposition directe à la pluie ou la neige.
- 2 Toutes les carottes avaient un diamètre de 100 mm. Les échantillons pour les essais ont été obtenus à partir des portions variant entre 50 et 250 mm ou entre 250 et 450 mm à partir de la surface de l'élément de béton.
- 3 Les échantillons, soit de 100 ou 150 mm de diamètre, ont été extraits à partir des carottes métriques (direction verticale) qui elles-mêmes ont été extraits verticalement au sein du tablier du viaduc.

Après leur extraction du tablier du pont, les carottes métriques ont été apportées au laboratoire central du ministère des transports du Québec et sont demeurées à l'air libre dans le laboratoire à ( $23 \pm 2^\circ\text{C}$ ) pour quelques semaines. Des carottes ont alors été prélevées et soumises à la condition A décrite précédemment.

Ainsi, la matrice d'essais réalisés sur les carottes extraites des deux éléments structuraux en question est présentée au Tableau 3.13. En préparation des essais, les surfaces aux extrémités des carottes ont été préparées (coiffage au soufre ou meulage) et soumises, ou non, à une période de re-saturation de 48 heures en chambre humide (protégée du ruissellement) à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ .

### **3.3 Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcalis-silice (RAS) des granulats de béton recyclé (GBR)**

#### **3.3.1 Généralités sur le programme de travail - Thème III**

Le but de cette partie du projet est de contribuer au développement d'un programme de contrôle de la qualité des GBR, face au phénomène de l'alcali-réaction (Figure 3.18). Ces travaux sont effectués dans le cadre du programme de doctorat de M. Sean Beauchemin à l'Université Laval, toujours en cours au moment de la rédaction de ce rapport.

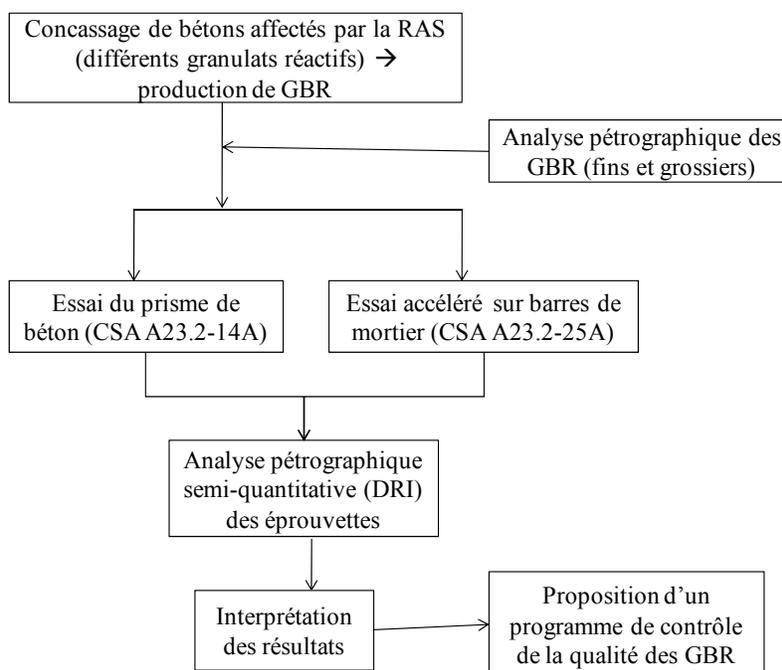


Figure 3.18 : Plan global – Évaluation du potentiel de RAS des GBR – Thème III.

### 3.3.2 Fabrication des granulats de béton recyclés

Les bétons « réactifs » suivants ont été récupérés et concassés de façon à produire des GBR :

- blocs (400 x 400 x 700 mm) provenant du site d'exposition extérieure de CANMET à Ottawa. Ces blocs avaient été confectionnés en laboratoire en 1993 et 1995, et ce en utilisant un dosage en ciment de  $420 \text{ kg/m}^3$ , un ciment à haute teneur en alcalis (0,90%  $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ ; Ciment Québec – St-Basile), un sable non réactif de composition granitique (Cantley, Québec) et quatre granulats réactifs différents (particules 5 – 20 mm) (voir Tableau 3.14; Figure 3.19). Après leur fabrication, ces blocs ont été placés sur un site d'exposition extérieure situé à Bells Corners (région d'Ottawa) pour une période de 15 ou 17 ans, période au cours de laquelle ils ont été suivis pour leur changement dimensionnel (Fournier et al. 2004a).
- Blocs provenant des bases massives, des colonnes en « Y » et du tablier de l'échangeur sud Robert Bourassa – Charest démolis en avril 2010 (voir Figure 3.20). Selon les dossiers du MTQ, le béton des bases massives avait une résistance de conception de 24 MPa à 28 jours, alors que le béton des colonnes en « Y » et du tablier avait été conçu de façon à obtenir une résistance en compression de 28 MPa à 28 jours. Ces bétons incorporaient un ciment à haute teneur en alcalis (vraisemblablement), un granulats calcaire siliceux réactif de la région de Québec et un sable de composition granitique (non réactif) également de la région de Québec.

Tableau 3.14 : Propriétés pétrographiques et physiques des granulats grossiers et du sable utilisés pour fabriquer les blocs à Ottawa. L'âge et le niveau d'expansion des blocs de béton au moment de leur démolition apparaissent également dans le tableau. On retrouve également les caractéristiques du calcaire non réactif (HP) qui a été utilisé pour la fabrication des séries 2 et 4 de prismes de béton, tel que décrit plus loin dans cette section.

Granulat	Provenance	Type de roche	Densité	Absorption (%)	Exp. (%) mortier accéléré		Exp. (%) Prismes de béton (1 an)	Niveau de réactivité	Expansion moyenne (%) des blocs au moment de leur démolition	
					14 j	28 j				
Réactif	Potsdam (PS)	Montréal (Québec)	Grès siliceux (orthoquartzite) (Pierre concassée)	2,57	1,15	0,093	0,193	0,130	Moyen	0,092 (15 ans) (moyenne 5 blocs)
	Bernier (BL)	St-Jean-sur-le-Richelieu (Québec)	Calcaire siliceux et argileux (Pierre concassée)	2,70	0,51	0,173	0,212	0,069	Moyen	0,193 (15 ans) (moyenne 5 blocs)
	Springhill (SL)	Fredericton (Nouveau-Brunswick)	Grauwacke (Pierre concassée)	2,70	0,50	0,463	0,700	0,217	Élevé	0,563 (17 ans) (moyenne 5 blocs)
	Alberta (AG)	Calgary (Alberta)	Grès, Calcaire, quartzite et pierre volcanique à grains fins (Gravier naturel)	2,61	0,89	0,360	0,603	0,090	Moyen	0,263 (15 ans) (moyenne 5 blocs)
Non réactif	Sable (control CANMET)	Cantley (Québec)	Dérivé d'un granite (Sable naturel)	2,70	0,81	0,065	0,085	0,001	Non-réactif	----
	High Purity (HP)	Port-au-port (Terre Neuve)	Calcaire pur (Pierre concassée)	2,68	0,44	0,005	---	0,001	Non réactif	---



Figure 3.19 : Blocs de béton utilisés pour la fabrication des GBR (série des blocs de CANMET). A. Disposition des blocs sur le site de CANMET. B. Condition typique d'un bloc incorporant le granulats AG. C. Condition typique d'un bloc incorporant le granulats BL. D. Condition typique d'un bloc incorporant le granulats SL. E. Condition typique d'un bloc incorporant le granulats PS. F. Destruction des blocs pour la fabrication des GBR.



Figure 3.20 : Blocs de démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest et utilisés pour la fabrication des GBR. A. Sections de colonnes en Y en cours de forage. B. Blocs de démolition prêts à être expédiés pour le concassage dans une carrière de la région de Sherbrooke. C et D. Blocs provenant des bases massives. On remarque des indices typiques et abondants de RAS (produits blanchâtres au niveau des surfaces de fractures de granulats). E et F. Blocs provenant du tablier.

Les blocs provenant du site de CANMET ont d'abord été brisés en fragments de dimension maximale de 100 mm à l'aide de marteaux piqueurs (Figure 3.19F), pour ensuite être introduits dans un concasseur à marteaux (installations de CANMET à Ottawa). Les particules ainsi obtenues, de forme cubique, ont été tamisées de façon à récupérer les fractions granulométriques suivantes : -20 + 14 mm, -14 + 10 mm, -10 + 5 mm, et < 5 mm.

Les blocs provenant de la démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest ont été concassés jusqu'à une dimension maximale de 100 mm par l'entrepreneur responsable des travaux de démolition de l'échangeur en question, et ce dans une carrière de la région de Sherbrooke. Les fragments ainsi obtenus ont alors été transportés et reconcassés/tamisés pour obtenir des particules de dimension < 20 mm dans les installations de CANMET à Ottawa.

### **3.3.3 Caractérisation du béton des blocs de CANMET et des GBR fabriqués à partir de ces blocs**

#### **3.3.3.1 Condition générale du béton**

Afin d'évaluer la condition du béton des blocs utilisés pour la fabrication de GBR, des carottes, de dimension 100 par 200 mm, ont été prélevées et leur résistance à la compression déterminée. De plus, une carotte de chaque série de blocs a été coupée longitudinalement et une des surfaces de coupe ainsi obtenue polie de façon à en effectuer l'examen pétrographique par la méthode du *Damage Rating Index (DRI)*.

#### **3.3.3.2 Propriétés physiques des GBR**

Les propriétés physiques (densité et absorption) des GBR ont d'abord été déterminées selon les exigences de la norme CSA A23.2-12A. La quantité de mortier résiduel (MR) présente au sein des particules de GBR est un paramètre primordial puisqu'il a une grande influence sur les propriétés du béton incorporant des GBR (Fathifazl et al. 2008). La méthode physico-chimique mise au point par Abbas et al. (2008) a d'abord été utilisée pour déterminer la teneur en MR des GBR (voir section 2.3.2.1). Toutefois, cette méthode s'est avérée plus ou moins efficace car elle ne permettait pas d'éliminer tout le MR des particules de GBR, plus particulièrement celles ayant un diamètre nominal supérieur à 14 mm. Une étape supplémentaire a donc été ajoutée à la fin de l'essai. Suite au dernier processus de séchage des particules de GBR, ces dernières sont passées dans un broyeur à rouleau. Cette opération ne doit pas contribuer à broyer les particules de GO mais plutôt à éliminer le MR friable qui a été gravement endommagé par les cycles de gel/dégel dans la solution de Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>. L'espace entre les rouleaux du concasseur doit donc être de plus de 20 mm afin de ne pas trop endommager les particules de granulat d'origine (GO). L'ajout de cette étape a donc permis d'éliminer la grande majorité de MR restant suite à la méthode originale proposée par Abbas et al. (2008).

### 3.3.4 Caractérisation du béton des différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest et des GBR fabriqués à partir des blocs de démolition

De nombreuses carottes, de dimension 100 par 200-600 mm, ont été prélevées dans les différents éléments de l'échangeur au moment de sa démolition. Ces carottes ont été soumises à différents essais, dont le SDT et le DRI, afin d'en déterminer l'état d'endommagement; ces travaux faisaient l'objet du Thème II de ce projet. De plus, les propriétés physiques (densité et absorption) et le pourcentage de mortier résiduel des GBR fabriqués à partir des blocs de démolition provenant du tablier (DVt), des colonnes (DVc) et des bases massive (DVb) de la structure ont été mesurés, tel que décrit à la section précédente.

### 3.3.5 Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR

Le potentiel de réactivité alcaline des GBR provenant des deux sources sélectionnées pour cette étude a été déterminé par l'entremise de l'essai accéléré sur barres de mortier (CSA A23.2-25A) et de l'essai sur prismes de béton (CSA A23.2-14A).

#### 3.3.5.1 Essai accéléré sur barres de mortier

##### *Séries d'essais de base*

Les barres de mortier pour cet essai incorporent des matériaux granulaires dont la granulométrie est comprise entre 150 µm et 5 mm. Ainsi, des éprouvettes de mortier comprenant les différents types de GBR sélectionnés pour cette étude ont été confectionnées, i.e. BL, AG, SL, PS, DVc, DVt, et DVb. Les deux types de matériaux granulaires suivants ont été utilisés pour les essais sur mortier : 1), *Fines de concassage* (< 5mm) récupérées lors du processus de concassage des fragments < 100 mm (i.e. processus menant à la fabrication des granulats grossiers (-20 + 5 mm) de GBR) dans les laboratoires de CANMET, et 2) *Fines de GBR* (< 5mm) produites par le broyage des particules de gros granulats -20 + 5 mm (travaux effectués à l'Université Laval).

Un ciment de type CSA GU à haute teneur en alcalis (0,90% Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>; Ciment Québec – St-Basile) a été utilisé dans la confection des mélanges de mortier. Les particules de GBR ont été utilisées dans les proportions suivantes: 0% (référence), 25% GBR, 50% GBR et 100% GBR. Pour les mélanges incorporant 25 et 50% de GBR, un granulats de composition granitique non réactif de la région d'Ottawa (sable non réactif CANMET) a été utilisé en combinaison avec les GBR, et ce selon les exigences granulométriques de la méthode d'essai.

##### *Étude interlaboratoire*

Afin de vérifier la variabilité de l'essai accéléré sur barres de mortier incorporant des GBR, une étude impliquant les participants suivants a été réalisée : Université Laval (organisateur de l'étude), Université Ryerson (Toronto), Université du Wyoming, Université de l'Orégon. Le

Tableau 3.15 présente la matrice des essais utilisée pour cette étude interlaboratoire. Le potentiel de réactivité alcaline des deux types de matériaux recyclés mentionnés précédemment ( *fines de concassage et fines de GBR*) a ainsi été évalué. Certains mélanges ont été évalués en duplicata afin de déterminer la variabilité intralaboratoire de cet essai. Le matériel granulaire « complémentaire », dans le cas des mélanges incorporant 25% et 50% de GBR, correspondait à un sable granitique non réactif de la région d'Ottawa (sable non réactif CANMET).

Tableau 3.15 : Matrice d'essai pour l'étude interlaboratoire.

GBR	Fines de concassage, fines de GBR
AG	100%
	50% , 50% (reprise)
	25%, 25% (reprise)
BL	100%
	50%, 50% (reprise)
	25%
PS	100%
	50%
	25%
SL	100%, 100% (reprise)
	50%
	25%

#### *Examen pétrographique des fines de concassage et des sables de GBR*

Dans le but de mieux comprendre la différence de comportement entre les *fines de concassage* et les *fines de GBR* lors de l'essais accéléré sur barres de mortier, l'examen pétrographique de ces deux types de matériaux a été effectué par analyse d'image. L'objectif de cette analyse était de comparer la proportion de particules de granulats d'origine (GO) et de mortier résiduel (MR) pour ces deux types de matériaux.

Ainsi, des lames minces ont été fabriquées pour les cinq fractions granulométriques décrites précédemment (pour les *fines de concassage* ainsi que pour les *fines de GBR*). Ces lames minces sont fabriquées grâce à un moule de silicone de 50 par 75 mm et 25 mm de hauteur qui est rempli de particules fines de toutes les fractions granulométriques. Une résine époxyde est ensuite coulée afin de remplir le moule et ainsi produire un petit "bloc" solide. Après 24 heures, les blocs sont coupés en leur centre dans le sens parallèle à la surface, et ce, en utilisant une fine scie diamantée. Un des deux sous-blocs ainsi obtenu est alors collé sur une plaque de verre et est ensuite graduellement aminci et poli jusqu'à une épaisseur de 30 microns. Finalement, la section polie est couverte d'un vernis afin de protéger l'échantillon (Figure 3.21).

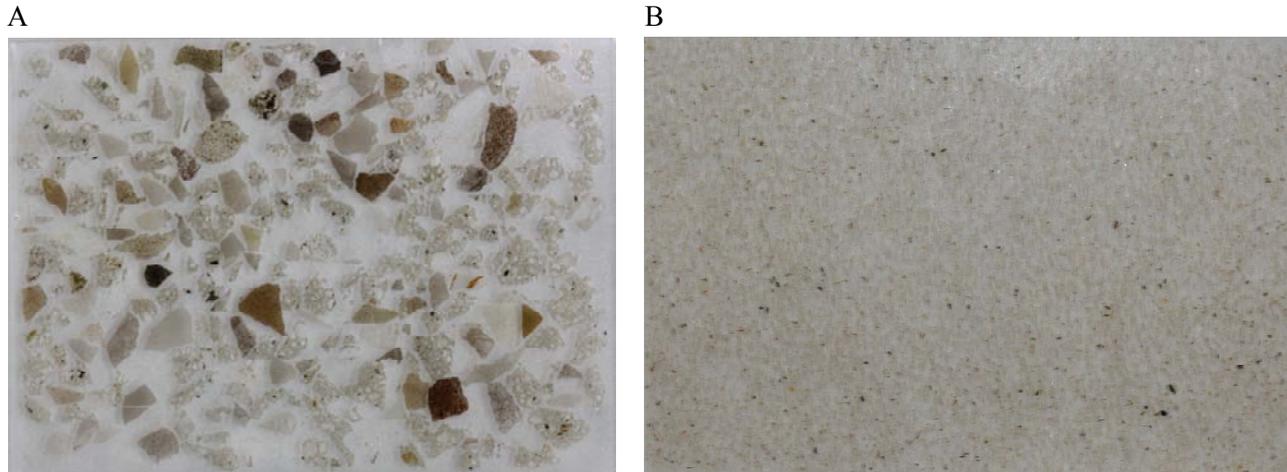


Figure 3.21 : Lames minces fabriquées à partir de fractions granulométriques des particules fines de GBR utilisées pour l'essai accéléré sur barres de mortier. A. Particules entre 5 et 2,40 mm. B. Particules entre 0,15 et 0,30 mm. La dimension de la lame illustrée ici est de 25 par 50 mm.

Une série de micrographies ont ensuite été prélevées sur chacune des lames minces. Les photos sont ensuite importées dans ARCGIS, logiciel habituellement utilisé par les géoscientifiques pour produire différents types de cartes. Une mosaïque est ensuite produite avec les séries de photos de chaque fraction granulométrique en utilisant des points de référence communs entre les photos. Chaque mosaïque comporte au moins 300 particules de chaque fraction granulométrique, tel que recommandé par CSA A23.2-15A. L'étape finale consiste à effectuer un traitement par segmentation de l'image. Le logiciel possède une fonction permettant à l'utilisateur de séparer le MR des GO. Cette fonction consiste à ajouter des couches de travail sur la mosaïque pour que l'utilisateur puisse tracer le contour de chaque type de matériau avec un crayon digital, par exemple le MR et les GO des particules de GBR (Figure 3.22). Une fois ce travail complété, le logiciel peut facilement calculer l'aire occupée par chaque type de matériau, et ce pour chaque fraction granulométrique analysée.

Le % de mortier résiduel est alors obtenu selon l'équation 3.1, i.e. en utilisant l'aire mesurée (par analyse d'image) du mortier résiduel ( $A_{MR}$ ) et des granulats d'origine ( $A_{GO}$ ) et la densité brute ( $d_b$ ) des matériaux, i.e.  $d_b$  du mortier résiduel ( $d_{MR} = 1.8$ ) et des différents granulats d'origine ( $d_{GO}$ ), et ce pour une épaisseur infinitésimale, tel que suggéré par Abbas et al. (2008) et Gholamreza (2007) et selon la formule suivante :

$$\% \text{ MR} = \frac{D_{MR} * A_{MR}}{d_{MR} * A_{MR} + d_{GO} * A_{GO}} \quad \text{équation 3.1 (Abbas et al. 2008, Gholamreza 2007)}$$

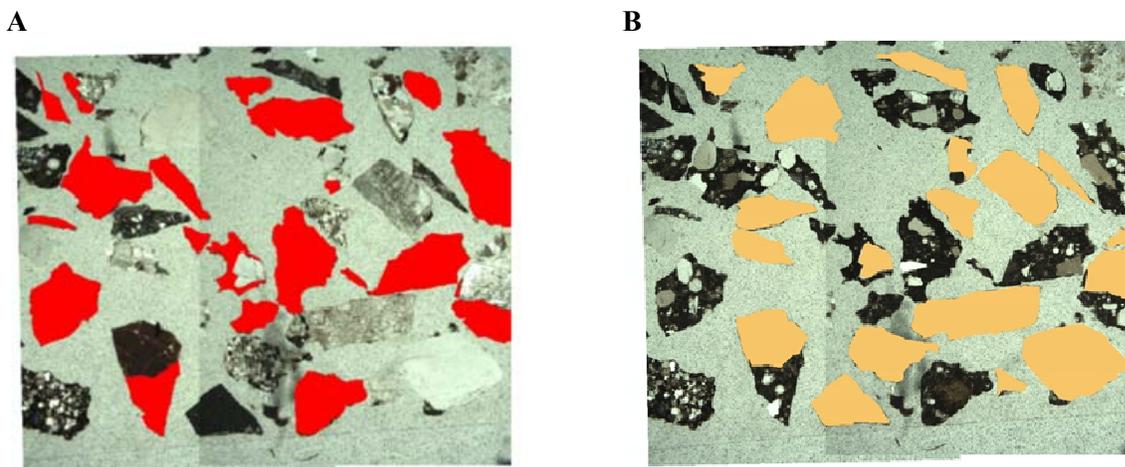


Figure 3.22: Exemple de segmentation des différentes particules de GBR, MR (A) et GO (B) pour le sable de l'Alberta (AG) (lames minces incorporant des particules de dimension 2,36-1,19 mm). Seules les particules apparaissant entièrement sur la photographies sont traitées.

### 3.3.5.2 Essai sur prismes de béton

#### *Ingrédients*

L'essai sur prismes de béton a été réalisé en accord avec les exigences de la norme CSA A23.2-14A (dosage en ciment de 420 kg/m<sup>3</sup>). Des prismes comprenant les différents GBR grossiers décrits précédemment ont été fabriqués, soit BL, AG, SL, PS, DVc, DVt, DVb. Un ciment de type CSA GU à haute teneur en alcalis (0,90% Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub>; Ciment Québec – St-Basile) a été utilisé dans la confection des mélanges de béton. La teneur en alcalis des mélanges a été rehaussée à 1,25% Na<sub>2</sub>O<sub>eq</sub> par rapport à la masse de ciment dans le mélange, et ce en ajoutant du NaOH à l'eau de gâchage. Un sable naturel non-réactif de composition granitique provenant de la région de Québec est ajouté aux mélanges.

#### *Préparation des échantillons de béton*

Cinq séries d'éprouvettes de béton ont été préparées afin d'évaluer l'influence des propriétés des GBR, notamment l'absorption et la proportion de MR, sur l'expansion du béton lors de l'essai. Ainsi, les différents paramètres présentés ci-après ont été considérés.

*Série 1* – Chaque particule de GBR est considérée comme une particule de granulat à part entière, i.e. que la proportion de MR n'est pas considérée dans la formulation. La quantité d'eau correspondant au pourcentage d'absorption des granulats est toutefois ajoutée à celle prévue pour l'hydratation du ciment. Les granulats grossiers (GBR et HP) sont ainsi utilisés à l'état sec lorsqu'ajoutés au malaxeur au moment de produire le béton. La proportion de granulats grossiers et fin a été ajustée à 60 : 40, tel que recommandé par la norme CSA A23.2-14A.

*Série 2* – Aucune particule de GBR n’est utilisée dans cette série de mélanges. Ainsi, la fraction des particules de GBR correspondant au granulat d’origine, mesurée par la méthode physico-chimique décrite à la section 3.3.3.2, est remplacée par le même granulat d’origine (GO) mais vierge (i.e. non affecté par la RAS), alors que la fraction correspondant au mortier résiduel est remplacée par un granulat calcaire de haute pureté (inerte). Les proportions granulaires sont ajustées pour chaque portion granulométrique utilisées pour la confection des prismes de béton. Ces granulats grossiers (GO et HP) sont utilisés à l’état sec et la quantité d’eau d’absorption de ces granulats est ajoutée à celle prévue pour l’hydratation du ciment. La proportion de granulats grossier et fin a été ajustée à 60 : 40, tel que recommandé par la norme CSA A23.2-14A.

*Série 3* – Reprise de la série 1, mais le GBR est cette fois-ci utilisé à l’état saturé et superficiellement sec (SSS). De plus, la quantité de granulats grossiers à ajouter au mélange est calculée selon la méthode ASTM C29, qui utilise la masse pilonnée à sec des granulats grossiers afin de déterminer la proportion de granulats grossiers à incorporer au mélange de béton. Un volume de gros granulat correspondant à une valeur de 0,68 du volume unitaire pilonné à sec a été utilisé pour les mélanges de béton de GBR.

*Série 4* – Reprise de la série 2, mais les granulats grossiers sont utilisés à l’état saturé et superficiellement sec (SSS). Dans le cas des mélanges de comparaison pour les GBR produits à partir de l’échangeur Robert Bourassa – Charest, la fraction des particules de GBR correspondant au granulat d’origine (GO) est remplacée par un granulat calcaire siliceux provenant d’une carrière de la région de Québec et échantillonné en 2010. Il est impossible de confirmer que ce granulat provient de la même carrière que celui utilisé pour la construction de l’échangeur Robert Bourassa – Charest au milieu des années 60s, ou que son niveau de réactivité soit identique. Toutefois, l’ensemble des granulats calcaires produits dans les différentes carrières de la région de Québec proviennent d’une épaisse couche relativement homogène de la formation de Neuville (Groupe de Trenton), et ils sont pétrographiquement semblables d’une carrière à une autre.

*Série 5* – Contrôle – Il s’agit de la série d’éprouvettes de référence composée à 100% de particules de granulats d’origine vierge (i.e. non affectés par la RAS).

Les proportions de GBR (particules 5 – 20 mm) correspondant à 25, 50 et 100% de la masse totale du granulat grossier ont été sélectionnées afin d’évaluer l’impact de la dilution des particules de GBR par un granulat non réactif sur le potentiel de réactivité alcaline des bétons de GBR. Le Tableau 3.16 résume les différentes séries d’éprouvettes ainsi préparées en laboratoire.

#### *Prises de mesure*

Les mesures d’expansion ont été effectuées périodiquement selon une échelle de temps pré-établie, i.e. 1, 2, 4, 8, 13, 18, 26, 39 et 52 semaines. La masse de chaque prisme a été également mesurée comme élément complémentaire au contrôle de la qualité lors de l’essai.

Tableau 3.16: Matrice des mélanges de béton.

Série	Contenu en GBR dans le mélange <sup>1</sup>						
	GBR préparés à partir des blocs de béton provenant du site de CANMET <sup>2</sup>				GBR provenant de la démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest <sup>3</sup>		
	BL	SL	PS	AG	DVb	DVc	DVt
1	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%
2	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%	25, 50, 100%	---	---	---
3	100%	100%	100%	50, 100%	50, 100%	50, 100%	50, 100%
4	100%	100%	100%	100%	25, 50, 100%		
5	0% de GBR (100% du granulat d'origine vierge)				0% de GBR (100% du granulat d'origine vierge)		

- 1 Les séries 2 et 4 ne contiennent aucune particule de GBR. Les proportions de granulat d'origine (GO) et de MR des GBR, mesurées en laboratoire, ont ainsi été remplacées respectivement par des particules de granulat d'origine vierge (non affecté par la RAS) et de calcaire de haute pureté non réactif.
- 2 Les GBR de cette série ont été produits à partir de blocs de béton conservés à l'extérieur pour une période de 15 à 17 ans, et incorporent les granulats d'origine BL, SL, PS et AG.
- 3 Les GBR de cette série ont été produits à partir de blocs de démolition de colonnes (DVc), du tablier (DVt) et des bases massives (DVb) de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.

## 4. RÉSULTATS DES TRAVAUX

Ce chapitre résume les principaux résultats obtenus lors des travaux réalisés dans le cadre des différents thèmes de ce projet de recherche. Les résultats détaillés obtenus pour le thème I du projet sont présentés dans la thèse de doctorat de M. Leandro Sanchez (Sanchez 2014); ce document comprend également les résultats de travaux portant sur le thème II du projet (application à une structure en service – l'échangeur Robert-Bourassa - Charest), alors que la compilation globale des résultats de ce thème fait partie intégrante de ses études post-doctorales réalisées conjointement à l'Université Laval et à l'Université McGill. Les résultats des travaux de M. Sanchez ont également fait l'objet de six articles publiés ou soumis dans des revues scientifiques (Sanchez et al. 2014a à 2014d, 2015a et 2015b). Les travaux portant sur le thème III de ce programme de recherche font l'objet du projet de doctorat de M. Sean Beauchemin, toujours en cours à l'Université Laval; toutefois, les principaux résultats obtenus par M. Beauchemin sont présentés dans la troisième partie de ce chapitre.

### 4.1 Thème I - Outil d'investigation des structures affectées par la RAG

#### 4.1.1 Principaux résultats – Thème I, Partie 1 (optimisation des paramètres d'essais)

##### 4.1.1.1 Expansion des éprouvettes de béton

La Figure 4.1 présente les courbes moyennes d'expansion en fonction du temps des cylindres incorporant les granulats réactifs Tx (sable du Texas) et NM (gravier du Nouveau-Mexique) (25 à 45 MPa). On remarque que les éprouvettes de béton incorporant ces granulats réactifs ont subi une expansion rapide avec un plafonnement de l'expansion aux environs de 0,30% (Tx) et 0,23% (NM), phénomène sans doute en partie associable au lessivage des alcalis du béton sous les conditions de conservation des éprouvettes en laboratoire.

L'examen de la Figure 4.1 nous amène à constater qu'il n'existe aucune différence significative au niveau de la cinétique du développement de l'expansion du béton selon la nature du béton impliqué, i.e. de 25 à 45 MPa. Ces résultats sont à la fois intéressants et surprenants. La quantité totale en alcalis de ces bétons variaient entre 3,90 to 5,3 kg/m<sup>3</sup>, ce qui aurait pu/du avoir un impact sur la cinétique de la réaction ou sur le niveau ultime d'expansion atteint. Toutefois, ces mélanges ont été conçus avec le même volume de granulats et de pâte et avec des rapports eau : ciment variant entre 0,37 et 0,61. Ceci suggère donc qu'il n'y a pas que la teneur en alcalis mais également les autres caractéristiques du mélange de béton qui peuvent influencer le développement de l'expansion associable à la RAS.

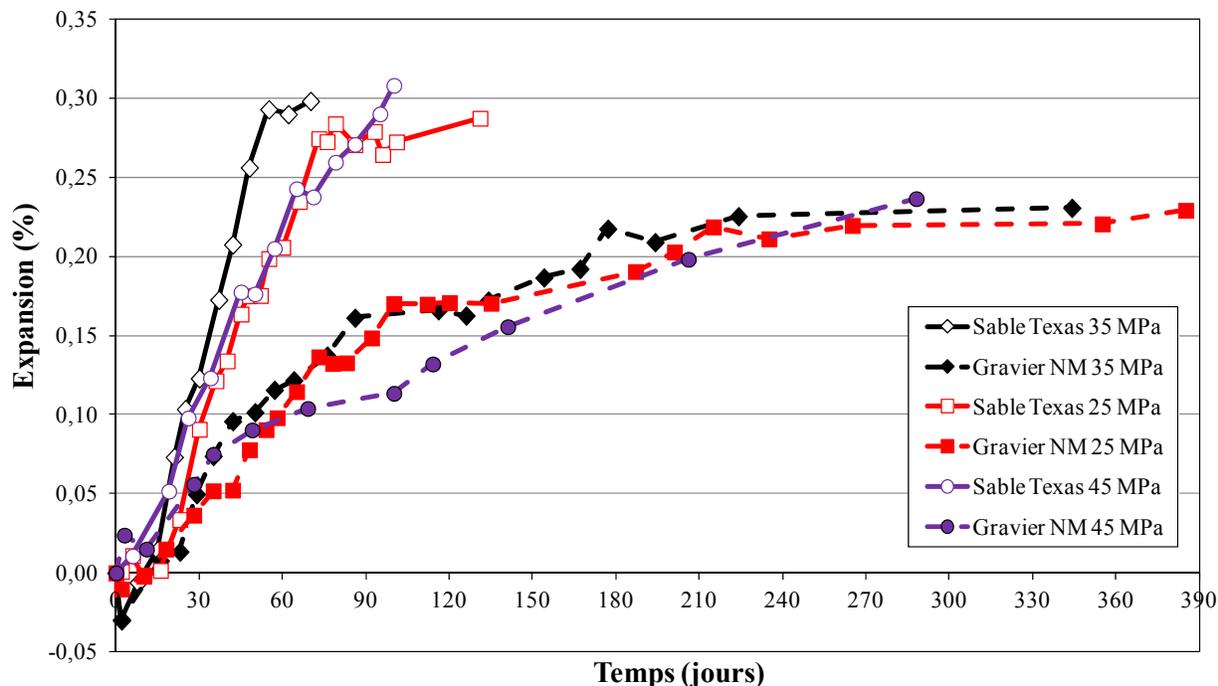


Figure 4.1 : Courbes d'expansion, en fonction du temps, des éprouvettes de béton (25, 35 et 45 MPa) incorporant les granulats réactifs Tx (+ gros granulat non réactif HP) et NM (+ sable non réactif Lav).

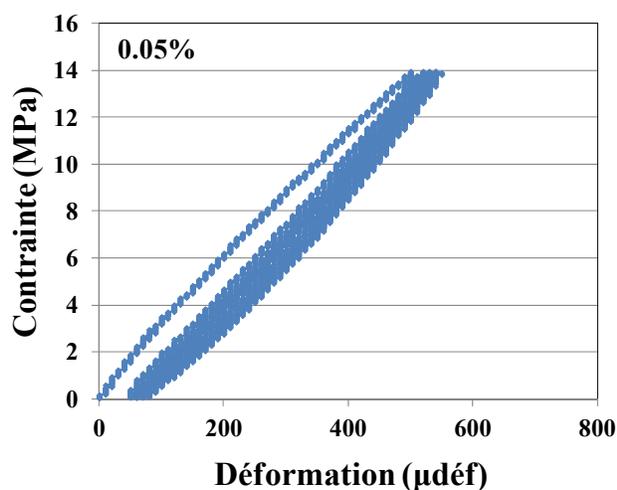
#### 4.1.1.2 *Stiffness Damage Test (SDT)*

Rappelons que cet essai était jusque là réalisé en utilisant une charge fixe de 5,5 MPa (Crisp et al. 1993) ou 10 MPa (Smaoui et al. 2004). Ces derniers ont proposé les paramètres d'analyses suivants pour l'évaluation de l'endommagement du béton affecté de RAS à l'aide du SDT : 1), Aire de l'hystérésis (HA) du 1<sup>er</sup> cycle de chargement/déchargement, et 2), Déformation plastique accumulée au cours des 5 cycles de chargement-déchargement. De plus, ces auteurs ont obtenu des résultats plutôt variables lorsque différents types de granulats réactifs étaient utilisés.

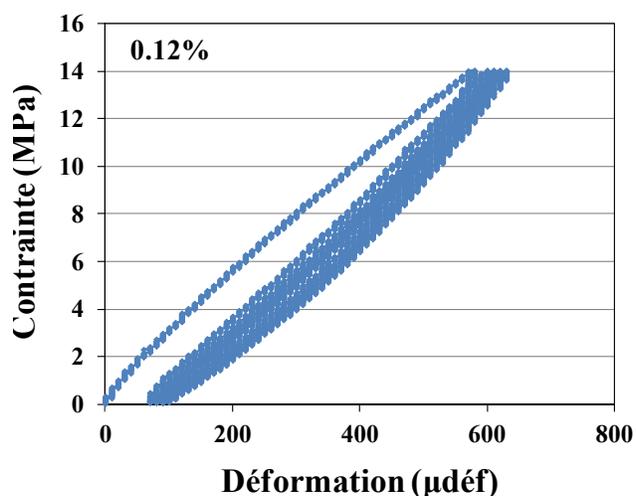
##### *Paramètres critiques du SDT*

Un exemple de résultats obtenus par Sanchez (2014) lors de l'essai du *SDT* est présenté à la Figure 4.2, pour un béton de 35 MPa incorporant le gravier NM, et ce pour les niveaux d'expansion de 0,05, 0,12 et 0,20%. Ces graphiques montrent une augmentation de l'aire d'hystérésis et de la déformation plastique, de même qu'une réduction du module d'élasticité (pente des courbes sur le graphique qui s'affaisse progressivement vers la droite) lors des 5 cycles de chargement-déchargement en fonction de l'augmentation de l'expansion des échantillons.

A – SDT, 5 cycles; expansion 0,05%



B – SDT, 5 cycles; expansion 0,12%



C – SDT, 5 cycles; expansion 0,20%

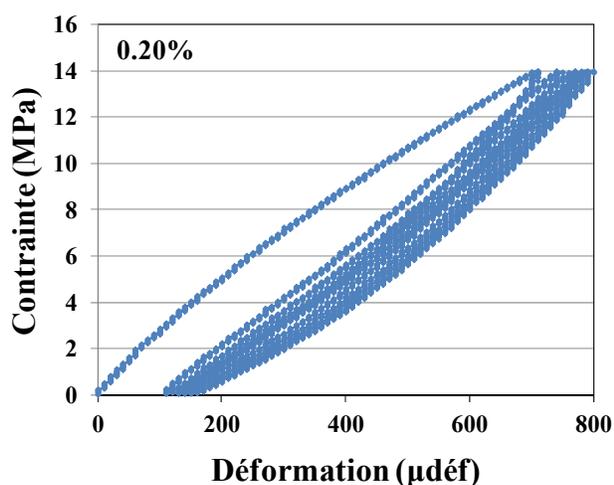
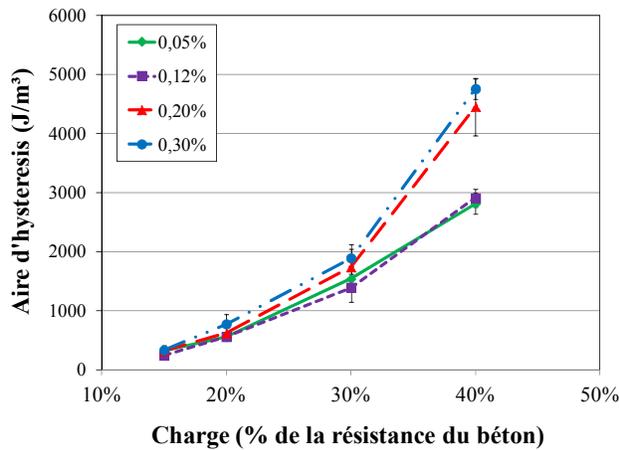


Figure 4.2: Courbes typique “contrainte-déformation” obtenues lors de l’essai SDT pour les échantillons de béton incorporant le gravier NM, et ce à différents niveaux d’expansion (0,05 (A) à 0,20% (C)). Les essais ont été effectués jusqu’à un niveau de charge maximum correspondant à 14 MPa.

La Figure 4.3 présente les résultats des paramètres critiques du SDT déterminés par Sanchez (2014) lorsque l’essai est effectué avec quatre niveaux de charge (15 à 40% de la résistance de conception) et quatre niveaux d’expansion (jusqu’à 0,30%) sur des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx. La Figure 4.4 illustre les mêmes paramètres pour 3 niveaux d’expansion d’un béton de 25 MPa incorporant le gravier réactif NM. Chaque point sur les graphiques représente la moyenne obtenue sur trois cylindres testés aux différents niveaux d’expansion sélectionnés (e.g.  $0,05 \pm 0,01\%$ ,  $0,12 \pm 0,01\%$ , etc.). Des barres verticales indiquent la variation des résultats et correspondent à un écart-type de part et d’autre de la moyenne. On y retrouve les valeurs d’aire d’hystérésis (HA) et de déformation plastique (PD) obtenues sur 5 cycles, de même que le module d’élasticité (ME) correspondant à la moyenne obtenue lors des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles. Des résultats très semblables à ceux illustrés aux Figures 4.3 et 4.4 ont été obtenus pour des essais réalisés à différents niveaux d’expansion pour des bétons de 35 et 45 MPa. La base de données complète pour les essais de SDT est présentée dans Sanchez (2014) et Sanchez et al. (2014a).

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

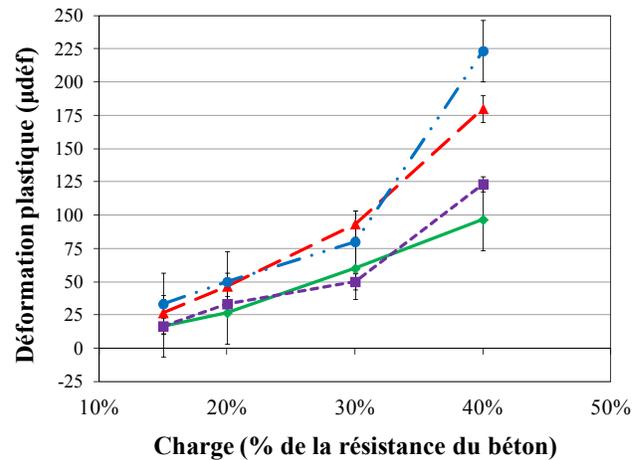
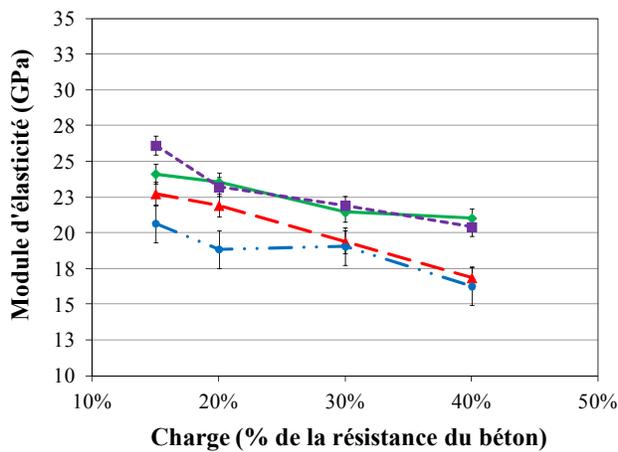
C – ME, moyenne 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

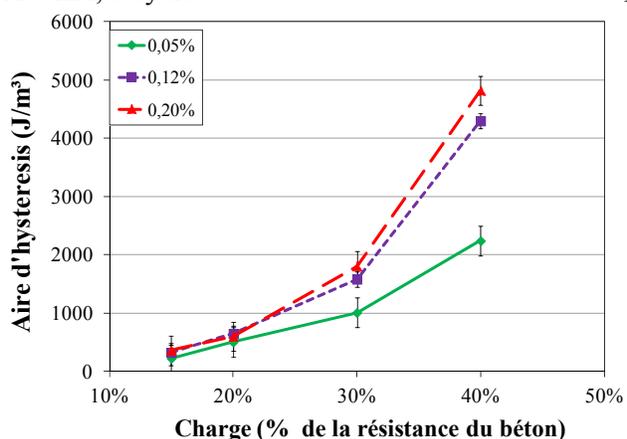
Figure 4.3 : Réponse des différents paramètres du SDT en fonction de la charge appliquée (% de la résistance de conception à 28 jours) pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx et affectés à divers degrés par la RAS ( $\neq$  niveaux d'expansion).

A. Aire d'hystérésis (HA;  $J/m^3$ ). B. Déformation plastique (PD; microdéformations). C. Module d'élasticité (ME; GPa). La légende commune est présentée en (A).

Il apparaît clairement à l'examen des figures 4.3 et 4.4 que pour les bétons incorporant les granulats réactifs Tx et NM, des différences claires n'ont été obtenues, pour les paramètres HA et PD en fonction d'une expansion croissante des éprouvettes, que pour des niveaux de chargement correspondant à 30% ou encore mieux 40% de la résistance de conception à 28 jours. Ceci suggère qu'un tel niveau de chargement est nécessaire pour identifier de façon diagnostique le niveau d'endommagement interne associable à la RAS. Une augmentation plus drastique des valeurs de HA et PD a d'ailleurs été observée pour les éprouvettes ayant atteint un fort niveau d'expansion (i.e. 0,20/0,30% pour le sable Tx, et 0,12/0,20% pour le gravier NM) lorsqu'un niveau de charge de 40% a été utilisé (Figures 4.3A et 4.3B; 4.4A et 4.4B).

Pour ces deux types de mélanges, une chute régulière du module d'élasticité (ME) a plutôt été observée en fonction de l'augmentation de l'expansion, des pentes relativement semblables étant obtenues pour les séries correspondant à différents pourcentages d'expansion en fonction des niveaux de charge appliqués lors de l'essai.

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

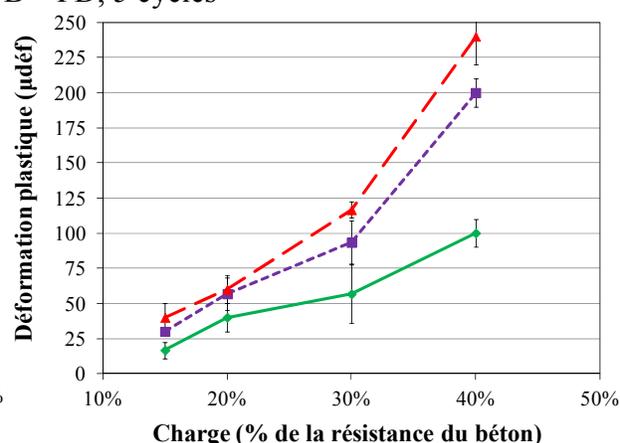
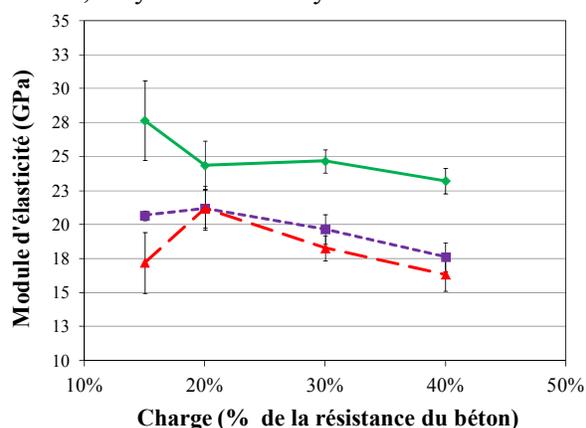
C – ME, moyenne 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

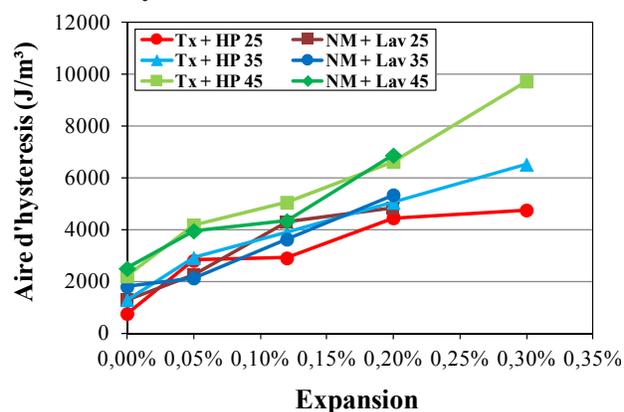
Figure 4.4 : Réponse des différents paramètres du SDT en fonction de la charge appliquée (% de la résistance de conception à 28 jours) pour des bétons de 25 MPa incorporant le gravier réactif NM et affectés à divers degrés par la RAS ( $\neq$  niveaux d'expansion).

A. Aire d'hystérésis (HA;  $J/m^3$ ). B. Déformation plastique (PD; microdéformations); C. Module d'élasticité (ME; GPa). La légende commune est présentée en (A).

Une analyse statistique détaillée des résultats obtenus dans le cadre de cette étude (méthode ANOVA), et dont les résultats sont présentés dans Sanchez (2014) et Sanchez et al. (2014a), a permis de déterminer que l'aire d'hystérésis au cours des 5 cycles de chargement-déchargement était un paramètre statistiquement supérieur à l'utilisation de la valeur de HA après seulement 1 cycle, tel que proposé par Smaoui et al. (2004a).

Les résultats des différentes séries d'essais réalisées sur des bétons de 25 à 45 MPa incorporant le sable Tx (séries Tx + HP) et le gravier NM (séries NM + Lav) sont présentés à la Figure 4.5. Malgré certaines variations inhérentes liées à ce type d'essais, les données montrent des tendances claires d'augmentation des valeurs de HA et de PD en fonction de l'expansion du béton, et ce pour des bétons incorporant des granulats fin (Tx) ou grossier (NM) réactifs et des formulations semblables. Le module d'élasticité démontre pour sa part un comportement plus variable à court terme en fonction de la nature du béton; toutefois, les différents bétons montrent des chutes plutôt semblables et très importantes aux niveaux d'expansion supérieurs (0,20 à 0,30%).

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

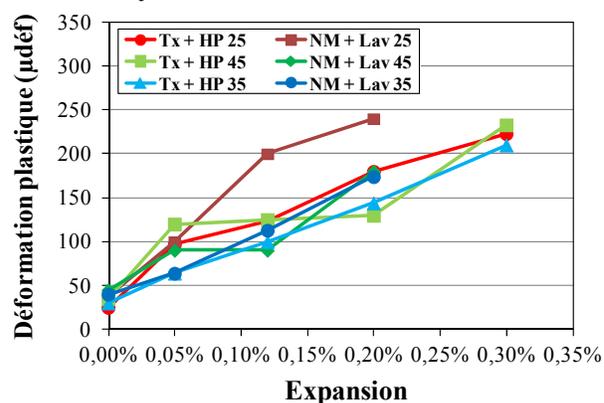
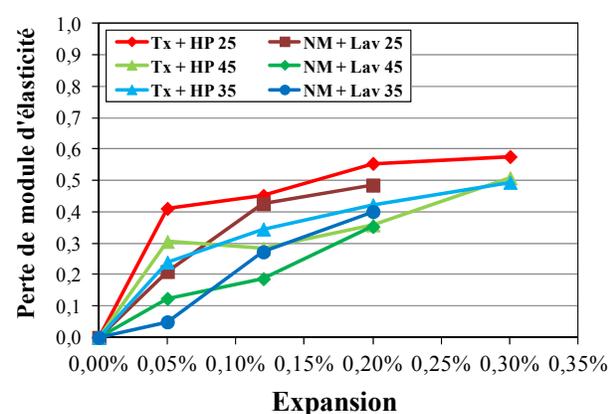
C – ME, moyenne 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.5 : Effet du type de granulat réactif [gros granulat NM (séries NM + Lav) vs sable Tx (séries Tx + HP)] sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 25, 35 et 45 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours et affectés à divers degrés par la RAS ( $\neq$  niveaux d'expansion).

A. Aire d'hystérésis (HA;  $J/m^3$ ). B. Déformation plastique (PD; microdéformations). C. Module d'élasticité (ME; Gpa) calculé en fonction du % de la valeur obtenue sur un échantillon de contrôle (expansion 0%) au même âge.

### Impact du niveau de charge sur les résultats du SDT

L'impact du choix d'un niveau de chargement fixe de 10 MPa lors de l'essai SDT (Smaoui et al. 2004a), ou d'une charge correspondant à une proportion de la résistance de conception (Sanchez 2014) se voit clairement dans les résultats présentés au Tableau 4.1. On remarque en effet que l'aire d'hystérésis obtenue pour les bétons incorporant le sable réactif Tx varie de 870 à 2902  $J/m^3$  (expansion 0,12%) et de 1163 à 4448  $J/m^3$  (expansion 0,20%) selon le type de béton (25 à 45 MPa); des résultats très semblables sont obtenus également avec le gravier réactif NM. Ainsi, il apparaît que la sélection d'un niveau de charge « trop faible », selon la nature du béton à tester, peut entraîner une interprétation fort différente, voire erronée, des résultats de l'essai SDT.

Il apparaît également important d'examiner les résultats obtenus pour des échantillons de béton de référence, i.e. n'ayant subi aucune expansion significative associable à la RAS ( $< 0,01\%$ ) (Tableau 4.2). On peut ainsi remarquer qu'en passant de bétons de 25 à 45 MPa, une augmentation prévue du module d'élasticité du béton est observée, de même que de la quantité d'énergie dissipée (HA) et de la déformation plastique (DP) pour chaque série d'échantillons de béton. Une augmentation significativement plus importante des valeurs de HA est observée par rapport à PD, ce qui suggère que le développement de l'aire d'hystérésis est plus sensible aux

caractéristiques et propriétés microstructurales des bétons testés. La variation dans ces valeurs de base de HA, PD et ME peut être attribuée aux propriétés des granulats du béton, à la qualité de la liaison pâte-granat, aux valeurs de e/c, à la forme et la rugosité des particules de granulats, etc. Il est important de garder cela en tête lors de l'analyse de résultats obtenus pour différents types de bétons plus ou moins affectés par la RAS et incorporant différents types de granulats.

Tableau 4.1 : Comparaison des résultats du SDT lorsque des niveaux fixe (10 MPa) ou variable (20 à 40% de la résistance de conception) de chargement sont utilisés lors de l'essai. La zone ombragée correspond au niveau de charge proposé par l'approche de Smaoui et al. (2004a), i.e.  $\approx 10$  MPa.

Résistance en compression de conception (MPa)	Niveau de chargement		Aire d'hystérésis des 5 cycles (J/m <sup>3</sup> )			
	(% de la résistance de conception)	MPa	Expansion 0,12%		Expansion 0,20%	
			Sable Tx	Gravier NM	Sable Tx	Gravier NM
25	15%	3,8	240	318	313	357
	20%	5,0	555	643	618	598
	30%	7,5	1387	1576	1735	1803
	40%	10,0	2902	4293	4448	4818
35	15%	5,3	367	344	386	406
	20%	7,0	764	589	810	778
	30%	10,5	1889	1687	2353	2255
	40%	14,0	3882	3627	5045	5340
45	15%	6,8	500	473	603	533
	20%	9,0	870	762	1163	1049
	30%	13,5	2110	2346	2425	2968
	40%	16,0	5055	4333	6628	6869

Tableau 4.2: Données de SDT obtenues pour des bétons de référence (expansion < 0,01%).

Mélange de béton / Paramètres du SDT	Tx sand			NM gravel		
	25 MPa	35 MPa	45MPa	25 MPa	35 MPa	45 MPa
Aire d'hysteresis; 5 cycles (J/m <sup>3</sup> )	758	1287	2211	1290	1800	2500
Déformation plastique; 5 cycles ( $\mu$ déformation)	25	30	35	38	40	45
Module d'élasticité (GPa); moyenne des 2 <sup>e</sup> et 3 <sup>e</sup> cycles	34	37	39	28	31	32

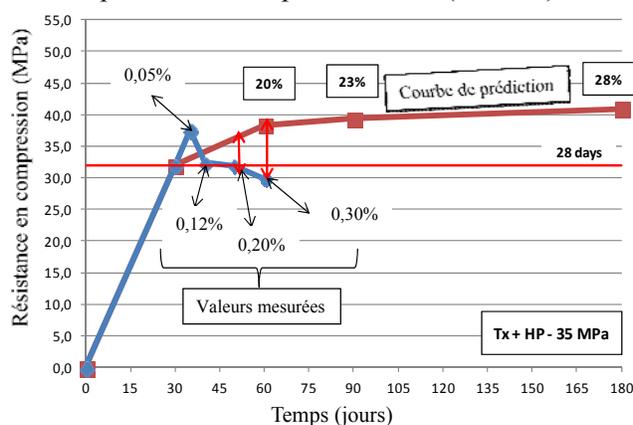
À la lumière des résultats présentés précédemment, qui indiquent l'importance du niveau de chargement utilisé lors de l'essai SDT, une analyse approfondie des paramètres diagnostiques du SDT a été réalisée. En premier lieu, l'évolution de la résistance en compression a été mesurée sur des séries d'éprouvettes de béton de 35 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif

NM. Ainsi, la résistance en compression d'éprouvettes fabriquées à partir des bétons réactifs a été déterminée après que celles-ci aient atteint des niveaux d'expansion variant entre 0,05 et 0,20 (NM) / 0,30% (Tx). Des bétons non réactifs (pierre Dia et sable Lav), également de 35 MPa, ont aussi été fabriqués et les éprouvettes issues de ce mélange conservées dans des conditions semblables aux bétons réactifs; leur résistance en compression fut déterminée après 30, 60, 90 et 180 jours de mûrissement (38°C et 100% H.R.).

Les résultats obtenus pour les bétons non réactifs montrent qu'une augmentation non négligeable de résistance en compression est obtenue (par rapport à la valeur obtenue à 28 jours) après 60 jours (+20%), 90 jours (+23%) et 180 jours (+28%) de mûrissement. Cette tendance à la hausse, illustrée par les courbes de « prédiction » aux Figures 4.6A et 4.6B, a été adoptée comme étant le comportement de référence pour l'évolution de la résistance en compression des éprouvettes conservées sous les conditions d'essais en laboratoire. Les valeurs de résistance en compression obtenues sur les éprouvettes réactives après différents niveaux d'expansion sont également illustrées sur les figures 4.6A et 4.6B. Il apparaît donc que des chutes non négligeables de résistance en compression ont été obtenues avec l'augmentation de l'expansion associable à la RAS. Les écarts suivants ont été obtenus pour les deux types de mélanges (Tx et NM) :

- +7% (en fait un gain de résistance à 0,05% d'expansion !) jusqu'à -13% (0,20% d'expansion) et -22% (0,30% d'expansion); bétons incorporant le sable réactif Tx.
- +4% (également un gain de résistance à 0,05% d'expansion !) jusqu'à -23% (0,20% d'expansion); bétons incorporant le gravier réactif NM.

A - Compression vs temps – Tx + HP (35 MPa)



B - Compression vs temps – NM + Lav (35 MPa)

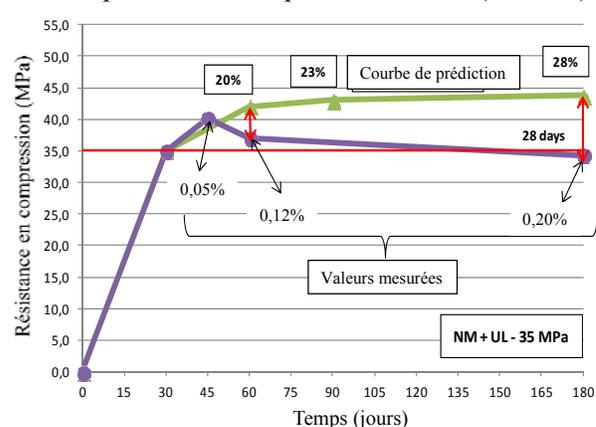


Figure 4.6: Évolution de la résistance en compression en fonction du temps pour des échantillons de béton non réactifs et des échantillons de béton réactifs incorporant le sable Tx (A) et le gravier NM (B).

Il est intéressant de constater que l'écart obtenu entre les deux types de mélanges est principalement lié à la différence du taux de réaction observé entre ces deux granulats réactifs. Ainsi, les niveaux d'expansion sélectionnés ont été atteints de façon beaucoup plus rapide dans le

cas de sable réactif Tx que pour le gravier réactif NM (voir Figure 4.1), ce qui a engendré un écart de « maturité » entre les bétons réactifs et non réactifs au moment de la détermination de la résistance en compression (voir Figures 4.6A vs 4.6B).

Ainsi, considérant les implications pratiques que ces observations peuvent avoir sur le choix que doivent faire les ingénieurs concernant les conditions d'essais des échantillons prélevés dans des structures de béton en service, les résultats obtenus, lorsque des bétons sont testés par l'entremise du SDT selon les 4 scénarios présentés au Tableau 4.3 et décrits ci-après, sont comparés :

1. Niveau de chargement des éprouvettes fixé à 10 MPa (selon Smaoui et al. 2004a);
2. Niveau de chargement des éprouvettes correspondant à 40% de la résistance de conception du béton (à 28 jours); cette option s'avère parfois difficile à mettre en pratique compte-tenu de la difficulté de retrouver cette information pour les structures âgées (+ 20 ans);
3. Niveau de chargement des éprouvettes correspondant à 40% de la résistance déterminée à partir d'un béton non détérioré de même âge (provenant par exemple d'une composante structurale semblable mais non (ou moins) détériorée de la même structure); il est reconnu que les propriétés mécaniques d'un béton « sain » en service vont s'améliorer avec le temps (hydratation continue) et devraient être supérieures à celles obtenues pour un béton à 28 jours;
4. Niveau de chargement des éprouvettes correspondant à 40% de la résistance du béton endommagé en cours d'analyse.

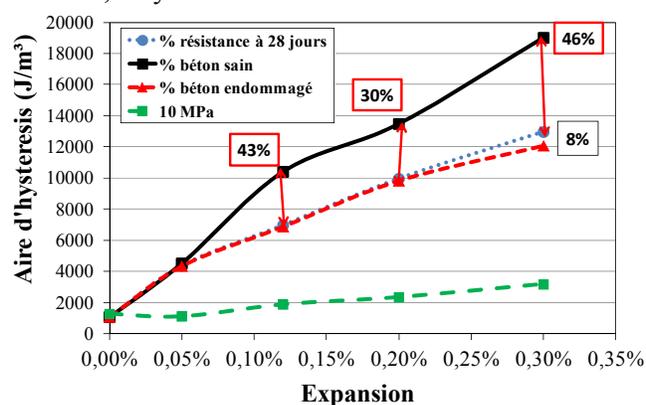
Tableau 4.3: Différents scénarios d'essais de SDT sur des bétons incorporant le sable réactif Tx.

Niveau d'expansion des éprouvettes testées	Niveau de chargement utilisé lors de l'essai SDT			
	Scénario 1	Scénario 2	Scénario 3	Scénario 4
	Charge fixe 10 MPa (Smaoui et al. 2004a) (MPa)	40% de la résistance de conception à 28 jours (Sanchez 2014) (MPa)	40% de la résistance d'un béton sain au même âge (MPa)	40% de la résistance d'un béton endommagé aux différents âges (MPa)
0,05%	10	14	15.8	13.8
0,12%	10	14	15.8	13.9
0,20%	10	14	16.5	13.2
0,30%	10	14	17.3	12.9

Les résultats de ces séries d'essais sont présentés à la Figure 4.7. Des différences variant de 30 à 46% (HA; Figure 4.7A), et de 22 à 45% (PD, Figure 4.7B) ont été obtenues pour les scénarios utilisant un chargement en pourcentage (scénarios 2 à 4). L'utilisation d'un chargement fixe de 10 MPa (scénario 1) n'engendre pas de différence significative des paramètres HA et PD pour des bétons ayant subi des expansions entre 0,05 et 0,30%. D'un autre côté, des valeurs de HA et

PD très similaires sont obtenues aux différents niveaux d'expansion lorsque des chargements de 40% de la résistance à 28 jours (scénario 2) et de 40% de la résistance du béton endommagé (scénario 4) sont utilisés. Ceci est possiblement attribuable au fait que la résistance en compression des échantillons conservés en laboratoire s'est améliorée pendant une certaine période de temps malgré le développement de l'alcali-réaction, engendrant ainsi des niveaux de chargement plutôt semblables pour le SDT (comparer les niveaux de charge pour les scénarios 2 et 4 au Tableau 4.3). On peut également remarquer aux Figures 4.7A et 4.7B qu'après que les échantillons aient atteint un niveau d'expansion  $\geq 0,12\%$ , des taux d'augmentation fort semblables des valeurs de HA et PD ont été obtenus en fonction de l'expansion (courbes parallèles), peu importe quelle option d'essai a été choisie (scénarios 2 à 4) pour le SDT.

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

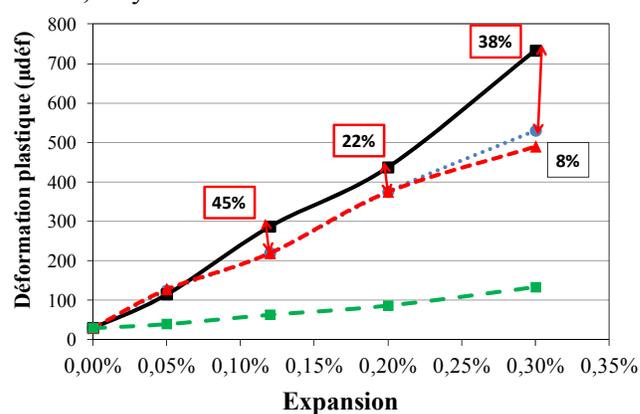
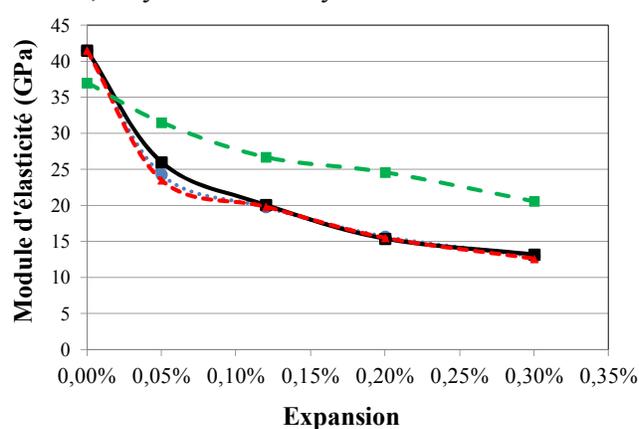
C – ME, moyenne 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.7. Effet du niveau de chargement des éprouvettes sur les résultats de l'essai SDT, pour des bétons réactif (Tx + HP) et non réactif (Lav + Dia) de 35 MPa.

A. Aire d'hystérésis (HA;  $J/m^3$ , 5 cycles). B. Déformation plastique (PD; microdéformations, 5 cycles). C. Module d'élasticité (ME; GPa, moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). Chaque point sur les graphiques représente les résultats obtenus sur trois échantillons.

Il est intéressant de constater que l'utilisation de différents niveaux de chargement n'a pas d'impact significatif sur le caractère diagnostique du module d'élasticité (ME) pour les bétons atteints de RAS, et ce même lors de l'utilisation d'une charge fixe de 10 MPa (Figure 4.7C). Une augmentation de résistance de 18% en deux mois pour le béton non réactif, i.e. de 35 à 41,5 MPa, a fait que l'utilisation d'un niveau de chargement de 14 MPa (correspondant à 40% de 35 MPa)

représente en fait 34% de 41,5 MPa. Ainsi, il semble que la chute du module d'élasticité de ces bétons ne montre pas de différence significative lorsque l'essai est réalisé entre 30 et 40% de la résistance du béton. Les données indiquent que l'utilisation d'un niveau de chargement de 10 MPa affecte les valeurs de ME proportionnellement à ce qui est observé par les autres scénarios puisque des courbes parallèles de chute de ME en fonction de l'expansion sont obtenues après que les échantillons aient atteint une expansion  $> 0,05\%$  (Figure 4.7C).

Les résultats présentés à la Figure 4.7 indiquent que les divers scénarios étudiés offrent une évaluation somme toute semblable du développement de l'endommagement du béton associable à la RAS, puisque des taux semblables d'augmentation de HA et PD, ou de diminution de ME sont obtenus en fonction de l'augmentation de l'expansion des échantillons évalués, à l'exception de l'utilisation d'un niveau fixe de 10 MPa (pour HA et PD). Toutefois, ces données confirment également que l'utilisation des valeurs « absolues » de HA, PD et ME peut entraîner, selon le scénario d'essai choisi, des conclusions/interprétations erronées lors de l'évaluation de bétons affectés par la RAS, puisque ces valeurs changent de façon significative en fonction de divers facteurs tels que la résistance de conception et les caractéristiques du béton (e/c, type et contenu en granulats, etc.). De plus, dans bien des cas, la résistance à 28 jours du béton des structures âgées en voie de dégradation est inconnue, ce qui complique la sélection des paramètres d'essai pour le SDT et conséquemment l'analyse des résultats de ces essais.

#### *Nouveaux paramètres du SDT*

Compte-tenu des risques identifiés précédemment, et s'inspirant des travaux de Özkan et al. (2002), Sanchez (2014) a proposé l'utilisation d'indices relatifs plutôt que de valeurs absolues pour l'interprétation des résultats des essais de SDT. C'est ainsi que deux nouveaux indices sont proposés, le *Stiffness Damage Index* (SDI) et le *Plastic Deformation Index* (PDI), qui prennent en compte le rapport entre l'énergie « élastique » (énergie récupérée après les cycles de chargement-déchargement – SI à la Figure 4.8) et l'énergie totale fournie au système lors de l'essai SDT (SI + SII), permettant ainsi une évaluation du développement de l'endommagement pour différents matériaux.

La Figure 4.9 présente les résultats des essais de SDT effectués selon les différents scénarios décrits au tableau 4.3, et ce en fonction des paramètres SDI et PDI. Ces résultats montrent que l'utilisation du SDI et du PDI contribue à réduire l'impact négatif que pourrait avoir un choix plus ou moins « approprié » du niveau de charge lors de l'essai SDT. L'utilisation d'une charge fixe de 10 MPa peut même s'avérer potentiellement intéressante, quoique les variations entre les résultats obtenus pour les niveaux d'expansion faible et élevé sont plus limitées.

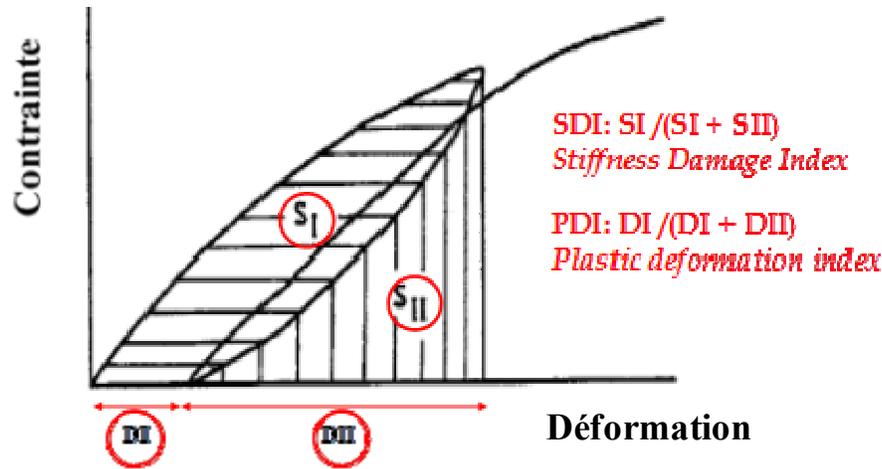
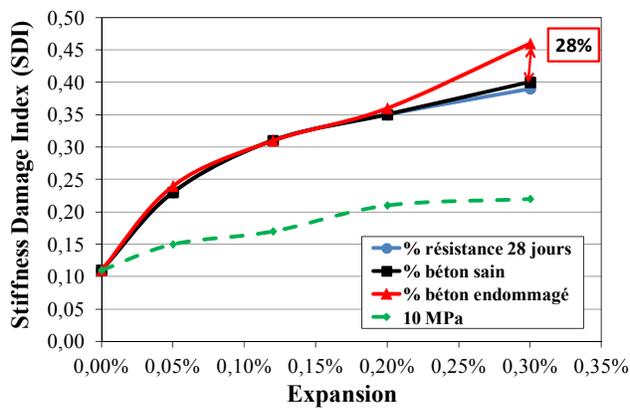


Figure 4.8. Nouveaux paramètres d'analyse des résultats de l'essai du SDT.

A – SDI, 5 cycles



B – PDI, 5 cycles

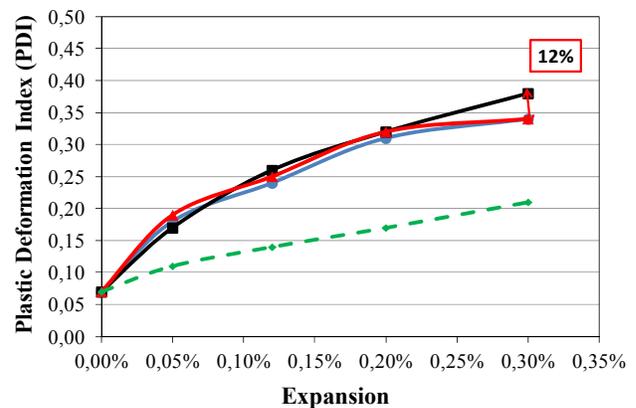


Figure 4.9. Utilisation des paramètres SDI (A) et PDI (B) pour l'analyse des résultats de l'essai SDT effectué selon les 4 scénarios décrits au tableau 4.3.

La Figure 4.10 présente les résultats des essais de SDT réalisés sur les bétons de 25 et 45 MPa incorporant les granulats réactifs Tx et NM, mais cette fois sous la forme des paramètres du SDI, PDI. Les résultats obtenus pour les mélanges de 35 MPa sont fort semblables à ceux des bétons de 25 MPa et seront présentés à la section 4.1.3.3. Les valeurs de SDI et de PDI augmentent avec l'expansion du béton; cette augmentation montre une tendance au plafonnement pour les bétons de 25 et 35 MPa (Figures 4.10A et 4.10B, 4.20), alors qu'elle semble plus progressive dans le cas des bétons de 45 MPa. Les valeurs de SDI varient entre 0,08 pour les bétons sains et 0,35 pour les bétons ayant subi une expansion de 0,30%. Pour leur part, les valeurs de PDI varient entre 0,05 et 0,30.

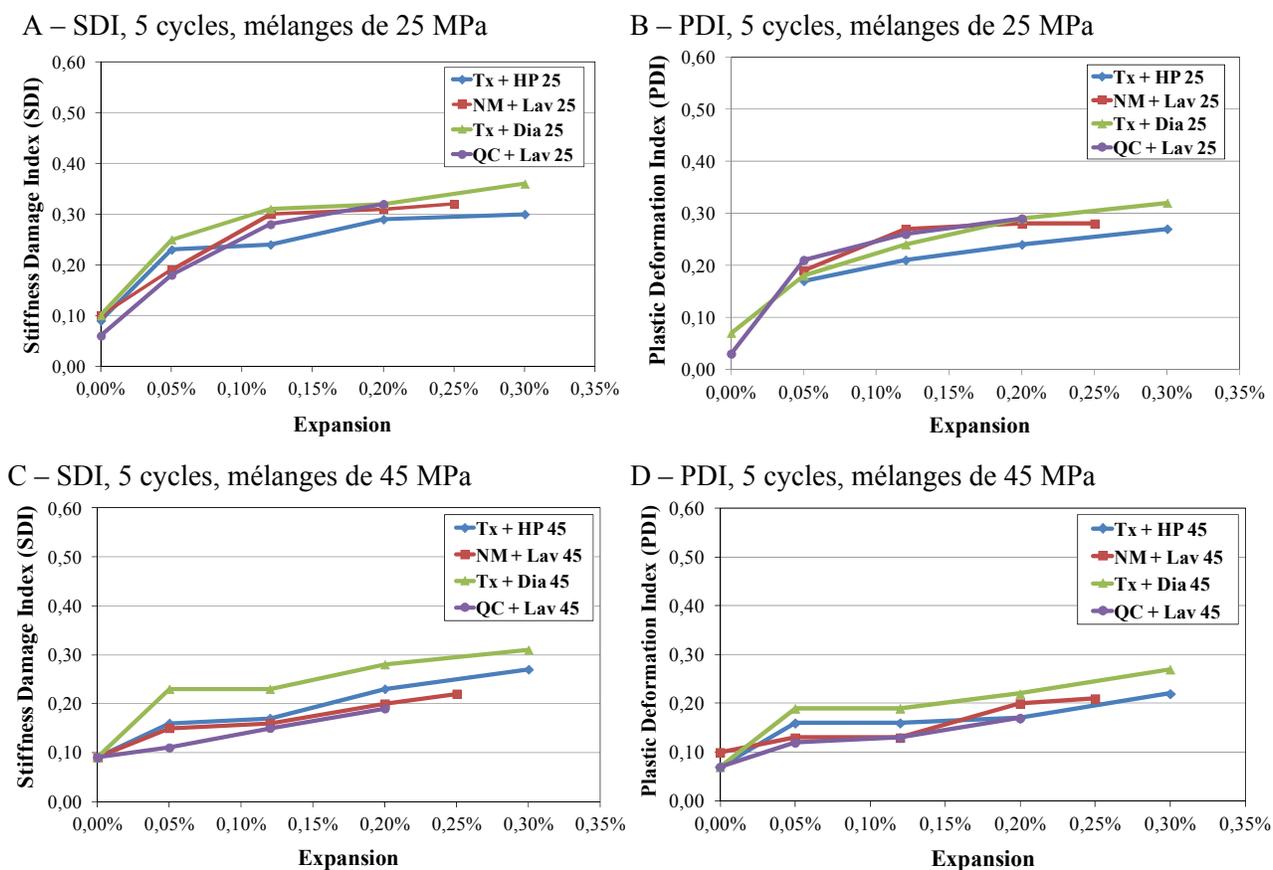


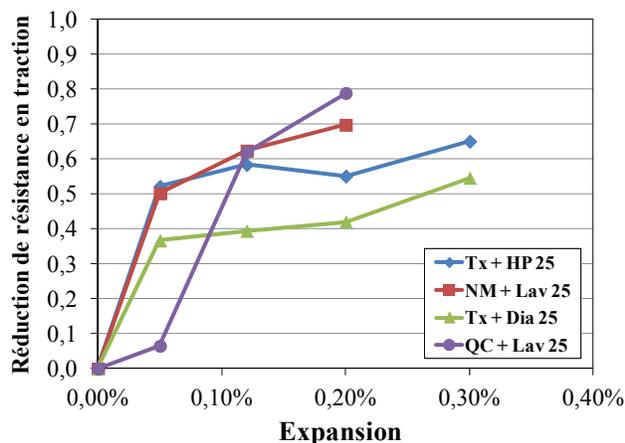
Figure 4.10: Résultats des essais SDT obtenus pour les bétons incorporant le sable réactif Tx, le gravier réactif NM et le calcaire réactif QC, et ce en fonction des indices du SDT, i.e. SDI et PDI. A et B. Mélanges de 25 MPa. C et D. Mélanges de 45 MPa.

#### 4.1.1.4 Résistance à la traction

La Figure 4.11 présente les résultats des essais de traction réalisés par la méthode de pression de gaz, et ce pour les bétons de 25 et 45 MPa incorporant les granulats réactifs Tx, QC et NM. Les résultats obtenus pour les mélanges de 35 MPa seront présentés à la section 4.1.3. Les résultats sont exprimés en termes de réduction de la résistance à la traction par rapport à des éprouvettes de référence non réactives testées aux mêmes âges.

Dans le cas des mélanges de 25 MPa, des résultats différents ont été obtenus selon le type de granulat. Ainsi, des chutes variant entre 5 et 55% et entre 40 et 80% ont été obtenues pour des bétons montrant un niveau d'expansion faible (0,05%) à élevé (0,20 à 0,30%), respectivement. Les mélanges de 45 MPa montrent pour leur part un comportement beaucoup plus homogène d'un granulat à l'autre. Ainsi, des chutes de résistance entre 55 et 60% ont été obtenues dès le niveau d'expansion de 0,05% et ces chutes n'ont pas évolué de façon significative par la suite.

A – Traction, mélanges de 25 MPa



B – Traction, mélanges de 45 MPa

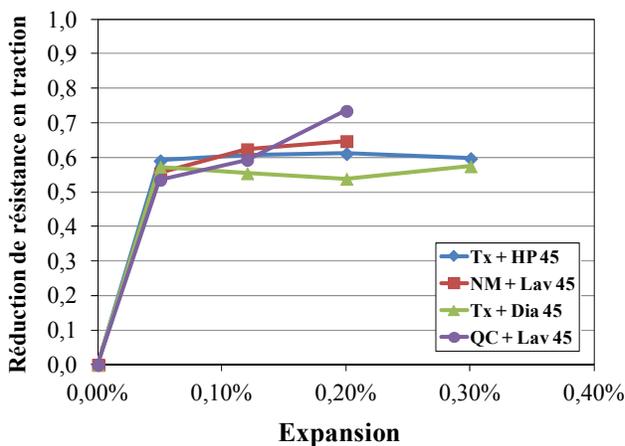
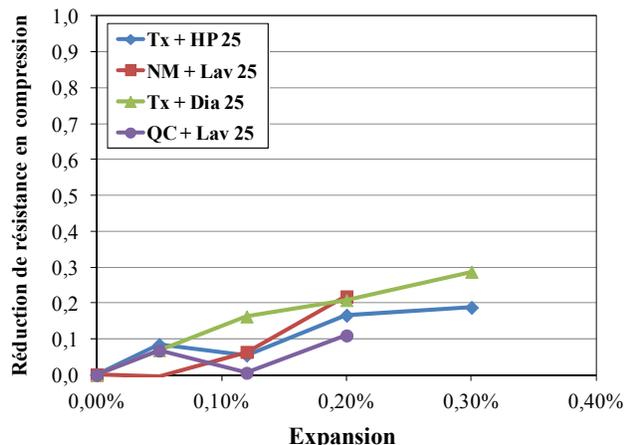


Figure 4.11: Chutes de résistance à la traction en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAS. A. Mélanges de 25 MPa. B. Mélanges de 45 MPa.

#### 4.1.1.4 Résistance à la compression

La Figure 4.12 présente les résultats des essais visant la mesure de la résistance à la compression de bétons de 25 et 45 MPa incorporant les granulats réactifs Tx, QC et NM. Les résultats obtenus pour les mélanges de 35 MPa seront présentés à la section 4.1.3.4. Les résultats sont présentés en termes de réduction de la résistance à la compression par rapport à des éprouvettes de référence non réactives testées aux mêmes âges. La détermination de la résistance à la compression a été réalisée sur les éprouvettes ayant préalablement été soumises à l'essai SDT.

A – Compression, mélanges de 25 MPa



B – Compression, mélanges de 45 MPa

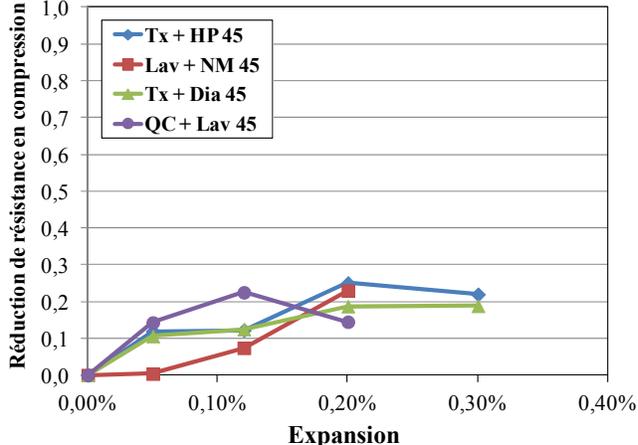


Figure 4.12: Chutes de résistance à la compression en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAS. A. Mélanges de 25 MPa. B. Mélanges de 45 MPa.

En général, des chutes progressives de résistance à la compression ont été observées avec une augmentation de l'expansion des éprouvettes de béton. Malgré certaines variations selon le type de granulat impliqué, les chutes de résistance ont été d'environ 10% à 0,05% d'expansion, entre 10 et 20% à 0,12% d'expansion, et entre 20 et 30% pour des expansions  $\geq$  à 0,20%.

#### 4.1.1.5 Damage Rating Index (DRI)

##### *Développement des indices pétrographiques d'endommagement*

Le *Damage Rating Index* (DRI), tel que décrit à la section 3.1.6.2 de ce rapport, a été utilisé pour caractériser, par analyse pétrographique semi-quantitative, l'état d'endommagement des éprouvettes de béton fabriquées à partir des mélanges de 25 à 45 MPa incorporant les granulats réactifs Tx et NM. Les plaques polies ont été préparées à partir d'éprouvettes de béton appartenant aux mêmes séries que celles soumises aux essais de SDT, i.e. à des niveaux d'expansion variant entre 0,05 et 0,30%. Les plaques polies ont ensuite été examinées au stéréomicroscope afin d'y dénombrer la présence des indices pétrographiques d'endommagement décrits au Tableau 2.3. Les décomptes de ces différents indices sont ensuite multipliés par des facteurs de pondération de façon à obtenir le nombre du DRI. Une analyse très détaillée de tous les résultats obtenus lors de ces travaux est présentée dans Sanchez (2014) et Sanchez et al. (2014c); les principales conclusions sont présentées ci-après.

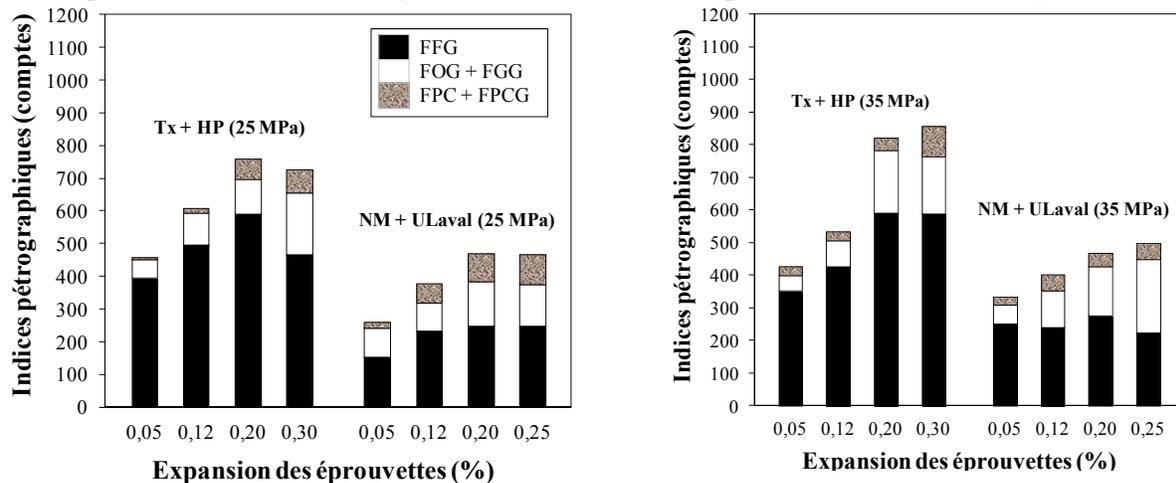
La Figure 4.13 illustre les résultats des observations pétrographiques des plaques polies de béton, exprimées en nombre de comptes des indices pétrographiques d'endommagement décrits ci-après, une fois normalisés à une surface de 100 cm<sup>2</sup> :

- Groupe I : fissures fermées au sein des particules de granulats (FFG); ces fissures ont souvent été formées lors des opérations de concassage et de tamisage en carrière/gravière;
- Groupe II : fissures ouvertes dans les particules de granulats, avec ou sans produits de réaction (FOG + FGG); et
- Groupe III : fissures dans la pâte de ciment, avec ou sans produits de réaction (FPC + FPCG).

Dans le cas des bétons de 25 et 35 MPa, une augmentation progressive du nombre de fissures au sein des particules de sable (Tx) ou de gravier réactifs (Groupes I et II décrits précédemment) a été mesurée en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton. Le développement de l'endommagement est toutefois différent au sein des bétons de 45 MPa. Le nombre total de fissures au sein des particules de granulats de même que dans la pâte de ciment (somme des comptes des Groupes I et III) est généralement plus élevé dans ces bétons, à de faibles niveaux d'expansion, que pour les bétons de 25 et 35 MPa. Dans le cas des bétons de 45 MPa incorporant le sable Tx (portion de gauche sur la figure 4.9C), le nombre de fissures du Groupe I est significativement plus élevé que pour les bétons de 25 et 35 MPa, ce qui est associé à une augmentation importante de la fissuration au sein des particules du gros granulat calcaire non réactif. On attribue ce phénomène à la microstructure plus dense et aux propriétés mécaniques

supérieures de la pâte de ciment et de la zone de transition pâte-granulat dans le cas des bétons de 45 MPa ( $e/c = 0,37$ ). Ainsi, la contrainte générée par l'expansion des particules du sable réactif disséminées au sein de la pâte de ciment choisit vraisemblablement le mode de relâchement d'énergie le plus aisé, causant une fissuration accrue au sein des particules plus « tendres » du gros granulat calcaire. Ceci est supporté par le fait qu'il n'y a pas de différences très importantes au niveau du nombre de fissures du Groupe I pour les bétons de 25, 35 et 45 MPa incorporant le gravier NM, ce dernier étant composé principalement de particules de roches très dures/rigides (roches volcaniques, quartzite, chert). De plus, pour les bétons de 45 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM, le nombre de fissures des groupes II et III demeure relativement stable jusqu'à un niveau d'expansion de 0,12%, étant toutefois légèrement supérieur pour les bétons incorporant le gravier NM (portion à droite de la Figure 4.9C), avant d'augmenter de façon importante.

A – Comptes d'indices d'endommagement (25 MPa) B – Comptes d'indices d'endommagement (35 MPa)



C - Comptes d'indices d'endommagement (45 MPa)

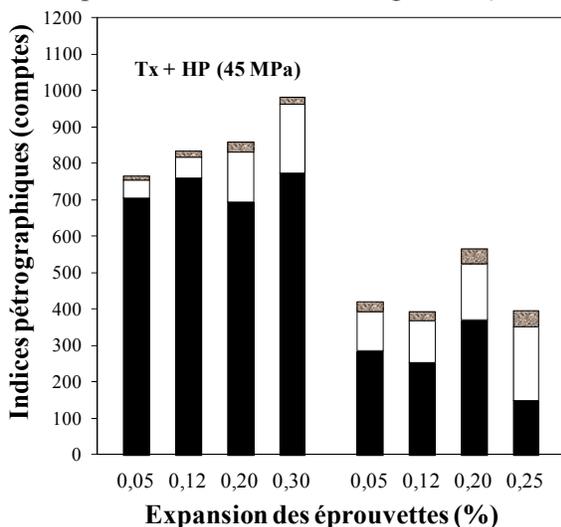


Figure 4.13. Développement d'indices d'endommagement au sein d'éprouvettes de béton affectées par la RAS et incorporant un sable (Tx) ou un gravier (NM) réactif (bétons de 25 à 45 MPa). **Groupe 1 (FFG)** : fissures fermées au sein des particules de granulats; **Groupe 2 (FOG + FGG)** : fissures ouvertes dans les particules de granulats, avec ou sans produits de réaction; **Groupe 3 (FPC + FPCG)** : fissures dans la pâte de ciment, avec ou sans produits de réaction.

Ces indices sont répertoriés dans des bétons incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM, et ce pour des formulations de 25 MPa (A), 35 MPa (B) et 45 MPa (C).

La Figure 4.14 présente la corrélation entre l'expansion des éprouvettes de béton et les valeurs de DRI obtenue sur ces dernières. Ces résultats montrent que pour les niveaux d'expansion atteints dans le cadre de cette étude (i.e. 0,05 à 0,30%), aucune différence significative n'est observée entre les bétons de 25 et 35 MPa, que ce soit lorsque le matériel réactif est situé dans le sable (Tx) ou le gros granulat (NM). Toutefois, tel que mentionné précédemment, il semble que l'endommagement (fissuration) se développe plus rapidement dans les bétons de 45 MPa et demeure relativement stable jusqu'à un niveau d'expansion de 0,12%, après quoi des valeurs de DRI fort semblables ont été obtenues pour tous les bétons en fonction de l'augmentation de l'expansion. La présence des produits de réaction semble toutefois être plus importante au sein des bétons de 45 MPa que pour les autres bétons.

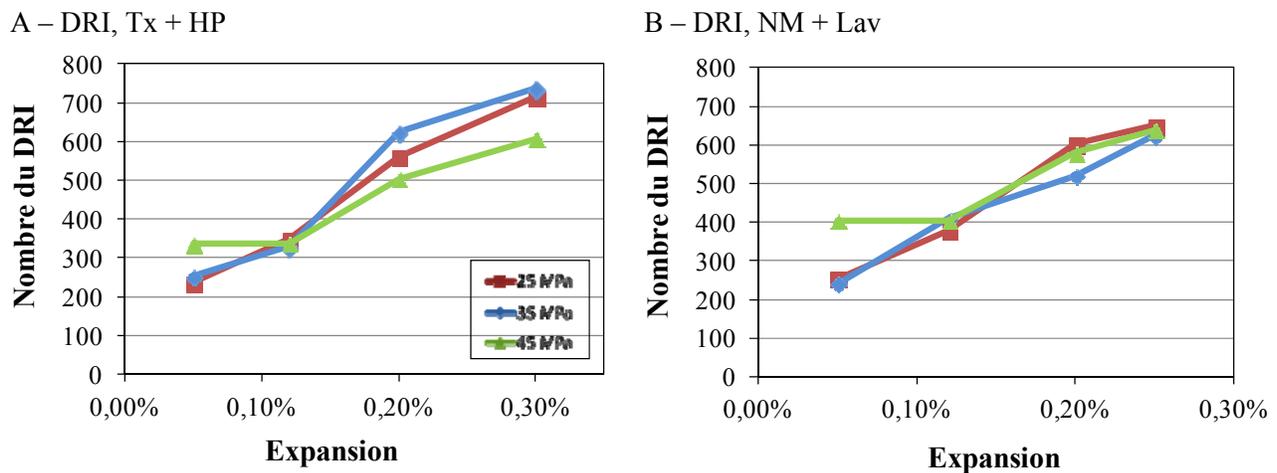


Figure 4.14. Évolution du nombre DRI en fonction de l'expansion des éprouvettes de béton; bétons de 25 à 45 MPa incorporant le sable réactif Tx (A) ou le gravier réactif NM (B).

#### 4.1.1.6 Caractère non-destructif du SDT

Un des arguments utilisés par certains auteurs pour justifier l'utilisation d'un faible niveau de chargement lors de l'essai du SDT est qu'il conserve un caractère non-destructif afin que les carottes puissent être réutilisées, une fois l'essai complété, pour réaliser des travaux supplémentaires (e.g. détermination de la résistance en compression, de l'expansion résiduelle, un examen pétrographique, etc). Bien que cet argument puisse avoir un certain poids du point de vue budgétaire ou même logistique, la sélection du niveau de charge à utiliser lors de l'essai SDT devrait d'abord et avant tout être basée sur la nécessité d'obtenir des résultats fiables. Les travaux de Sanchez (2014) ont démontré que le choix de ce niveau de charge est crucial et que des résultats fiables sont obtenus lorsqu'un niveau de charge correspondant à 30 ou 40% de la résistance de conception ou 40% de la résistance d'un béton sain du même âge est utilisé. Un niveau de charge plus faible ne semble en effet pas « solliciter » suffisamment l'échantillon pour qu'une évaluation diagnostique de son état d'endommagement soit obtenue. La question du

caractère non destructif du SDT, lorsqu'effectué aux niveaux de chargement mentionnés plus haut, demeure toutefois une question pertinente, non seulement dans la perspective de réutiliser les échantillons pour d'autres travaux, mais surtout afin de savoir si un tel niveau de chargement engendre lui-même un endommagement supplémentaire dans l'éprouvette mise à l'essai.

#### *Évaluation par la méthode du DRI*

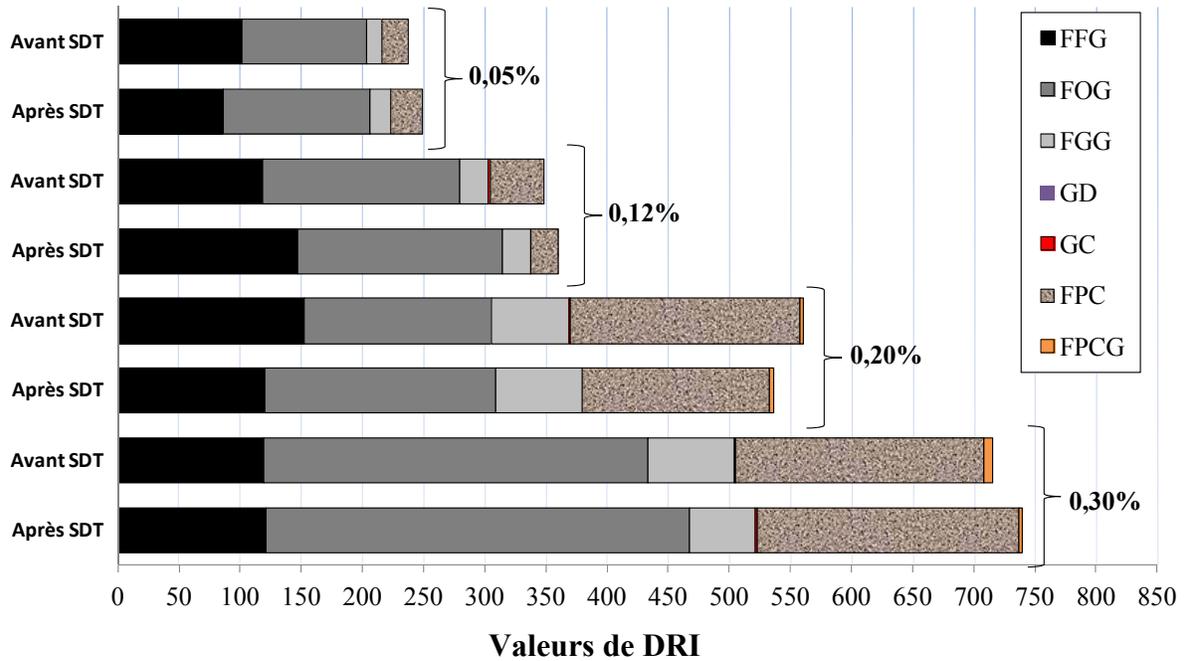
Le Tableau 4.4 et la Figure 4.15 présentent les résultats de l'examen pétrographique, par l'entremise du DRI, de sections polies préparées à partir d'éprouvettes de béton de 25 MPa (incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM) ayant subi différents niveaux d'expansion, et ce avant et après la réalisation de l'essai de SDT (40% de la résistance de conception).

Tableau 4.4: Analyse microscopique, par l'entremise du DRI, de l'endommagement d'éprouvettes de béton, avant et après la réalisation de l'essai SDT (niveau de chargement correspondant à 40% de la résistance de conception), et ce pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM (différents niveaux d'expansion).

Essais		Niveaux d'expansion atteints pour les séries de béton						
		0.05% Sable Tx	0.05% Gravier NM	0.12% Sable Tx	0.12% Gravier NM	0.20% Sable Tx	0.20% Gravier NM	0.30% Sable Tx
Valeurs de DRI et statistiques	Avant le SDT	226	270	369	396	554	598	724
	Après le SDT	249	237	360	358	536	599	739
	Déviations (valeurs après – valeurs avant le SDT)	23	-33	-36	-38	-18	1	15
	Variation (%)	10.2	12.2	9.8	9.6	3.2	1.6	2.1

Tel qu'attendu, les principaux indices d'endommagement correspondent à la présence de fissures au sein des particules de granulats et de la pâte de ciment, avec et sans produits de réaction. La fréquence de ces fissures, qui sont considérées comme indicatives du développement de la RAS dans les bétons étudiés, augmente significativement avec une augmentation de l'expansion des éprouvettes. On peut toutefois constater que les valeurs de DRI sont similaires pour des échantillons évalués avant et après le SDT, ce qui suggère que la réalisation de cet essai jusqu'à 40% de la résistance en compression du béton à 28 jours, et ce même pour les différents niveaux d'expansion atteints, n'engendre pas d'augmentation significative de la fissuration liée aux cinq cycles de chargement-déchargement de l'essai SDT. Ceci est vrai au moins pour l'échelle de grossissement utilisée dans le DRI (16X), et ce pour les deux granulats réactifs étudiés.

A. Sable Tx, 25 MPa (SDT – 40% de résistance à 28 jours)



B. Gravier NM, 25 MPa (SDT – 40% de résistance à 28 jours)

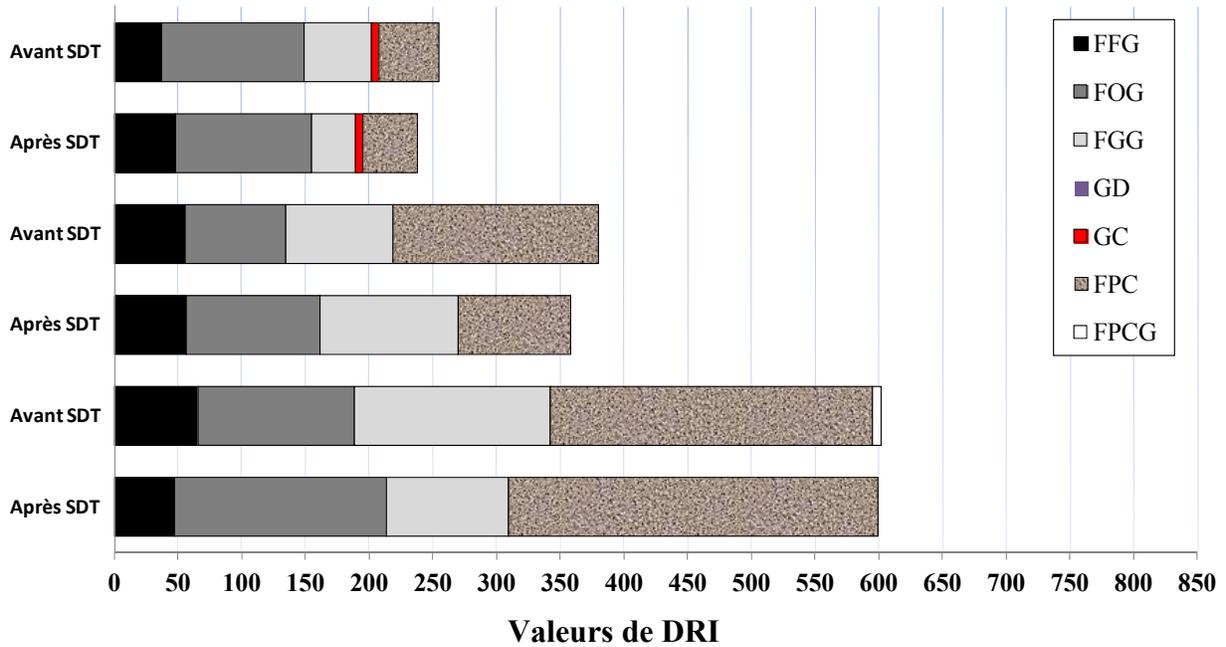


Figure 4.15. Valeurs de DRI et détails des indices d'endommagement obtenus avant et après la réalisation de l'essai SDT, pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx (A) et le gravier réactif NM (B). **FFG** : fissures fermées au sein des particules de granulats; **FOG** : fissures ouvertes dans les particules de granulats; **FGG** : fissures dans les particules de granulats avec produits de réaction; **FPC** : fissures dans la pâte de ciment; **FPCG** : fissures dans la pâte de ciment avec produits de réaction; **GD** : particules de granulats déchaussées; **GC** : particules de granulats désagrégées.

### Évaluation par la mesure de la vitesse des ondes acoustiques

La figure 4.16 présente les résultats des mesures de vitesse des ondes acoustiques (PUNDIT) obtenues sur des éprouvettes de béton de 25 MPa (incorporant le sable réactif Tx (+ calcaire HP) et le gravier réactif NM (+ sable Lav)) ayant subi différents niveaux d'expansion, et ce avant et après la réalisation de l'essai SDT (40% de la résistance de conception). Les résultats *avant le SDT* représentent la moyenne obtenue sur 16 éprouvettes à chaque niveau d'expansion; les valeurs de « SD » correspondent à l'écart-type relatif calculé à partir de ces valeurs. D'un autre côté, les résultats *après le SDT* correspondent à la moyenne obtenue sur 3 éprouvettes à chaque niveau d'expansion.

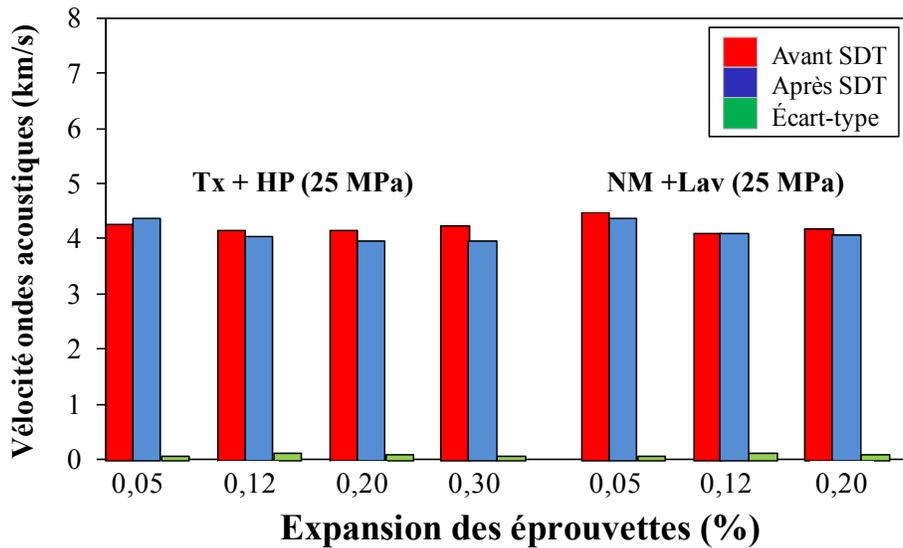


Figure 4.16. Valeurs de vitesse des ondes acoustiques obtenues avant et après la réalisation de l'essai SDT (40% de la résistance de conception), pour des bétons de 25 MPa incorporant le sable réactif Tx ou le gravier réactif NM.

On peut remarquer une chute très limitée de la vitesse des ondes acoustiques (i.e. entre 4,28 et 4,17 km/s – environ 2,5% de perte) entre les niveaux d'expansion de 0,05 et 0,30% pour les bétons incorporant le sable réactif Tx, et ce malgré la présence de microfissuration importante au sein des échantillons, tel que déterminé par l'examen pétrographique des éprouvettes (DRI; Figure 4.15A). Dans le cas des bétons incorporant le gravier NM, une chute de vitesse de 7% a été obtenue entre 0,05% (4,50 km/s) et 0,20% d'expansion (4,12-4,18 km/s).

Il est possible de constater à l'examen de la Figure 4.16 qu'une légère chute des valeurs de vitesse des ondes acoustiques est obtenue pour la majorité des groupes d'échantillons testés avant et après le SDT, ce qui suggère que cet essai entraîne une légère augmentation ou progression de la fissuration existante. Toutefois, cette diminution est généralement semblable ou même plus faible que l'écart type relatif mesuré entre les 16 échantillons testés avant la réalisation du SDT, à chaque niveau d'expansion. Les mesures de vitesse des ondes acoustiques

ne permettent donc pas de conclure que l'essai SDT, lorsque réalisé à un niveau de chargement correspondant à 40% de la résistance de conception, engendre un endommagement supplémentaire significatif des éprouvettes, du moins jusqu'aux niveaux d'expansion atteints dans le cadre de ce projet. D'un autre côté, on constate que plus le niveau d'expansion des éprouvettes est élevé, plus la différence entre les résultats obtenus avant et après le SDT semble importante. Bien que cette différence demeure limitée, il n'en demeure pas moins qu'un tel résultat était attendu puisqu'il est logique de penser que plus le niveau d'expansion d'un béton, et donc son niveau de fissuration interne, est élevé, ce qui a été clairement observé à l'aide du DRI, plus ce béton est susceptible de souffrir de dommages additionnels lorsque ce dernier est sollicité à la limite élastique généralement acceptée pour un béton sain.

Les résultats présentés à la Figure 4.16 suggèrent également que la mesure de la vitesse des ondes acoustiques ne permet pas d'obtenir une évaluation fiable de l'évolution de l'endommagement à l'intérieur de bétons affectés par l'alcali-réaction, à tout le moins à l'intérieur de la fourchette de valeurs d'expansion obtenues dans le cadre de ce projet. Malgré une certaine tendance à la baisse, des écarts plutôt limités ont en effet été obtenus entre les vitesses mesurées à des niveaux d'expansion faible (0,05%) et élevée (0,20 – 0,30%) (Figure 4.16). Il est possible que la présence grandissante de produits secondaires de réaction au sein des fissures générées par la RAS, avec une augmentation de l'expansion, soit en partie responsable de ce comportement. Il ne faut également pas négliger le fait que les bétons soumis aux essais accélérés de RAG sont conservés à 38°C et 100% d'humidité relative, ce qui favorise le processus d'hydratation et donc le gain de résistance et la ramification de la microstructure du béton. Ainsi, ce phénomène pourrait en partie compenser pour les chutes de vitesse engendrées par une augmentation de la fissuration interne associable à la RAS.

#### **4.1.2 Résumé des résultats – Thème I, Partie 2 (variétés de granulats réactifs)**

Le SDT et le DRI ont été appliqués à une série d'éprouvettes fabriquées à partir de bétons de 35 MPa incorporant une variété de granulats réactifs, et ce à différents niveaux d'expansion associable à la RAS. Les caractéristiques des granulats et les formulations des bétons en question ont respectivement été décrites aux Tableaux 3.4 et 3.5. Les sections qui suivent présentent les principaux résultats obtenus des travaux visant à évaluer l'évolution des propriétés mécaniques et des caractéristiques microstructurales de ces bétons en fonction d'un endommagement progressif par la RAS. Les résultats détaillés peuvent être retrouvés dans Sanchez (2014).

##### **4.1.2.1 Expansion des éprouvettes de béton**

La Figure 4.17 présente les courbes moyennes d'expansion en fonction du temps pour les cylindres de béton incorporant les différents granulats réactifs sélectionnés. Ces bétons ont subi des cinétiques de réaction très variables, et ce en fonction du degré de réactivité des granulats

impliqués. Le plafonnement progressif de l'expansion des éprouvettes incorporant les gros granulats réactifs est sans doute associable au lessivage des alcalis du béton sous les conditions sévères de conservation des éprouvettes. Dans le cas des mélanges incorporant le sable réactif Tx et le calcaire réactif King (susceptible de réaction alcalis-carbonate), les niveaux d'expansion requis pour les essais ont été atteints avant que le plafonnement de l'expansion ait eu lieu.

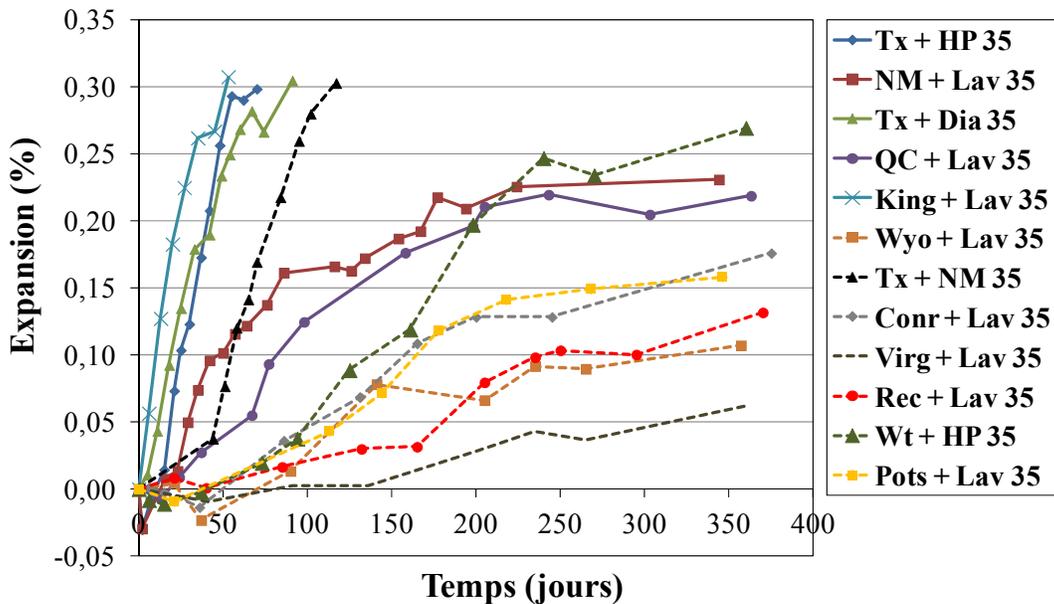
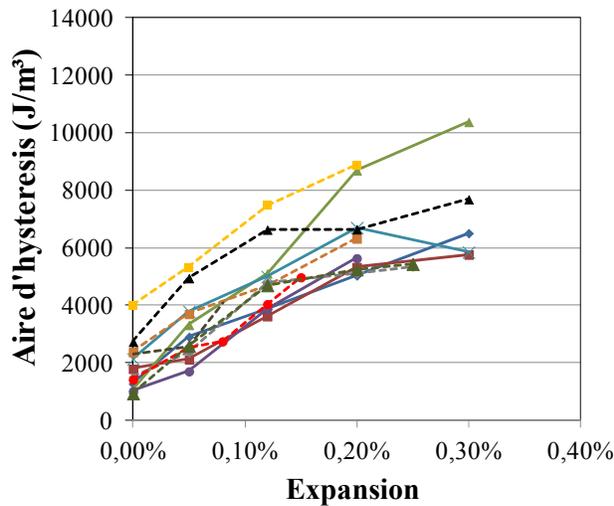


Figure 4.17 : Courbes d'expansion, en fonction du temps, des éprouvettes de béton (35 MPa) incorporant une variété de granulats réactifs.

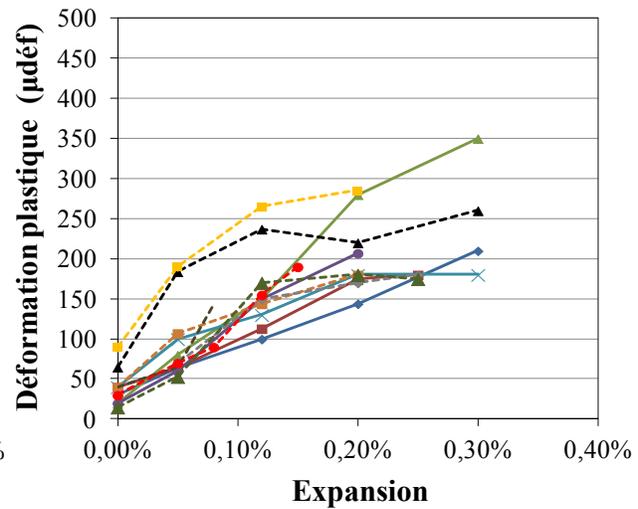
#### 4.1.2.2 Résultats obtenus lors des essais du SDT

Les Figures 4.18 et 4.19 présentent les résultats « bruts », i.e. en termes d'aire d'hystérésis (HA), de déformation plastique (PD) et de module d'élasticité (ME), des essais de SDT réalisés sur les bétons de 35 MPa incorporant la variété de granulats réactifs décrits précédemment. Malgré des variations liées aux différents granulats utilisés, on remarque des tendances très claires d'augmentation des valeurs de HA et de PD (Figure 4.18), et de diminution du module d'élasticité (Figure 4.19) en fonction d'une augmentation de l'expansion du béton. Les bétons incorporant le grès de Potsdam (Pots + Lav 35), et la combinaison des granulats très réactifs NM + Tx 35, montrent des valeurs de HA et PD plus élevées que les autres granulats réactifs mais des tendances plutôt semblables (courbes généralement parallèles). Le grès de Potsdam est en effet reconnu comme un granulat réactif particulier où la RAS entraîne la désagrégation des particules de granulats réactives (Bérard et Roux 1986); des valeurs élevées de HA et PD sont également observés dans le cas de la combinaison NM + Tx, ce qui n'est pas surprenant compte-tenu que ce béton subit un endommagement rapide généré à la fois par le sable Tx et le gravier NM.

A – HA, 5 cycles, bétons de 35 MPa



B – PD, 5 cycles, bétons de 35 MPa



C – Légende des graphiques A et B

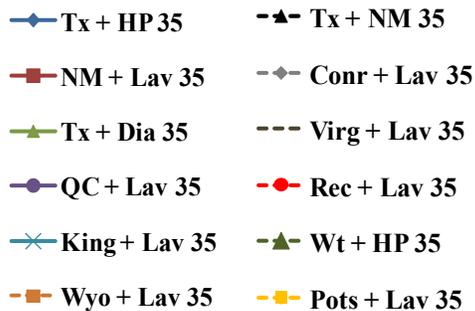


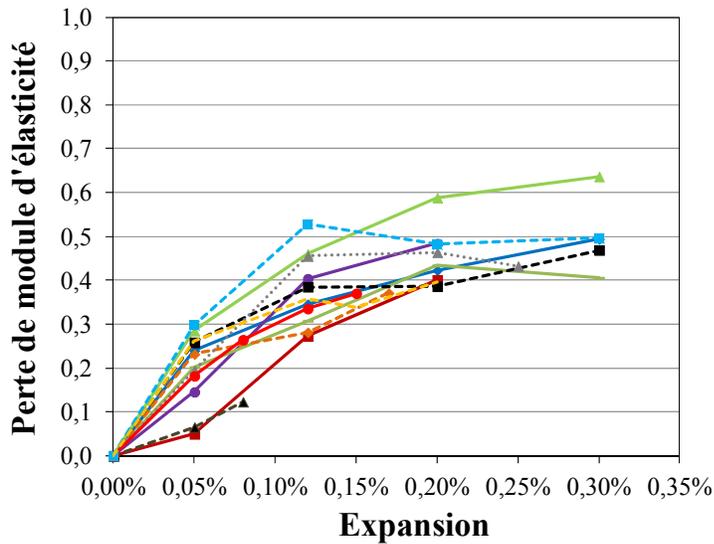
Figure 4.18 : Analyse de l'effet du type de granulat réactif sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 35 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours.

A. Aire d'hystérésis (HA,  $J/m^3$ ). B. Déformation plastique (PD, microdéformations). C. Légende.

La grande majorité des bétons testés montrent des chutes de module d'élasticité plutôt semblables, relativement rapides et atteignant des valeurs variant entre 40 et 50% aux niveaux d'expansion supérieurs (Figure 4.19). Deux combinaisons, i.e. Virg + Lav 35 et NM + Lav 35 montrent des pertes de module plus progressives, mais leur comportement rejoint celui des autres combinaisons granulaires pour des valeurs d'expansion  $\geq 0,12\%$ .

La Figure 4.20 présente également les résultats des essais de SDT mais cette fois sous la forme des paramètres SDI, PDI. Les valeurs de SDI et PDI augmentent avec l'expansion du béton; cette augmentation montre une tendance au plafonnement et un resserrement des valeurs de SDI aux environs de 0,25 pour les niveaux d'expansion supérieurs (0,20 à 0,30%) (Figure 4.20A). Un comportement relativement semblable est également observé pour les valeurs de PDI qui demeurent dans l'ensemble plutôt bien regroupées, atteignant des valeurs variant entre 0,20 et 0,30 pour les niveaux d'expansion supérieurs (0,20 à 0,30%) (Figure 4.20B).

A – ME, moyenne 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles, bétons de 35 MPa



B - Légende du graphique A

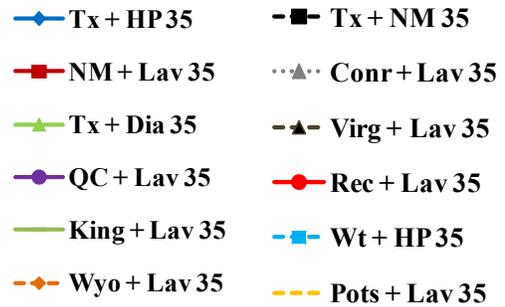
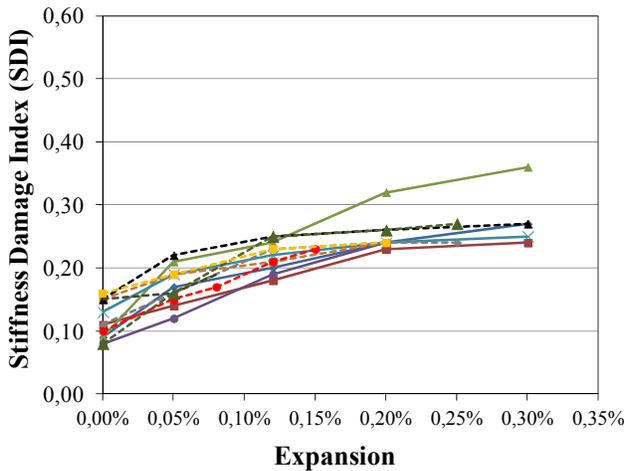
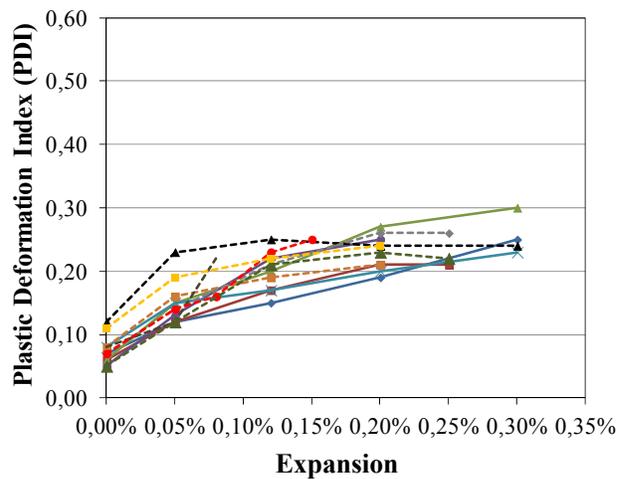


Figure 4.19 : Effet du type de granulat réactif sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 35 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours. A. Module d'élasticité (GPa) calculé en fonction du % de la valeur obtenue sur un échantillon de contrôle (expansion 0%) au même âge. B. Légende.

A - SDI, 5 cycles, mélanges de 35 MPa



B - PDI, 5 cycles, mélanges de 35 MPa



C – Légende des graphiques A et B

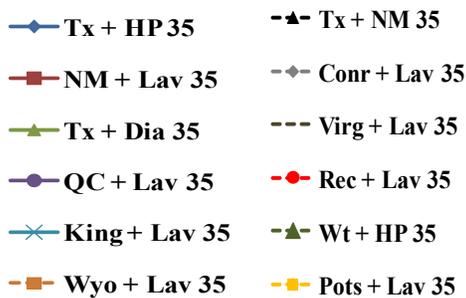


Figure 4.20 : Analyse de l'effet du type de granulat réactif sur la réponse à l'essai SDT pour des bétons de 35 MPa testés à 40% de la résistance de conception à 28 jours.

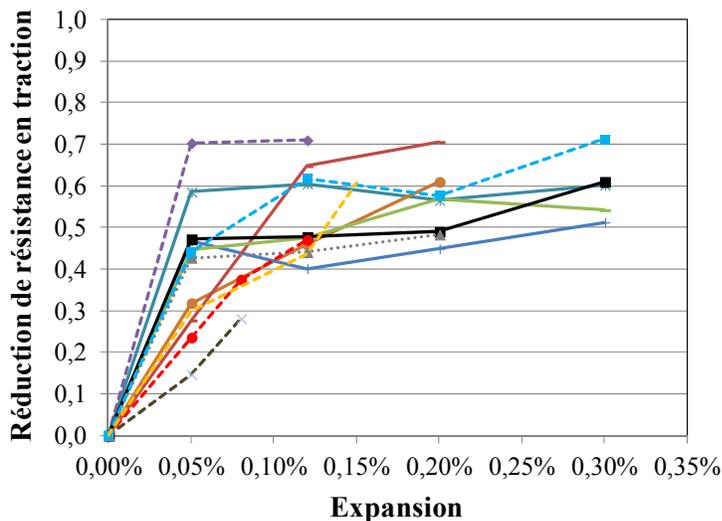
A. Stiffness Damage Index (SDI). B. Plastic Deformation Index (PDI). C. Légende.

#### 4.1.2.3 Résultats obtenus lors des essais d'évaluation de la résistance à la traction

La Figure 4.21 présente les résultats des essais de traction réalisés par la méthode de pression de gaz, et ce sur les bétons de 35 MPa incorporant la variété de granulats réactifs décrits précédemment. Les résultats sont présentés en termes de réduction de la résistance par rapport à des éprouvettes de référence non réactives.

Les résultats obtenus sur les bétons de 35 MPa sont caractérisés par une large gamme de valeurs de réduction de résistance à la traction pour un niveau d'expansion modeste (0,05%). Il semble que l'on puisse regrouper les résultats en 2 groupes. Le premier groupe montre des chutes plus progressives de résistance caractérisées par des chutes plus modestes, i.e.  $\approx \leq 30\%$ , à faible niveau d'expansion (0,05%) mais pouvant atteindre 60% aux niveaux d'expansion supérieurs. Les bétons du groupe 2 montrent, tout comme les bétons de 45 MPa incorporant les mêmes combinaisons granulaires, des chutes de résistance entre 45 et 70% dès le niveau d'expansion de 0,05%, pour ne montrer que peu de progression par la suite.

A – Traction, mélanges de 35 MPa



B - Légende du graphique A

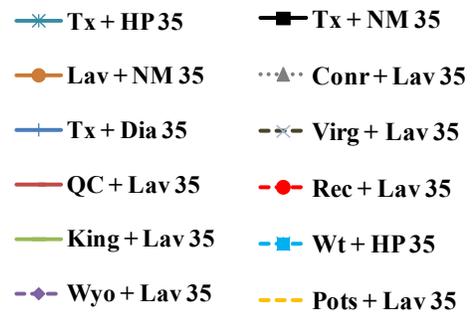


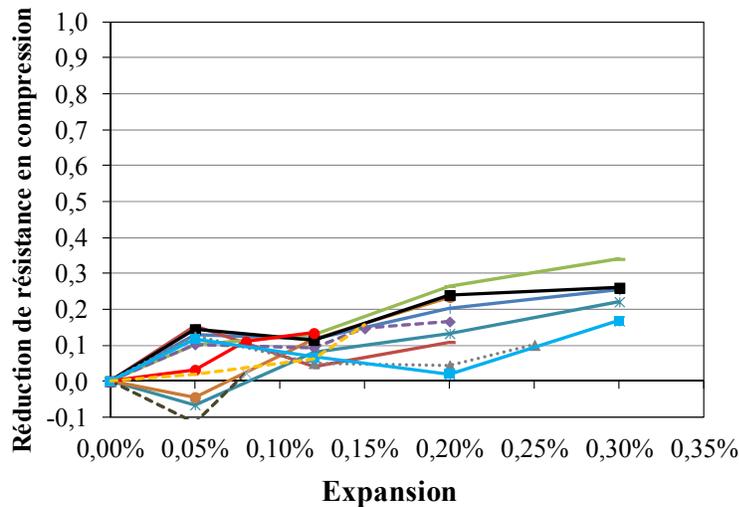
Figure 4.21: Chutes de résistance à la traction en fonction de l'augmentation de l'expansion pour des bétons de 35 MPa incorporant une variété de granulats réactifs. A. Réduction de la résistance en traction calculée en fonction du % de la valeur obtenue sur un échantillon de contrôle (expansion 0%) au même âge. B. Légende.

#### 4.1.2.4 Résultats obtenus lors des essais d'évaluation de la résistance à la compression

La Figure 4.22 présente les résultats des essais visant la mesure de la résistance à la compression de bétons de 35 MPa incorporant la variété de granulats réactifs décrits précédemment. Les résultats sont présentés en termes de réduction de la résistance par rapport à des éprouvettes de

référence non réactives. La détermination de la résistance à la compression a été réalisée sur les éprouvettes ayant préalablement été soumises à l'essai SDT.

A – Compression, mélanges de 35 MPa



B - Légende du graphique A

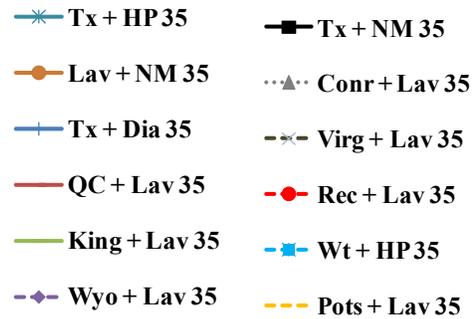


Figure 4.22: Chutes de résistance à la compression en fonction de l'augmentation de l'expansion pour des bétons de 35 MPa incorporant une variété de granulats réactifs. A. Réduction de la résistance en compression calculée en fonction du % de la valeur obtenue sur un échantillon de contrôle (expansion 0%) au même âge. B. Légende.

En général, des chutes progressives de résistance à la compression ont été observées avec une augmentation de l'expansion des éprouvettes de béton. Malgré d'importantes variations selon le type de granulat impliqué, les chutes de résistance en compression sont demeurées relativement modestes, atteignant des valeurs maximales de 25% (0,20 expansion) à 35% (expansion 0,30%).

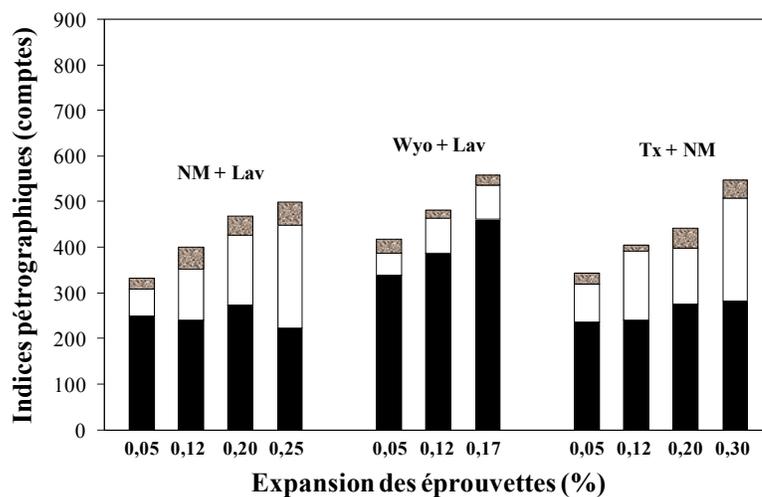
#### 4.1.2.5 Résultats de l'examen pétrographique par la méthode du DRI

Le *Damage Rating Index* (DRI) a été utilisé pour caractériser l'état d'endommagement des éprouvettes de béton fabriquées à partir des mélanges de 35 MPa incorporant la variété de granulats réactifs décrits précédemment. Les plaques polies ont ainsi été préparées à partir d'éprouvettes de béton appartenant aux mêmes séries que celles soumises aux essais de SDT, i.e. à des niveaux d'expansion variant entre 0,05 et 0,30%. Les plaques polies ont ensuite été examinées au stéréomicroscope afin d'y dénombrer la présence des indices pétrographiques d'endommagement décrits au Tableau 2.3. Les décomptes de ces différents indices d'endommagement ont ensuite été multipliés par des facteurs de pondération de façon à obtenir le nombre du DRI. Une analyse très détaillée de tous les résultats obtenus lors de ces travaux est présentée dans Sanchez (2014) et Sanchez et al. (2014c); les principales conclusions sont résumées ci-après.

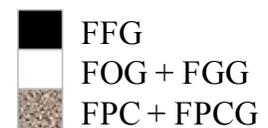
La Figure 4.23 illustre les résultats des observations pétrographiques des plaques polies de béton, exprimées en nombre de comptes des indices pétrographiques d'endommagement décrits ci-après, une fois normalisés à une surface de 100 cm<sup>2</sup> :

- Groupe I : fissures fermées au sein des particules de granulats (**FFG**); ces fissures ont souvent été formées lors des opérations de concassage et de tamisage en carrière/gravière;
- Groupe II : fissures ouvertes dans les particules de granulats, avec ou sans produits de réaction (**FOG + FGG**); et
- Groupe III : fissures dans la pâte de ciment, avec ou sans produits de réaction (**FPC + FPCG**).

A – Graviers réactifs (NM, Wyo), mélanges 35 MPa



C - Légende



B – Autres mélanges de béton de 35 MPa

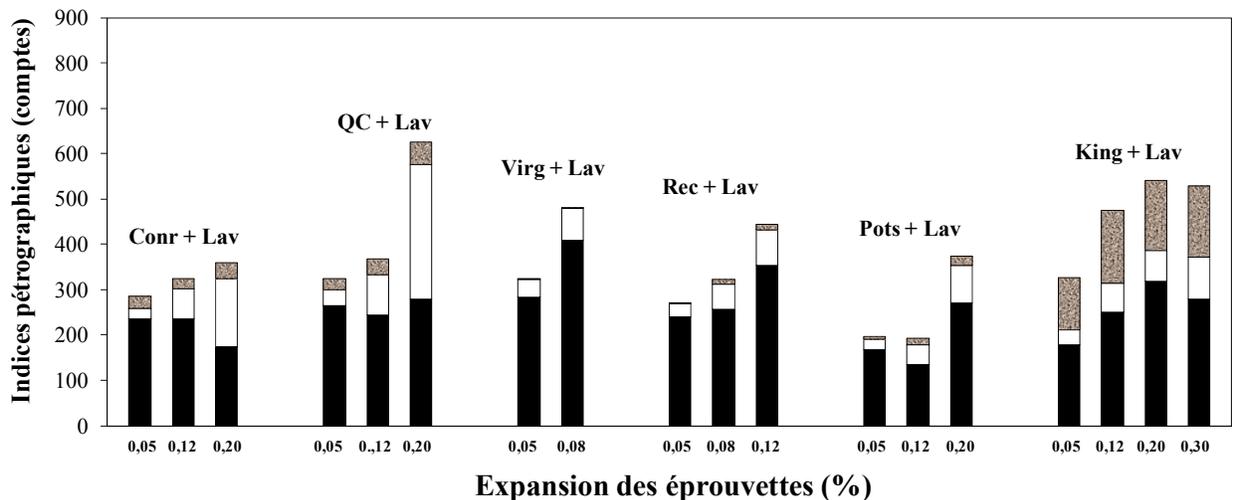


Figure 4.23. Développement d'indices d'endommagement au sein d'éprouvettes de béton affectées par la RAS et la RAC (King) et incorporant une variété de granulats réactifs (bétons de 35MPa). A. Graviers réactifs. B. Autres granulats réactifs (pierre concassée). C. Légende. **FFG** : fissures fermées au sein des particules de granulats; **FOG + FGG** : fissures ouvertes dans les particules de granulats, avec ou sans produits de réaction; **FPC + FPCG** : fissures dans la pâte de ciment, avec ou sans produits de réaction.

Dans le cas des bétons de 35 MPa, une augmentation progressive du nombre de fissures au sein des particules de granulats réactifs (Groupes I et II décrits précédemment), de même que dans la pâte de ciment (Groupe III), a été mesurée en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton. Le nombre de fissures dans la pâte de ciment, avec ou sans produit de réaction, augmente également de façon générale; toutefois, cette augmentation est significativement plus importante dans le cas du calcaire de Kingston, susceptible de réaction alcalis-carbonate (RAC).

La Figure 4.24 présente la corrélation entre l'expansion des éprouvettes et les valeurs de DRI obtenues sur ces dernières. Il existe une relation plutôt linéaire entre les valeurs de DRI et l'expansion du béton; de plus, les résultats fortement groupés suggèrent des mécanismes de réaction plutôt semblables pour une majorité des granulats étudiés. Deux combinaisons granulaires, i.e. King + Lav et Pots + Lav, montrent toutefois un comportement distinct. Dans le cas du calcaire Kingston, susceptible de RAC, une fissuration importante se développe dans la pâte de ciment dès les faibles niveaux d'expansion (0,05 et 0,12%), ce qui engendre rapidement des valeurs élevées du nombre DRI. La fissuration dans la pâte de ciment continue ensuite de progresser mais par l'allongement des fissures existantes, créant une stagnation des valeurs de DRI lorsque l'expansion est  $> 0,12\%$ . Un comportement opposé est observé pour le béton Pots + Lav. L'identification de fissuration dans ce béton s'avère très difficile au grossissement utilisé pour le DRI, et ce autant dans les particules de granulats que dans la pâte de ciment. Il en résulte des valeurs de DRI significativement plus faibles que pour les autres types de granulats, à valeurs d'expansion égales, ce qui explique que la courbe d'évolution du DRI se retrouve au bas du regroupement illustré à la Figure 4.24. Il est toutefois intéressant de constater que la tendance évolutive obtenue pour la combinaison Pots + Lav demeure semblable à celle observée avec les autres combinaisons granulaires susceptibles de réaction alcalis-silice (courbes parallèles).

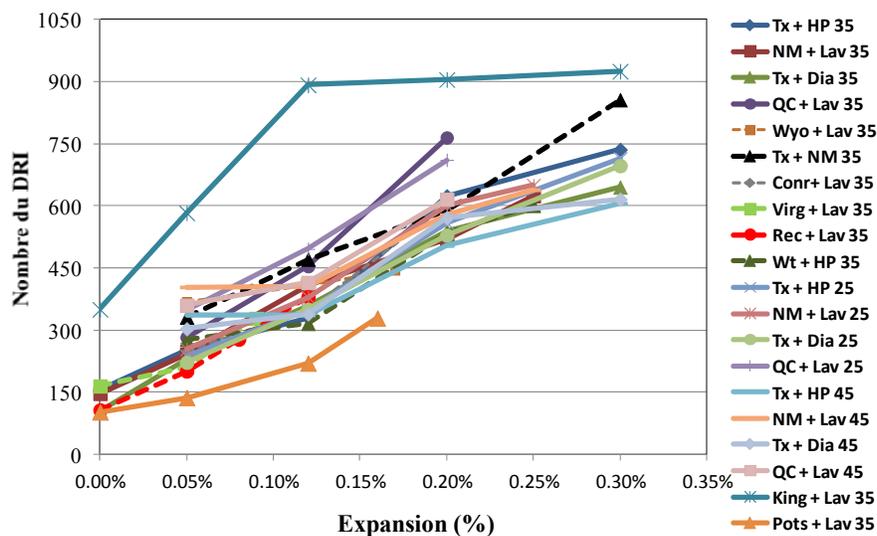


Figure 4.24. Évolution du nombre DRI en fonction de l'expansion des éprouvettes de béton; bétons de 25 à 45 MPa incorporant une variété de granulats réactifs.

### 4.1.3 Résumé des résultats – Thème I, Partie 3 (effets des paramètres d’essais sur les résultats du SDT)

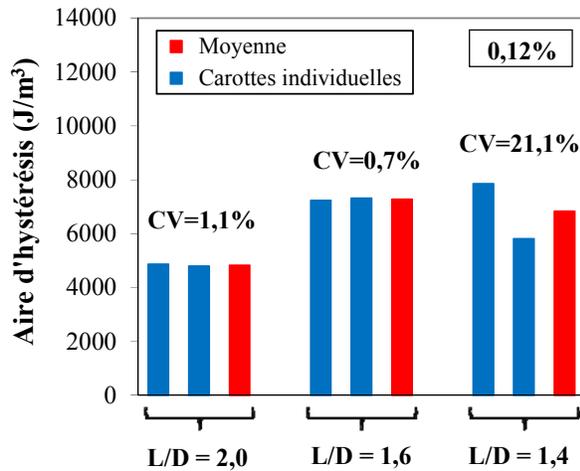
Cette partie de l’étude porte sur l’influence de certains paramètres « logistiques » sur la précision/variabilité de l’essai du SDT. Ces travaux ont été réalisés sur des échantillons préparés et conservés sous des conditions de cure accélérée en laboratoire, de même que sur des carottes prélevées dans divers éléments structuraux de l’échangeur Robert Bourassa – Charest au moment sa démolition en 2010-2011. Cette section se concentre sur les résultats obtenus sur les échantillons de laboratoire alors que les résultats d’essais réalisés sur les carottes de terrain seront présentés à la section 4.2. Les résultats détaillés de ces travaux peuvent être retrouvés dans Sanchez (2014) et Sanchez et al. (2015a), incluant une analyse statistique de la validité des résultats (selon la méthode ANOVA).

#### 4.1.3.1 Effet du rapport L/D des éprouvettes

Des essais SDT ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques fabriquées à partir d’un béton de 45 MPa incorporant le sable réactif Tx et ayant atteint une expansion de  $0,12 \pm 0,01\%$ . Les éprouvettes ont été préparées de façon à obtenir des L/D de 1,4, 1,6 et 2,0. Un niveau de charge correspondant à 40% de la résistance de conception (28 jours) a été sélectionné pour cette série d’éprouvettes. Malgré un nombre restreint d’échantillons, il semble que l’utilisation de L/D inférieurs à la valeur recommandée de 2.0 puisse engendrer des résultats significativement différents lors de l’essai, tel qu’illustré à la Figure 4.25. Le paramètre HA semble particulièrement sensible puisque des augmentations de 42% (L/D = 1,4) et 51% (L/D = 1,6) ont été obtenues par rapport aux éprouvettes de dimension « conventionnelle » (L/D = 2,0) (Figure 4.25A). Cet écart s’est également fait ressentir, mais à un degré moindre, pour les valeurs de PD (Figure 4.25B) et de module d’élasticité (Figure 4.25C).

Rappelons que, tel que spécifié dans la norme ASTM C 469 (module d’élasticité), la longueur de jauge ne doit pas être supérieure à 2/3 de la hauteur de l’éprouvette, préférablement 1/2 de la hauteur de l’éprouvette. Les déformations mesurées trop près des extrémités de l’éprouvette et des plateaux de la presse peuvent en effet être faussées.

A – HA, 5 cycles, béton de 45 MPa



B – PD, 5 cycles, béton de 45 MPa

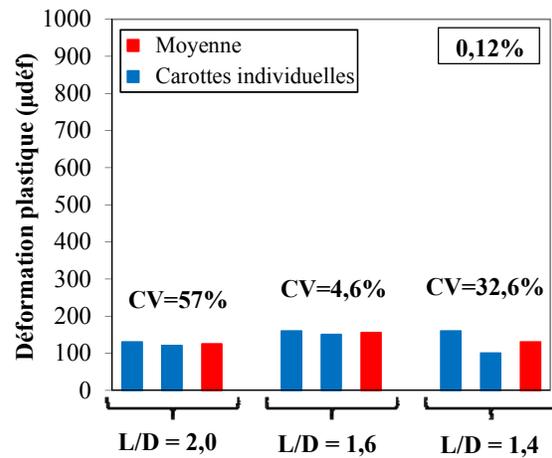
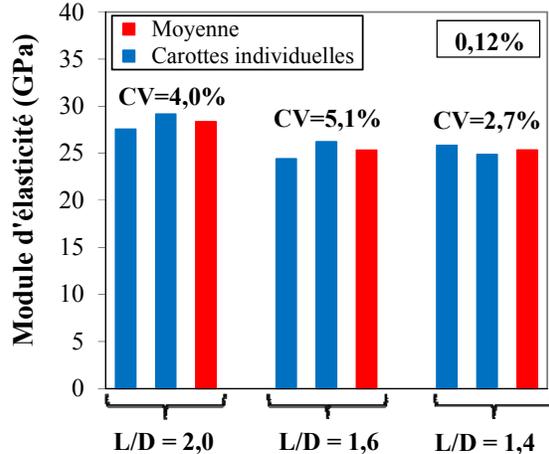
C – ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles, béton de 45 MPa

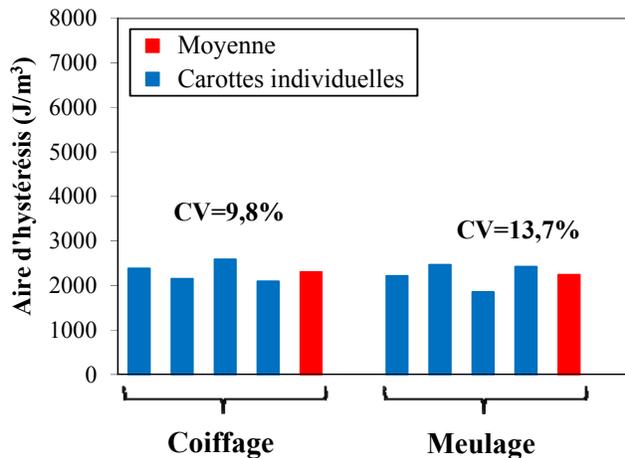
Figure 4.25: Effet du L/D des échantillons sur les résultats du SDT. Les cylindres ont été préparés à partir d'un béton de 45 MPa incorporant le sable réactif Tx. Lors des essais, les éprouvettes avaient atteint une expansion de  $0,12 \pm 0,01\%$ .

A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles).

#### 4.1.3.2 Préparation de surface des éprouvettes

L'influence de la méthode de préparation de la surface à l'extrémité des éprouvettes (meulage vs coiffage au soufre) a été évaluée sur des éprouvettes cylindriques fabriquées à partir d'un béton de 45 MPa incorporant le gravier réactif NM et ayant atteint une expansion de  $0,10 \pm 0,01\%$ . Un niveau de charge correspondant à 30% de la résistance de conception (i.e. 13,5 MPa) a été sélectionné pour cette série d'essais. Les résultats présentés à la Figure 4.26 indiquent que les deux méthodes de préparation des extrémités des éprouvettes, i.e. meulage vs coiffage, ont somme toute offert des résultats fort équivalents pour les différents paramètres du SDT.

A – HA, 5 cycles, béton de 45 MPa



B – PD, 5 cycles, béton de 45 MPa

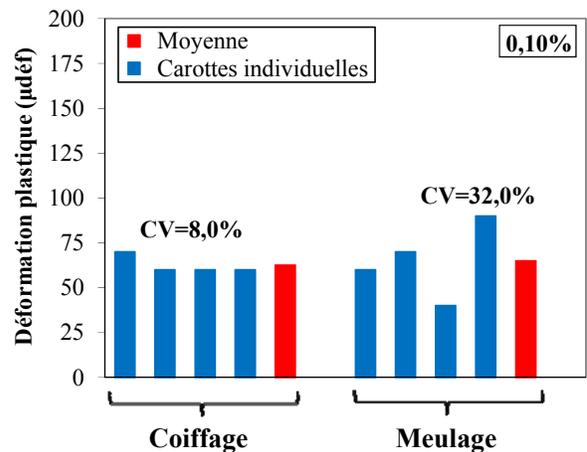
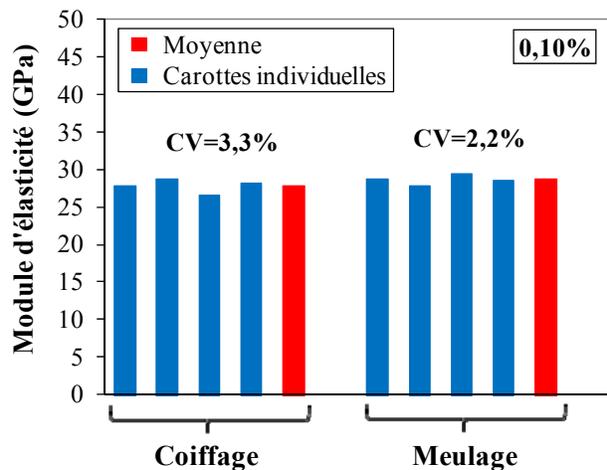
C – ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles, béton de 45 MPa

Figure 4.26: Effet du type de préparation de surface des échantillons sur les résultats du SDT. Les cylindres ont été préparés à partir d'un béton de 45 MPa incorporant le gravier réactif NM. Lors des essais, les éprouvettes avaient atteint une expansion de  $0,10 \pm 0,01\%$ .

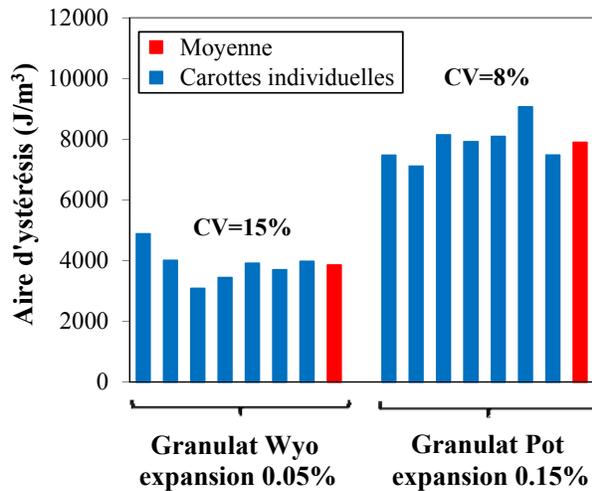
A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (micodéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

#### 4.1.3.3 Variabilité des paramètres « bruts » du SDT

La variabilité des paramètres « bruts » du SDT a été évaluée sur deux groupes d'éprouvettes cylindriques fabriquées à partir de bétons de 35 MPa incorporant le gravier réactif Wyo (7 éprouvettes, expansion  $0,05 \pm 0,01\%$ ) et le grès réactif Pots (7 éprouvettes, expansion  $0,15 \pm 0,01\%$ ) (voir Tableau 3.7).

Les plus faibles valeurs d'écart-type relatif ont été obtenues pour le paramètre ME (4 et 5%, Figure 4.27C), valeurs relativement semblables à celles obtenues pour les paramètres HA (8%) et PD (6%) pour la série d'éprouvettes incorporant le granulats Pots (expansion  $0,15\%$ ) (Figures 4.27A et 4.27B). Des valeurs d'écart-type relatif plus élevées ont été obtenues pour les éprouvettes incorporant le gravier Wyo, ce qui était prévisible compte-tenu du niveau d'expansion inférieur ( $0,05\%$ ) obtenu pour cette série d'éprouvettes.

A – HA, 5 cycles, béton de 45 MPa



B – PD, 5 cycles, béton de 45 MPa

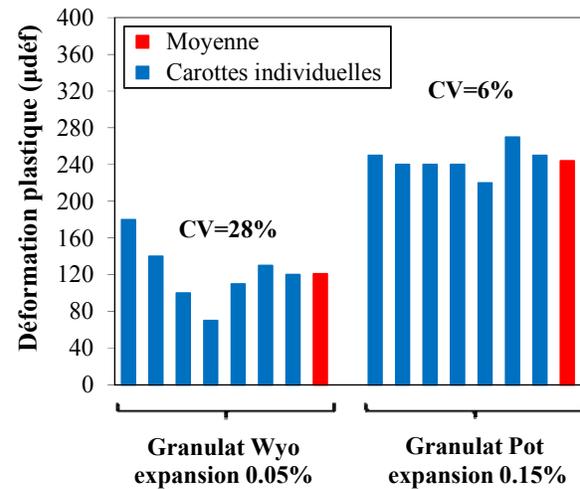
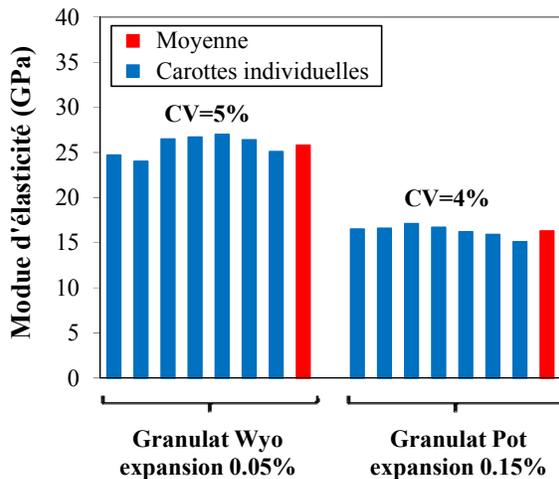
C – ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles, béton de 45 MPa

Figure 4.27: Variabilité de l'essai SDT. Les éprouvettes ont été préparées à partir de bétons de 35 MPa incorporant le gravier réactif Wyo (expansion 0,05%) ou le grès réactif Pots (expansion 0,15%).

A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

#### 4.1.4 Résumé des résultats – Thème I, Partie 4 (mesure des alcalis solubles du béton par lixiviation à l'eau chaude)

Dans cette partie du projet, des éprouvettes cylindres (100 x 200 mm) ont été fabriquées à partir de bétons non réactifs de 25 MPa ( $314 \text{ kg/m}^3$  de ciment) et 35 MPa ( $370 \text{ kg/m}^3$  de ciment). Les éprouvettes ont été conservées en chambre humide à 23°C, protégées contre le ruissellement d'eau, et leur teneur en alcalis soluble à l'eau chaude déterminée après 28, 60 ou 90 jours. Pour ce faire, des demi-éprouvettes (cylindres coupés longitudinalement) ont été broyées suivant un protocole rigoureux de façon à produire des sous-échantillons représentatifs (10 g) de granulométrie < 150 µm.

Deux méthodes de lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton ont été comparées, soit la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a) et une version modifiée appelée la méthode *Espresso*. Le détail de ces méthodes est présenté à la section 3.1.6.6. Le besoin d'apporter certaines modifications à la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a) est ressorti suite à des observations effectuées par le personnel technique réalisant les essais. En effet, la méthode originale du Dr. Bérubé propose de faire « bouillir » les échantillons dans environ 80 ml d'eau distillée pendant une période de 10 minutes. Au cours de cette période, il est apparu parfois difficile de bien contrôler le taux d'ébullition avec le risque de débordement et la perte potentielle d'une certaine quantité d'eau et/ou de matériaux granulaires. De plus, une « croute solide » s'est parfois formée au fond du contenant suite à l'essai (au cours de la période de repos précédant la filtration de la solution), ce qui laissait supposer qu'une certaine cimentation se produisait et pouvait ainsi contribuer à changer la composition de la solution. Enfin, des essais comparatifs ont démontré qu'un mode de filtration sous vide permettait de récupérer plus efficacement la solution de lixiviation. Le Tableau 4.5 résume les séries d'essais effectués dans le cadre de cette étude et dont les résultats sont présentés ci-après.

Tableau 4.5 : Essais pour la mesure des alcalis solubles par lixiviation à l'eau chaude.

	<b>Béton de 25 MPa (314 kg/m<sup>3</sup> de ciment)</b>	<b>Béton de 35 MPa (370 kg/m<sup>3</sup> de ciment)</b>		
<b>Mélange →</b>	<b>AS-1</b>	<b>AS-4</b>	<b>AS-5</b>	<b>AS-6</b>
<b>Ciment et alcalis</b>	<b>Ciment Québec (CQ) 0,88% Na<sub>2</sub>Oeq; 2,73 kg/m<sup>3</sup></b>	<b>CQ 0,88% Na<sub>2</sub>Oeq; 3,22 kg/m<sup>3</sup></b>	<b>CQ + NaOH 1,25% Na<sub>2</sub>Oeq; 4,63 kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Ciment Dragon 1,25% Na<sub>2</sub>Oeq; 4,63 kg/m<sup>3</sup></b>
Extraction Méthode Bérubé et al. (2005a)		28 jours	28 jours	
Extraction Méthode <i>Espresso</i>	28, 60 et 90 jours	28 jours	28 et 90 jours	28, 60 et 90 jours

#### 4.1.4.1 Effet de la méthode d'extraction des alcalis solubles

La Figure 4.28 compare les résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-4 après 28 jours. Dans le premier cas (Figure 4.28A), l'extraction des alcalis a été réalisée selon la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a) (i.e. bouillir l'échantillon de béton pendant 10 minutes et laisser le système au repos jusqu'au lendemain matin avant de filtrer la solution pour analyse), à l'exception que la récupération de la solution a été réalisée par filtration sous vide. Dans le deuxième cas (Figure 4.28B), l'extraction des alcalis a été réalisée en exposant l'échantillon de béton à 80 ml d'eau bouillante tout en réalisant simultanément la filtration sous vide de la solution d'extraction (méthode *Espresso*). Une fois l'extraction complétée et la solution refroidie, le volume de celle-ci a été complété à 100 ml.

La Figure 4.28 indique que le pourcentage moyen d'extraction des alcalis d'origine du béton est semblable d'une procédure à l'autre, avec des moyennes de 83,7% (méthode Bérubé) et 84,6% (Méthode *Espresso*); toutefois, l'écart-type relatif est sensiblement réduit par l'utilisation de la méthode *Espresso*, passant de 5,3% à 2,1%.

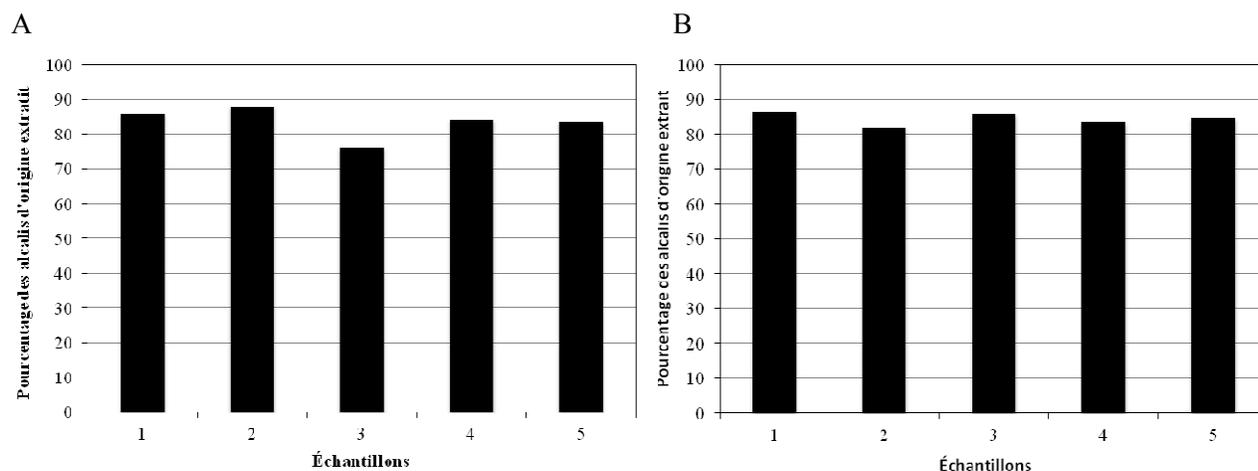


Figure 4.28 : Résultats de mesures de lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-4 (35 MPa, CQ, contenu en alcalis de  $3,22 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ , âge du béton : 28 jours). Les résultats sont exprimés en % de la teneur en alcalis d'origine du béton ayant été extrait. A. Résultats selon la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a), mais utilisant une filtration sous vide. B. Résultats selon la méthode *Espresso*.

#### 4.1.4.2 Optimisation de la méthode *Espresso*

##### *Effet de la température d'extraction*

La Figure 4.29 compare les résultats des essais de lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 lorsque la méthode *Espresso* est utilisée avec des solutions d'extraction à 25°C ou 100°C. Dans les deux cas, 80 ml d'eau distillée ont été utilisés tout en réalisant simultanément la filtration sous vide. Une fois l'extraction complétée et la solution refroidie, le volume de celle-ci a été complété à 100 ml. L'augmentation de la température de la solution d'extraction fait passer le pourcentage moyen d'alcalis récupéré de 76,1% (25°C; écart type relatif de 6,3%) à 85,7% (100°C; écart type relatif de 3,8%).

##### *Effet du volume de la solution d'extraction*

La Figure 4.30 compare les résultats des essais de lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5, lorsque la méthode *Espresso* est utilisée avec des volumes de solution d'extraction (eau bouillante - 100°C) de 80 et 300 ml. Une fois l'extraction complétée et les solutions refroidies, le volume a été complété à 500 mL pour un volume d'extraction de 300 ml, et à 100 ml pour un volume d'extraction de 80 ml. Malgré des valeurs moyennes de récupération des alcalis d'origine semblables (85,1% vs 84,7%), il apparaît très clairement que l'utilisation d'un plus grand volume de solution d'extraction améliore de façon significative la précision des résultats (écart type

relatif de 12,8% vs 1,7%). Ceci est sans doute attribuable au plus grand volume d'eau qui assure une extraction plus complète des alcalis, d'un essai à un autre.

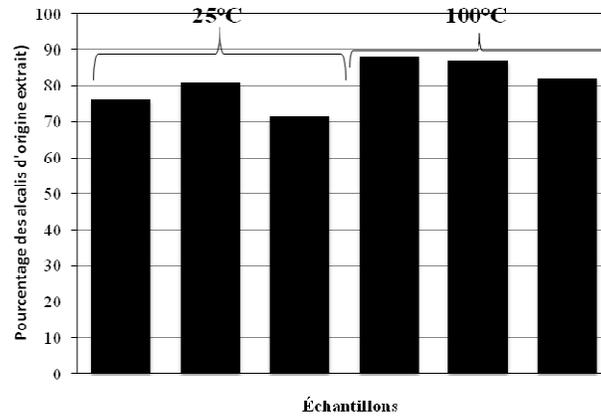


Figure 4.29 : Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de  $4,63 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ , âge du béton : 28 jours) selon la méthode *Espresso* - comparaison pour des solutions d'extraction (eau distillée) à 25 et 100°C. Résultats exprimés en % extrait de la teneur en alcalis d'origine du béton.

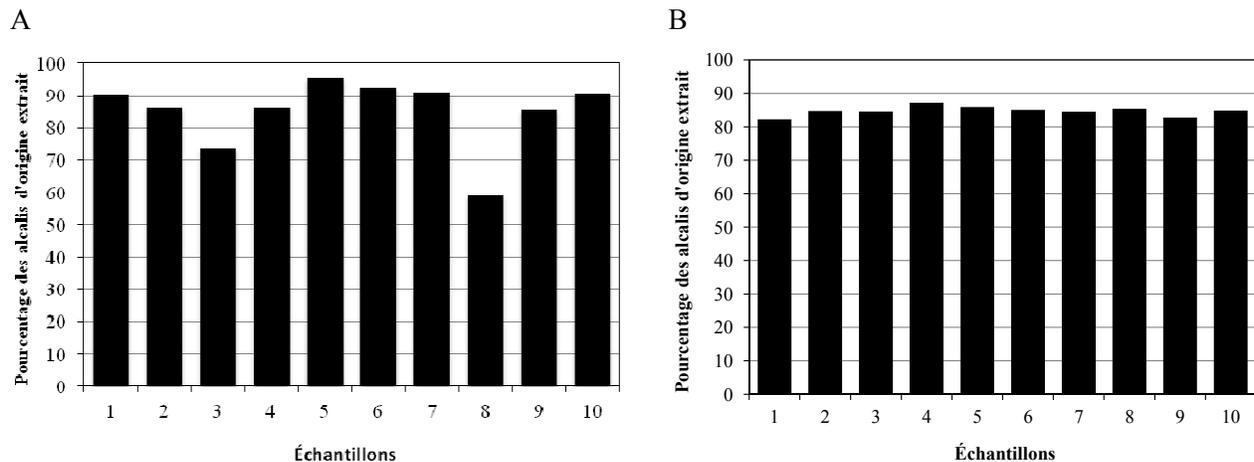


Figure 4.30 : Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de  $4,63 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ) selon la méthode *Espresso* - effet du volume de la solution d'extraction. Les résultats sont exprimés en % de la teneur en alcalis d'origine du béton ayant été extrait. A. Volume de solution d'extraction (100°C) = 80 ml. B. Volume de solution d'extraction (100°C) = 300 ml.

#### Récupération des alcalis en fonction du temps

Les Figures 4.31 à 4.33 comparent les résultats des essais d'extraction des alcalis de différents bétons par lixiviation à l'eau chaude, lorsque la méthode *Espresso* est utilisée avec 300 ml d'eau bouillante (100°C). Des proportions moyennes semblables d'extraction des alcalis d'origine ont été obtenues à 28 jours (84,0%), 60 jours (84,4%) et 90 jours (84,5%) pour le béton AS-1 (25

MPa, contenu en alcalis de  $2,73 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ) (Figure 4.31). De plus, les valeurs d'écart-type relatif obtenues sur les dix sous-échantillons analysés pour chacune de ces échéances varient de 1,9% (60 jours) à 3,9% (28 et 90 jours), démontrant une excellente précision de la méthode.

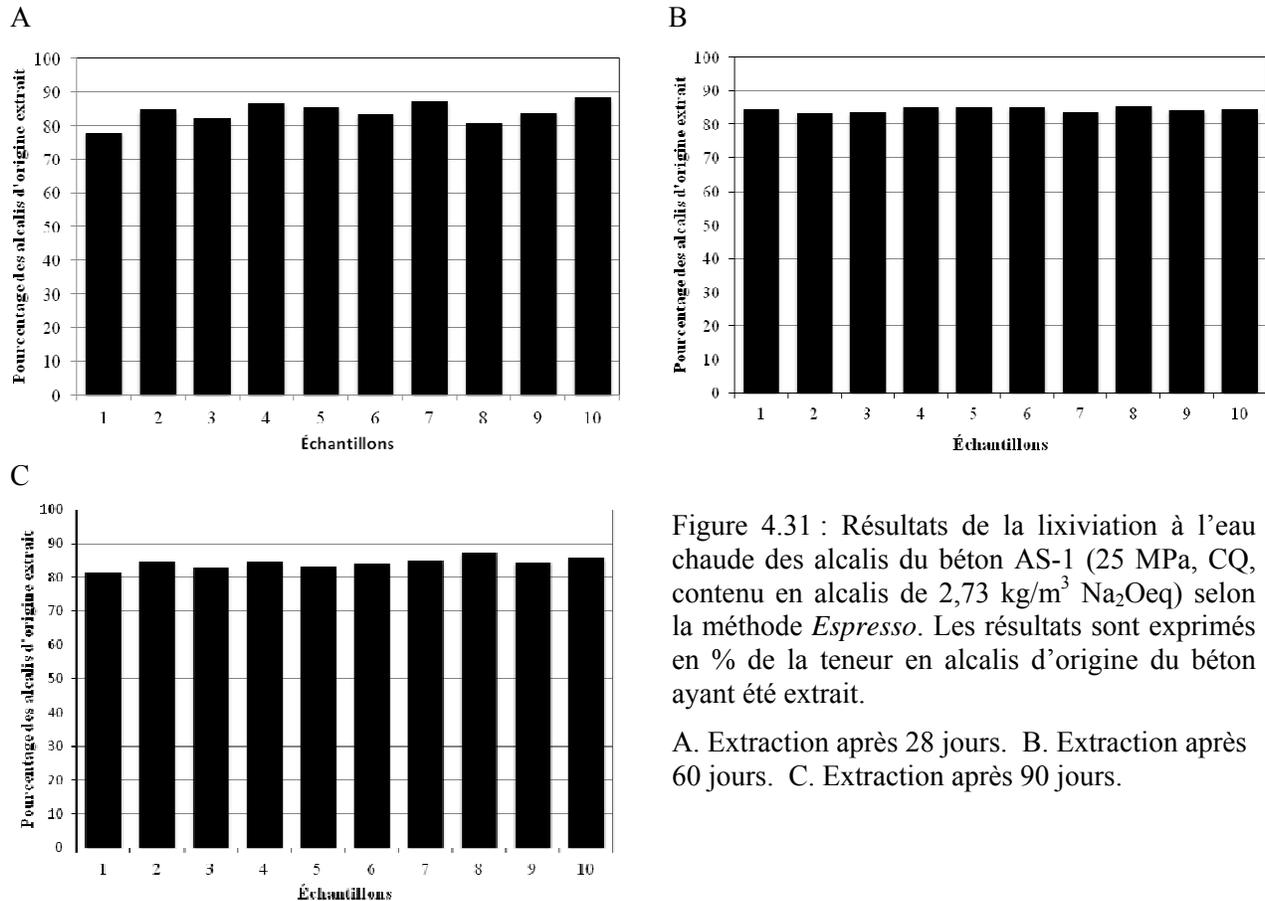


Figure 4.31 : Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-1 (25 MPa, CQ, contenu en alcalis de  $2,73 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ) selon la méthode *Espresso*. Les résultats sont exprimés en % de la teneur en alcalis d'origine du béton ayant été extrait.

A. Extraction après 28 jours. B. Extraction après 60 jours. C. Extraction après 90 jours.

Dans le cas du béton AS-4 (35 MPa, contenu en alcalis de  $3,25 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ), une proportion moyenne d'extraction des alcalis d'origine de 85,7% a été obtenue à 28 jours (Figure 4.32). Une fois de plus, un faible écart-type relatif (3,6%) a été obtenu pour les 10 sous-échantillons.

Les résultats obtenus pour les bétons AS-6 (35 MPa, contenu en alcalis de  $4,63 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ; 28, 60 et 90 jours) et AS-5 (35 MPa, contenu en alcalis de  $4,63 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ; 90 jours) sont présentés à la Figure 4.33. Il est intéressant de constater que des proportions moyennes d'extraction des alcalis d'origine plutôt semblables ont été obtenues à 28 jours (77,6%, figure 4.33A) et 60 jours (80,2%, figure 4.33B), alors que ce pourcentage de récupération a chuté de façon significative à 90 jours (63,5%, Figure 4.33C). Il est difficile de conclure à ce stade-ci qu'il s'agit d'une chute réelle ou d'une série de valeurs erronées puisqu'un tel comportement n'a pas été observé pour les autres séries d'échantillons. Une valeur plus élevée, et semblable à ce qui était « attendu », a en effet été obtenue, à même échéance (90 jours), pour le béton AS-5 (84,7%,

Figure 4.33D). Des séries d'essais supplémentaires seront donc nécessaires afin de vérifier les résultats obtenus à 90 jours pour le béton AS-6. Mentionnons enfin que dans l'ensemble, les résultats des différentes séries d'essais présentés à la Figure 4.33 montrent une excellente reproductibilité, avec des valeurs d'écart-type relatif variant entre 0,7 et 1,7%.

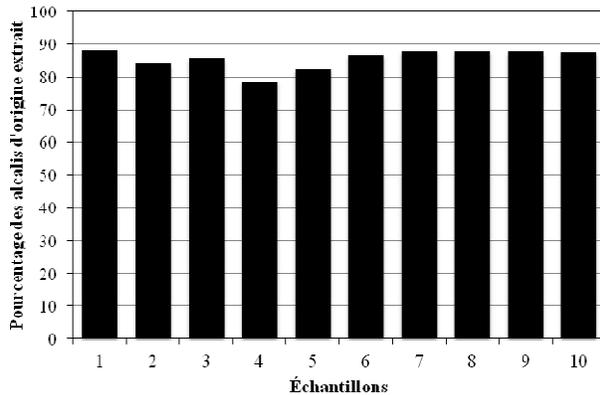


Figure 4.32 : Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-4 (35 MPa, CQ, contenu en alcalis de  $3,25 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ) selon la méthode *Espresso*. Les résultats sont exprimés en % de la teneur en alcalis d'origine du béton ayant été extrait. Extraction après 28 jours.

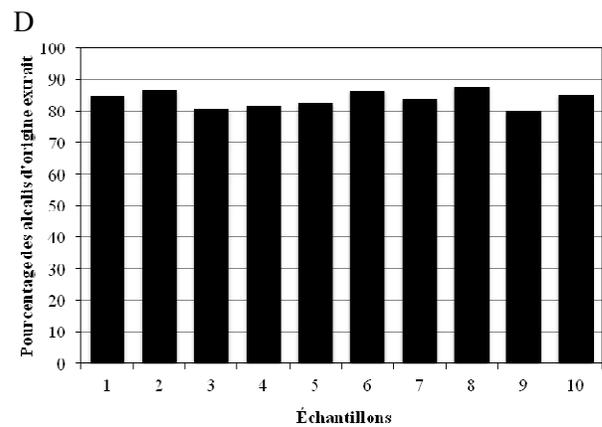
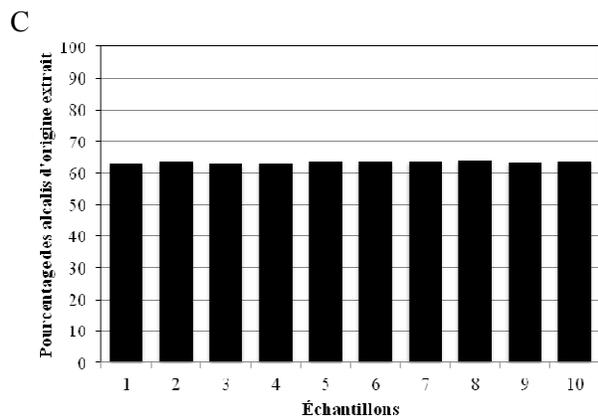
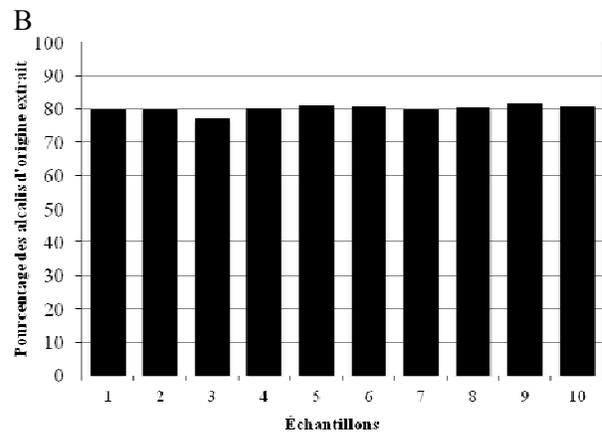
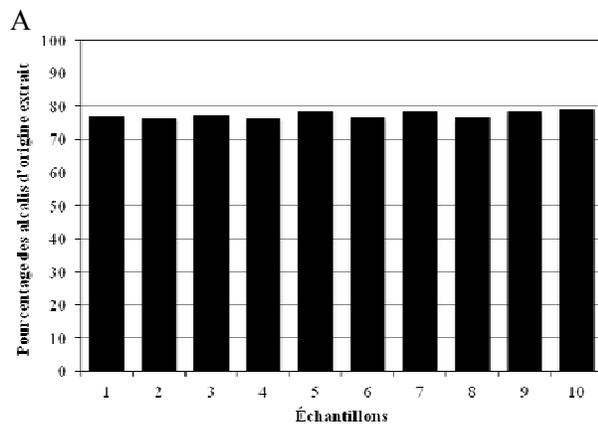


Figure 4.33 : Résultats de la lixiviation à l'eau chaude du béton AS-6 (35 MPa, Ciment Dragon, contenu en alcalis de  $4,63 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ) (A à C) selon la méthode *Espresso*. Les résultats sont exprimés en % de la teneur en alcalis d'origine du béton ayant été extrait. A. Extraction après 28 jours. B. Extraction après 60 jours. C. Extraction après 90 jours. D. Béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de  $4,63 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{Oeq}$ ) – Extraction après 90 jours.

#### 4.1.4.3 Comparaison de la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a) et la méthode *Espresso*

La figure 4.34 compare les résultats des essais d'extraction des alcalis du béton AS-5 tels qu'obtenus selon la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a) et la méthode *Espresso* (300 ml d'eau bouillante (100°C)). En excluant la valeur aberrante obtenue pour le sous-échantillon no. 10 à la Figure 4.34A, un pourcentage de récupération moyen de 77,4% a été obtenu, avec un écart-type relatif plutôt élevé de 7,0%. La valeur moyenne d'extraction obtenue selon la méthode *Espresso* était de 84,7%, avec un écart-type relatif mesuré sur les 10 sous-échantillons de 1,7%.

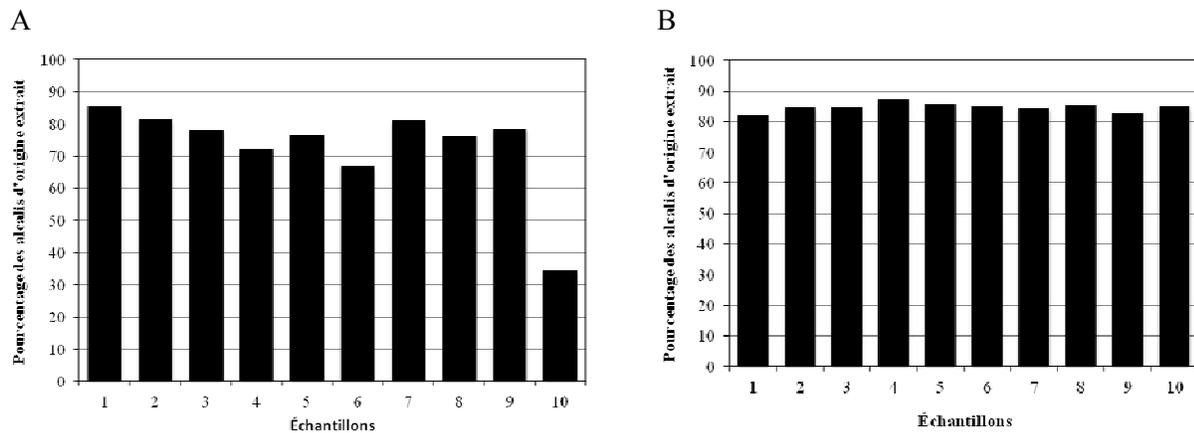


Figure 4.34 : Résultats de la lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton AS-5 (35 MPa, CQ+, contenu en alcalis de 4,63 kg/m<sup>3</sup> Na<sub>2</sub>Oeq). Les résultats sont exprimés en % de la teneur en alcalis d'origine du béton ayant été extrait. A. Méthode *Bérubé et al. (2005a)*, volume de solution d'extraction (100°C) = 80 ml. B. Méthode *Espresso*, volume de solution d'extraction (100°C) = 300 ml.

## 4.2 Thème II - Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS (Échangeur Robert Bourassa – Charest).

Les principaux éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest ont été sommairement inspectés en 2010-2011 afin d'en établir la condition générale et de sélectionner des endroits propices à l'échantillonnage par carottage. L'objectif de ces activités étaient de comparer l'état d'endommagement externe et interne de ces éléments par l'entremise des différents outils décrits précédemment, notamment le *Stiffness Damage Test* (SDT) et le *Damage Rating Index* (DRI), et ce afin d'en déterminer la pertinence et de fournir des recommandations quant à leur utilisation future. Une attention particulière a été portée aux colonnes supportant le tablier de la structure, dont certaines d'entre elles ont été traitées avec différents produits (scellant, enduits de surface, enveloppement) afin, entre autres, de mitiger les effets de la RAS. Les sections qui suivent présentent un résumé des résultats ainsi obtenus, et ce autant sur le terrain qu'en laboratoire.

Les annexes B et C de ce rapports présentent des photographies de différents colonnes des groupes sud-est, sud-ouest et nord-ouest de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Une

compilation des résultats des essais de laboratoire effectués sur les carottes prélevées au sein des différents éléments de cet échangeur est présentée à l'annexe D de ce rapport.

#### **4.2.1 Colonnes en « Y »**

##### **4.2.1.1 Colonnes – inspection visuelle**

Le Tableau 4.6 résume les principaux résultats de l'inspection visuelle des différents groupes de colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (voir Figures 3.11 à 3.14 pour la description des groupes de colonnes). Des photographies de la condition générale (vue d'ensemble) de chacune de ces colonnes sont présentées à l'annexe B de ce rapport. Les Figures 4.34 et 4.35 présentent la moyenne des valeurs de l'ouverture maximale des fissures mesurées sur les différentes sections/branches des colonnes, alors que la fourchette de ces valeurs d'ouverture maximale est présentée au Tableau 4.6.

##### *Colonnes non traitées*

Les colonnes situées aux extrémités des bases massives (i.e. Y25, Y32, Y41, Y48, Y17) montrent un état d'endommagement visuel variant d'élevé à très élevé (cotes 4 à 5; Tableau 4.6). Elles sont sévèrement exposées aux intempéries, puisque non protégées par le tablier de la structure. Les colonnes immédiatement adjacentes (i.e. Y18, Y26, Y42), sans doute non entièrement protégées des intempéries, montrent également un niveau d'endommagement visuel important, variant de moyen à élevé (cotes 3 et 4). Ces colonnes « externes » montrent les valeurs moyennes d'ouverture maximale de fissures les plus élevées, telles qu'on peut le remarquer sur les Figures 4.35 et 4.36.

Les colonnes non traitées et situées sous la portion centrale de l'échangeur (i.e. Y19, Y20, Y21), bien qu'exposées à l'humidité « atmosphérique », sont protégées des intempéries par le tablier. Bien qu'elles montrent des fissures de dimension non négligeable (Tableau 4.6 et Figure 4.36), la sévérité de l'endommagement a été jugée faible.

Il apparaît que l'apport supplémentaire d'humidité (pluie) et l'exposition aux cycles de mouillage-séchage et de gel-dégel a sans doute contribué de façon significative à augmenter l'endommagement visuel des colonnes « externes » de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. De plus, les fissures des colonnes exposées aux intempéries présentaient généralement un aspect foncé ou « humide », possiblement associable à la présence d'exsudations immédiatement adjacentes à ces fissures à la surface de l'élément affecté. Cet aspect humide était également présent à la sortie de quelques fissures des colonnes protégées sous le tablier de l'échangeur; par contre, l'intensité de cette décoloration était généralement plus faible.

Tableau 4.6 : Caractéristiques et résultats de l'inspection visuelle des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.

Groupe	Colonne	Traitement	Exposition	Condition <sup>1</sup>	Fissuration (mm) <sup>2</sup>	Carottage
Sud-ouest	Y25	Masterseal SL	Intempéries	4	0,6 – 3,0	X
	Y26	Aucun	Sous le tablier	3-4	1,0 – 4,0	--
	Y27	Aucun	Sous le tablier	3-4	0,6 – 1,0	--
	Y28	Masterseal SL	Sous le tablier	2	0,2 – 1,3	X
	Y29	Planiseal	Sous le tablier	2	0,6 – 1,5	X
	Y30	Masterseal SL + enduit Texcote	Sous le tablier	1	0,1 – 0,6	X
	Y32	Aucun	Intempéries	5	0,6 – 1,0	X
Sud-est	Y41	Aucun	Intempéries	5	0,4 – 2,0	--
	Y42	Aucun	Sous le tablier	4	0,5 – 5,0	--
	Y43	Aucun	Sous le tablier	3	0,25 – 1,0	X
	Y46	Aucun	Sous le tablier	3	0,33 – 3,0	--
	Y48	Aucun	Intempéries	4-5	0,6 – 2,0	--
Nord-ouest	Y17	Aucun	Intempéries	4	0,4 – 2,0	X
	Y18	Aucun	Sous le tablier	4	1,0	--
	Y19	Aucun	Sous le tablier	2	0,8 – 2,0	--
	Y20	Aucun	Sous le tablier	2	0,4 – 0,8	--
	Y21	Aucun	Sous le tablier	2	0,4 – 0,6	--
	Y22	Masterseal SL + enduit Miracote	Sous le tablier	1-2	0 – 0,5	X
	Y23	Masterseal SL + enduit Ambex	Sous le tablier	1	0 – 0,1	X
	Y24	Sika wrap	Intempéries	0-1	0	X

1 Estimation du niveau d'endommagement visuel de la colonne selon le barème suivant : 0 : non endommagée; 1 : traces d'endommagement; 2 : endommagement notable mais globalement faible; 3 : endommagement moyen; 4 : endommagement élevé; 5 : endommagement très élevé.

2 Fourchette d'ouverture maximale (mm) des fissures observées sur les différentes sections/branches des colonnes.

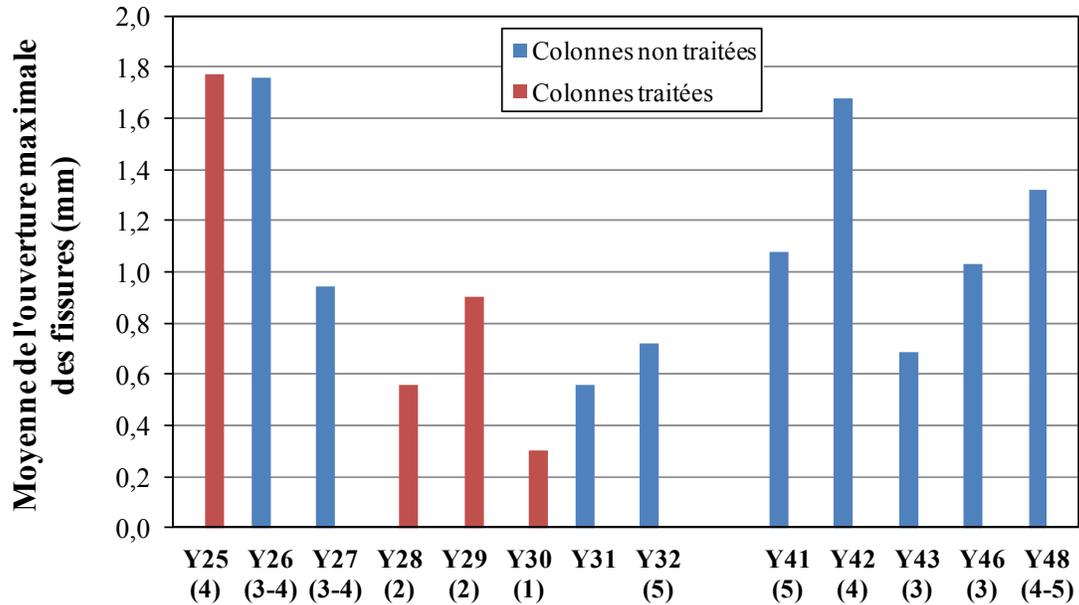


Figure 4.35 : Moyenne de l'ouverture maximale des fissures présentes sur les différentes sections des colonnes des groupes sud-ouest (à gauche) et sud-est (à droite) (voir Figures 3.12 et 3.14 pour l'emplacement des colonnes). La cote d'endommagement visuel est donnée entre parenthèses sous le numéro de colonne. 0 : non endommagée; 1 : traces d'endommagement; 2 : endommagement notable mais globalement faible; 3 : endommagement moyen; 4 : endommagement élevé; 5 : endommagement très élevé.

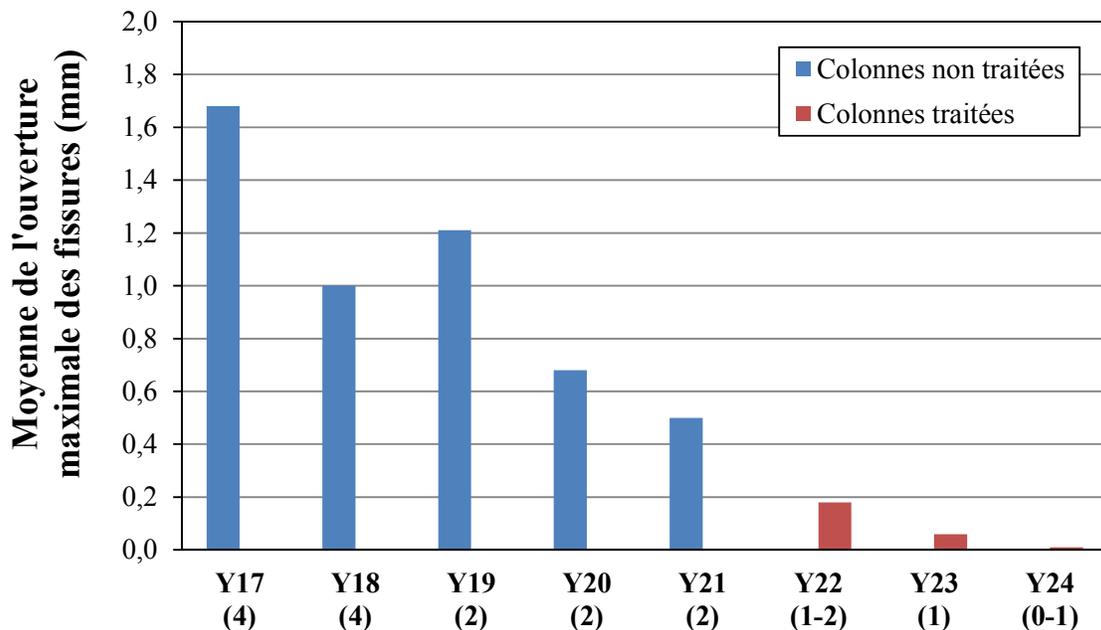


Figure 4.36 : Moyenne de l'ouverture maximale des fissures présentes sur les différentes sections des colonnes du groupe nord-ouest (voir Figure 3.11 pour l'emplacement des colonnes). La cote d'endommagement visuel est donnée entre parenthèses sous le numéro de colonne. 0 : non endommagée; 1 : traces d'endommagement; 2 : endommagement notable mais globalement faible; 3 : endommagement moyen; 4 : endommagement élevé; 5 : endommagement très élevé.

### *Colonnes traitées*

L'annexe C présente des photos détaillées de la condition des différents éléments des colonnes qui ont été échantillonnées pour la réalisation d'essais en laboratoire. Il s'agit, dans la plupart des cas, de colonnes ayant subi un traitement de surface, de même que quelques colonnes « de référence » (non traitées).

La colonne Y25, traitée avec le Masterseal SL et située à l'extrémité nord du groupe sud-ouest, montre un niveau d'endommagement visuel élevé qui est fort comparable à celui de la colonne non traitée Y17 (extrémité nord du groupe nord-ouest), et ce tant par leur aspect visuel (cote 4; Figure 4.37) que par l'ouverture des fissures observées (Figures 4.35 et 4.36). L'examen détaillé des photographies présentées aux Figures C-1 (Y25) et C-7 (Y17) (i.e. à l'annexe C) révèle toutefois que les fissures présentes en surface de la colonne non traitée Y17 ont généralement une apparence « humide » plus marquée que celles observées sur la colonne traitée Y25. Bérubé et al. (2002b) avaient rapporté un tel effet bénéfique suite au traitement au silane de barrières médianes affectées par la RAS et situées le long du boulevard Robert Bourassa. Il est fort probable que la colonne Y25 ait été traitée alors que son niveau d'endommagement était déjà significativement élevé; ceci expliquerait, du moins en partie, l'intensité de la fissuration qui l'affecte.

Les colonnes Y28 et Y29, traitées respectivement avec le Masterseal SL et le Planiseal, montrent un endommagement notable mais jugé de faible sévérité (cote 2). Des fissures sont en effet visibles (Figure 4.35), mais elles sont moins « apparentes » puisqu'elles ne montrent généralement pas un aspect humide (voir Figures 4.38, mais surtout C2 et C3 à l'annexe C). La cote d'endommagement de ces colonnes s'apparente donc à celle obtenue pour les colonnes non traitées Y19 à Y21, également protégées sous le tablier de la structure.

Les colonnes ayant été traitées avec le Masterseal SL puis recouvertes d'un enduit de surface, i.e. Texcote (Y30), Miracote (Y22) et Ambex (Y23), montrent toutes un niveau d'endommagement visuel variant de faible à très faible. Bien que l'on puisse en effet noter la présence sous-jacente de fissures, témoignant sans doute d'un niveau d'endommagement notable au moment du traitement, les différents enduits de surface ont conservé une bonne capacité à « ponter » les fissures puisque peu d'entre elles sont réapparues ou elles ne montraient que de faibles ouvertures (voir Figures 4.35 et 4.36; C-4, C-8 et C-9 à l'annexe C), conférant ainsi à ces colonnes un aspect global fort acceptable. Toutefois, il est à noter que ces colonnes, étant situées sous le tablier de la structure, n'étaient donc pas soumises directement aux intempéries et à l'apport excessif d'humidité.

Finalement, la colonne Y32, enveloppée à l'aide du *SIKA wrap*, ne semblait montrer que quelques décollements très localisés et peu étendus du recouvrement de surface (sur la base d'une observation visuelle seulement – pas de mesures d'arrachement effectuées lors de l'inspection); toutefois, aucune fissuration ou détérioration significative n'a été notée, et ce malgré le fait qu'il s'agit d'une colonne « externe » exposée aux intempéries.

A – Colonne Y17



B – Colonne Y25

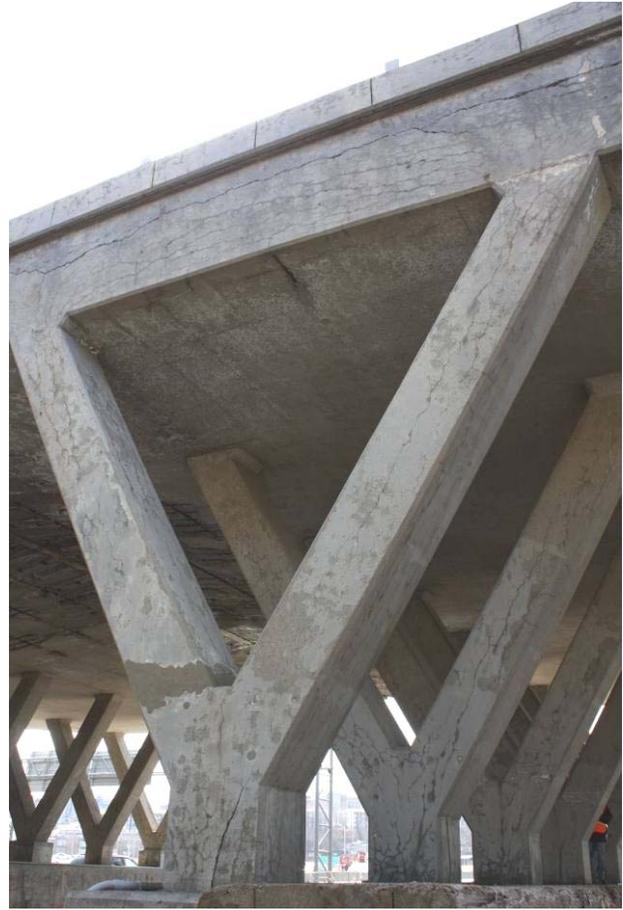


Figure 4.37 : Aspect général des colonnes Y17 (non traitée) (A) et Y25 (*Masterseal SL*) (B).

A – Colonne Y28



B – Colonne Y29

Figure 4.38 : Aspect général des colonnes Y28 (*Masterseal SL*) et Y29 (*Planiseal*).

#### 4.2.1.2 Colonnes – essais de laboratoire

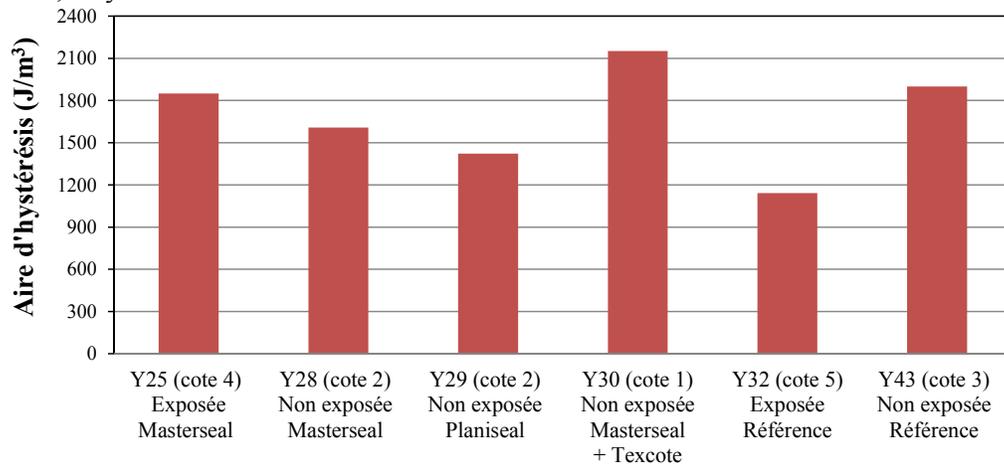
Différentes séries d'essais ont été réalisées sur les carottes prélevées à partir des éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest, et ce par l'entremise du *Stiffness Damage Test (SDT)* et du *Damage Rating Index (DRI)*. Les sections suivantes présentent les résultats de ces travaux.

##### *Essais du SDT*

La Figure 4.39 présente les résultats des essais SDT qui ont été réalisés sur des carottes prélevées au sein des colonnes Y25, Y28, Y29, Y30, Y32 (bloc sud-ouest) et Y43 (bloc sud-est) de l'échangeur Robert Bourassa- Charest. Les résultats des essais sont représentés par les trois paramètres ci-après :

- Aire d'hystérésis des 5 cycles de chargement-déchargement;
- Déformation plastique au cours des 5 cycles de chargement-déchargement;
- Module d'élasticité, moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles de chargement-déchargement.

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

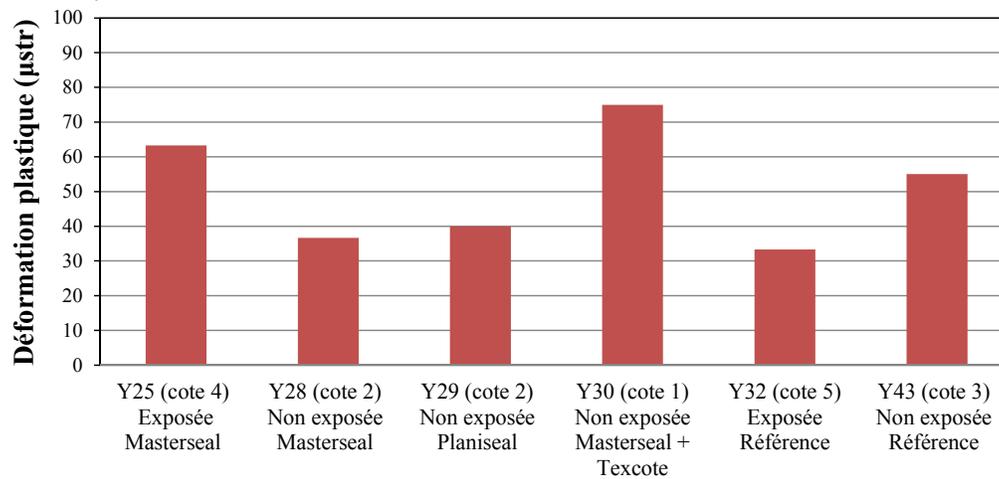
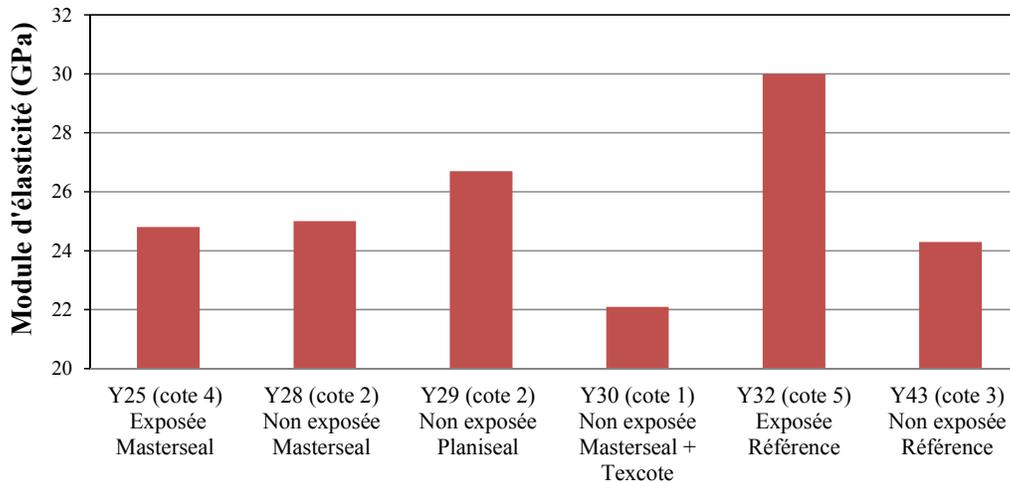
C - ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.39 : Résultats des essais de *Stiffness Damage Test* (SDT) sur les carottes prélevées au sein des colonnes du groupe sud-ouest de l'échangeur Robert Bourassa - Charest. La condition d'exposition et la cote visuelle d'endommagement sont indiquées avec l'identification de la colonne. A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles).

Les essais ont été effectués sur des échantillons provenant de la partie centrale des colonnes (i.e. à l'intérieur de la cage d'armature), et ce à un niveau de charge correspondant à 40% (11,2 MPa) de la résistance de conception du béton (28 MPa). Ce dernier est légèrement supérieur au niveau de charge de 10 MPa recommandé par les travaux de Smaoui et al. (2004a) et est basée sur les travaux de Sanchez (2014), tel que discuté précédemment dans ce rapport. La cote d'endommagement obtenue lors de l'inspection visuelle de la structure en 2011 est également indiquée sur les graphiques. Les résultats détaillés sont présentés à l'annexe D.

Les valeurs d'aire d'hystérésis des 5 cycles de chargement-déchargement diminuent progressivement pour les carottes Y25 à Y29, suggérant un endommagement décroissant du béton en se dirigeant vers les colonnes situées sous le tablier de la structure. Ces résultats sont logiques compte-tenu que la sévérité de l'exposition et le niveau d'endommagement visuel des colonnes diminuent également. On observe toutefois la valeur d'aire d'hystérésis la plus élevée pour les carottes provenant de la colonne 30. Ce résultat est à prime abord surprenant puisque cette colonne est située sous le tablier de la structure et qu'elle montre un niveau d'endommagement visuel de 1. Il est toutefois nécessaire de mentionner que cette colonne était recouverte d'un enduit de surface (Texcote) en bon état qui ne laissait pas supposer un état d'endommagement interne élevé pour cette colonne. La faible valeur (en  $J/m^3$ ) obtenue pour la colonne 32 nous apparaît tout aussi surprenante compte-tenu de la sévérité de l'exposition et de l'état d'endommagement visuel de cette colonne (cote 5) répertorié. Les résultats de l'examen pétrographique des colonnes par la méthode du DRI (section suivante) devraient nous permettre de confirmer (ou non) l'état d'endommagement de cette colonne suggérée par les résultats du SDT. La valeur d'aire d'hystérésis obtenue pour la colonne 43 semble plutôt élevée compte-tenu que cette colonne était protégée par le tablier; toutefois, la proximité du boulevard Robert Bourassa et la circulation à haute vitesse contribuaient probablement à conserver un brouillard humide en suspension lors des journées de pluie, ce qui pouvait contribuer à conserver des conditions humides, à tout le moins occasionnellement, pour les colonnes du groupe sud-est (i.e. à l'est de la voie ferrée). Une cote d'endommagement visuel de 3 avait d'ailleurs été attribuée à cette colonne (Tableau 4.6).

Les valeurs de déformation plastique obtenues au cours des cinq cycles de chargement-déchargement pour les séries de carottes testées à un niveau de charge de 40%, montrent des tendances semblables à celles décrites sur la base des résultats d'aire d'hystérésis (Figure 4.39B). Tout comme dans le cas de l'aire d'hystérésis, la valeur de déformation plastique obtenue pour la colonne 30 est très élevée. La figure 4.39C montre une augmentation de la valeur moyenne de module d'élasticité pour le béton des colonnes Y25 à Y32, tendance semblable à celle obtenue par les résultats d'aire d'hystérésis et de déformation plastique et suggérant une diminution de l'endommagement du béton. De plus, tel qu'identifié par les autres paramètres du SDT, des valeurs significativement plus faibles de module ont été obtenues pour les colonnes Y30 et Y43, suggérant un endommagement supérieur du béton de ces éléments. À l'opposé, une valeur de module plus élevée a été obtenue pour le béton de la colonne Y32, indiquant un béton en

meilleure condition que dans le cas des colonnes adjacentes; une fois de plus, ce résultat est un peu surprenant compte-tenu du niveau d'endommagement visuel (cote 5) de la colonne Y32 et de la sévérité de l'exposition à laquelle cette colonne est soumise.

La figure 4.40 présente les résultats des essais SDT qui ont été réalisés sur des carottes prélevées au sein des colonnes Y17, Y22, Y23, Y24 (bloc nord-ouest) de l'échangeur Robert Bourassa-Charest. Les résultats des essais sont de nouveau représentés par les trois paramètres ci-après :

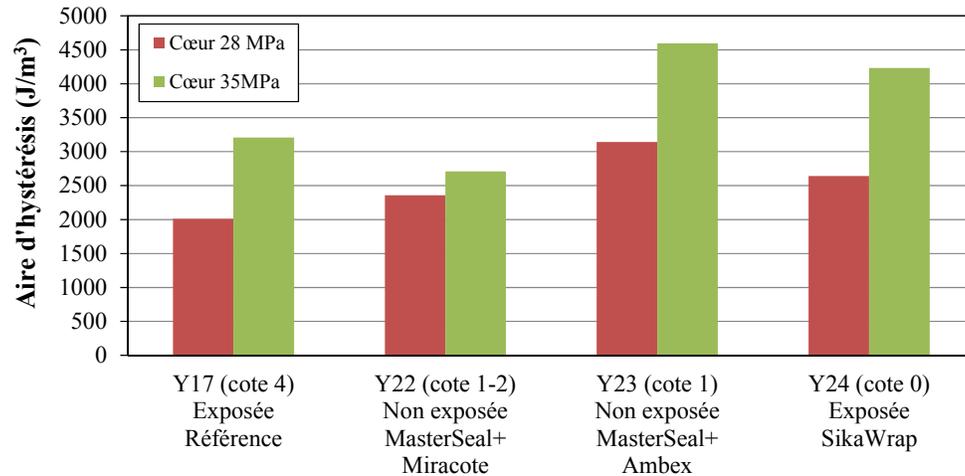
- Aire d'hystérésis des 5 cycles de chargement-déchargement;
- Déformation plastique au cours des 5 cycles de chargement-déchargement;
- Module d'élasticité, moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles de chargement-déchargement.

Les essais ont également été effectués sur des portions de carottes provenant de la portion centrale des colonnes (i.e. à l'intérieur de la cage d'armature). Des niveaux de charge correspondant à 40% de la résistance de conception (28 MPa), mais également à 40% d'un niveau de résistance de 35 MPa (i.e. 14 MPa) ont été utilisés. Ce dernier pourrait représenter la résistance atteinte par le béton sain à plus long terme. La cote d'endommagement obtenue lors de l'inspection visuelle de la structure en 2011 est également indiquée sur les graphiques. Les résultats détaillés sont présentés à l'annexe D.

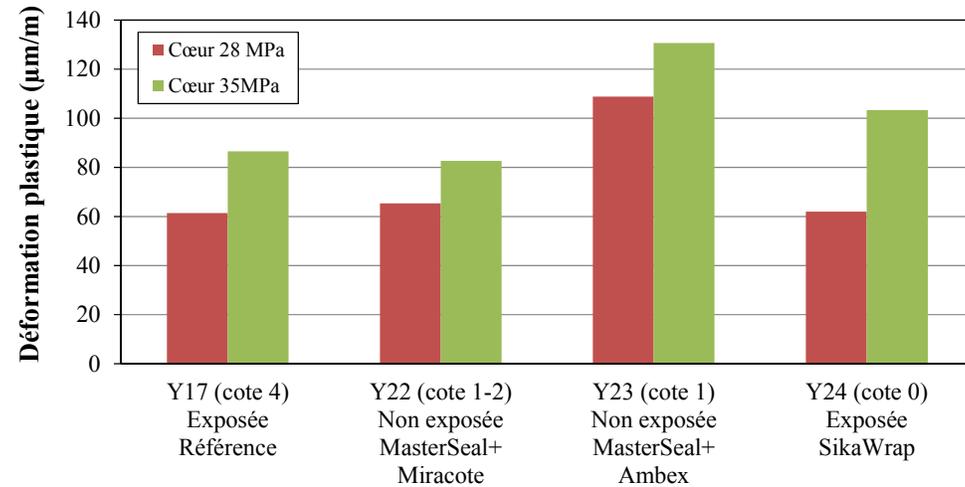
On remarque tout d'abord une augmentation marquée des valeurs d'aire d'hystérésis et de déformation plastique lorsque qu'un niveau de charge de 14 MPa est utilisé, ce qui est une conséquence du niveau de sollicitation supérieur appliqué sur le béton lors de l'essai SDT (Figures 4.40A et 4.40B). Le module d'élasticité montre pour sa part des valeurs similaires lors d'essais réalisés à 40 % de 28 MPa et 40 % de 35 MPa (Figure 4.40C), ce qui indique que les niveaux de chargement correspondant aux différents pourcentages de la résistance en compression du matériau n'ont pas influencé sa réponse en rigidité ou bien la pente de la courbe « contrainte x déformation ».

Ainsi, les résultats des différents paramètres du SDT suggèrent un niveau d'endommagement interne égal ou supérieur au niveau des colonnes ayant subi différents traitements de surface, i.e. Y22 (Masterseal SL + Miracote), Y23 (Masterseal SL + Ambex) et Y24 (*Sika wrap*), comparativement à la colonne exposée mais non traitée (Y17). La colonne non traitée Y17 montrait une cote d'endommagement visuel de 4, alors que des cotes variant de 0 à 1-2 ont été attribuées pour les autres colonnes, et ce essentiellement associable à la bonne tenue des produits de traitement de surface au cours des années.

A – HA, 5 cycles



A – PD, 5 cycles



C - ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

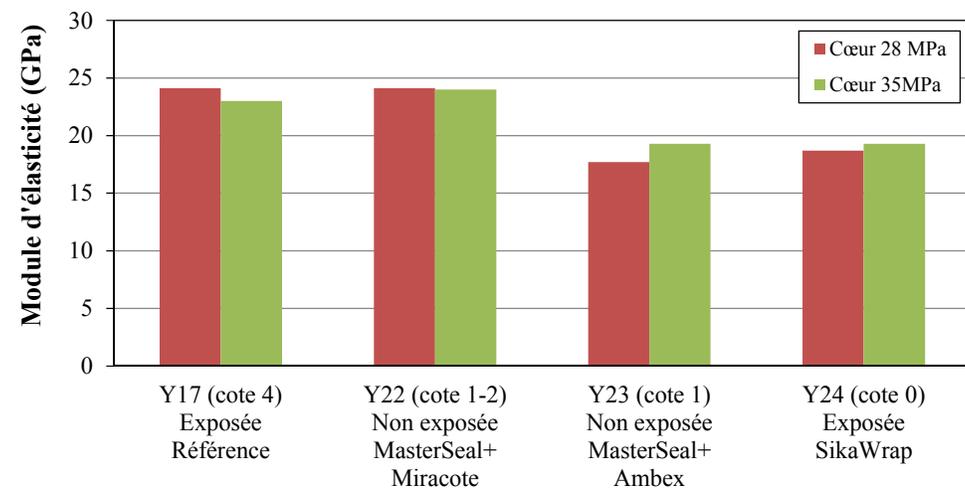


Figure 4.40 : Résultats des essais de *Stiffness Damage Test* (SDT) sur les carottes prélevées au sein des colonnes du bloc nord-ouest. La cote visuelle d'endommagement est indiquée avec l'identification de la colonne. A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles).

### *Examen pétrographique – méthode du DRI*

La Figure 4.41 présente les résultats des observations pétrographiques réalisées par l'entremise du DRI, et ce sur deux sections des carottes prélevées à partir des colonnes, soit une portion en bordure et une au cœur de ces éléments (Figure 3.16). L'examen des résultats du DRI fait ressortir les observations suivantes :

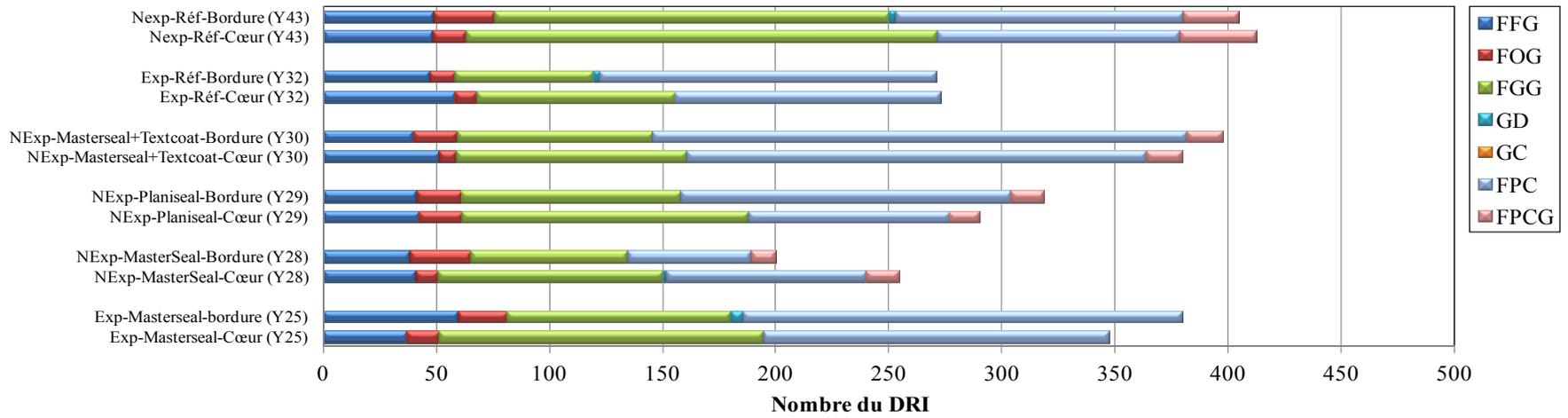
- Pour l'ensemble des sections de carottes examinées, peu de différence est observée entre l'intensité de l'endommagement mesuré en bordure et au cœur des colonnes.
- Le béton des colonnes des groupes sud-est et sud-ouest montre plus de fissuration au sein de la pâte de ciment que le béton des colonnes du groupe nord-ouest.
- Le niveau d'endommagement du béton des colonnes du groupe nord-ouest ne montre pas de variation très importante (Figure 4.42B), si ce n'est que le niveau d'endommagement interne de la colonne Y17 (non traitée, exposé) semble légèrement inférieur à celui des autres colonnes du même groupe (toutes traitées).
- Dans le cas des colonnes de la structure *sud*, ce sont les colonnes Y43, Y30 et Y25 qui montrent le niveau d'endommagement interne les plus élevés.

### *Comparaison des résultats SDT et DRI – colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest*

La Figure 4.42 compare les résultats du DRI (cœur des colonnes) et du SDT pour les différents groupes de colonnes analysés dans le cadre de ce projet. Dans le cas du SDT, le paramètre de l'aire d'hystérésis des 5 cycles est utilisé pour fins de comparaison. Afin de pouvoir comparer les résultats, ceux-ci ont été normalisés en divisant chaque résultat par la valeur maximale obtenue pour chacun des groupes d'échantillons analysés. Ainsi, par exemple, la valeur maximale d'aire d'hystérésis de  $800 \text{ J/m}^3$  obtenue pour la colonne Y30 du groupe de colonnes sud-ouest est utilisée comme dénominateur commun pour toutes les autres colonnes de ce groupe. Pour ce groupe, la valeur maximale de DRI de 413 a été obtenue pour la colonne Y43; ce nombre est alors utilisé comme dénominateur commun pour les autres colonnes de ce groupe.

Les résultats présentés à la Figure 4.42 indiquent que les essais SDT et DRI offrent une évaluation globalement fort semblable de l'endommagement relatif du béton des colonnes des groupes sud-est et sud-ouest (Figure 4.42A). La corrélation est moins bonne dans le cas des différentes colonnes du groupe nord-ouest; dans ce cas, des valeurs d'endommagement fort semblables ont été obtenues par l'entremise du DRI, alors qu'un écart plus considérable était observé entre les colonnes Y17-Y22 et Y23-Y24.

A



B

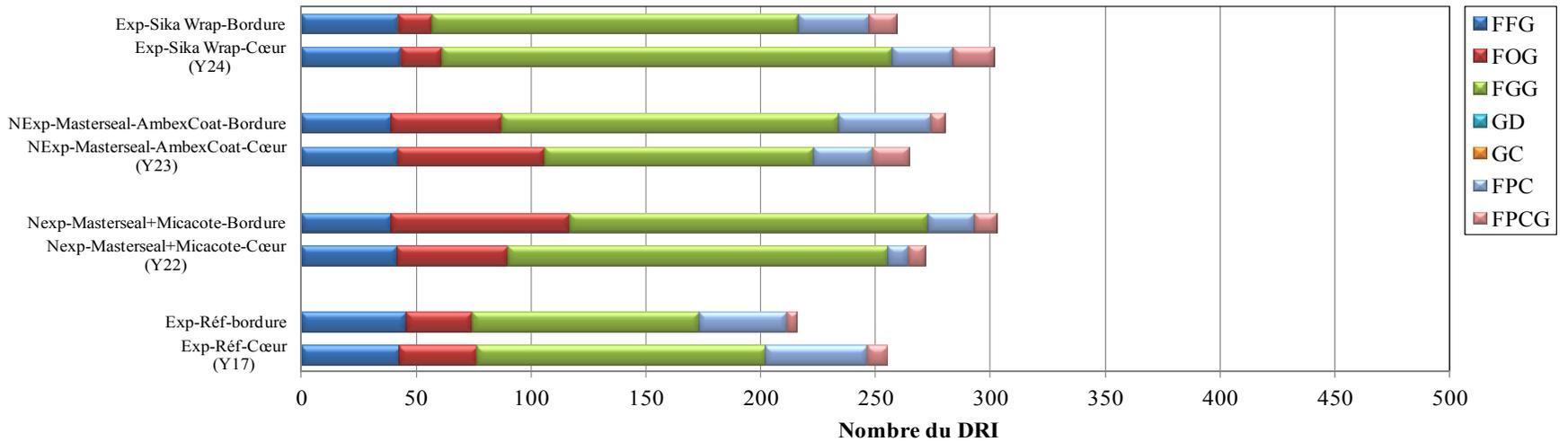
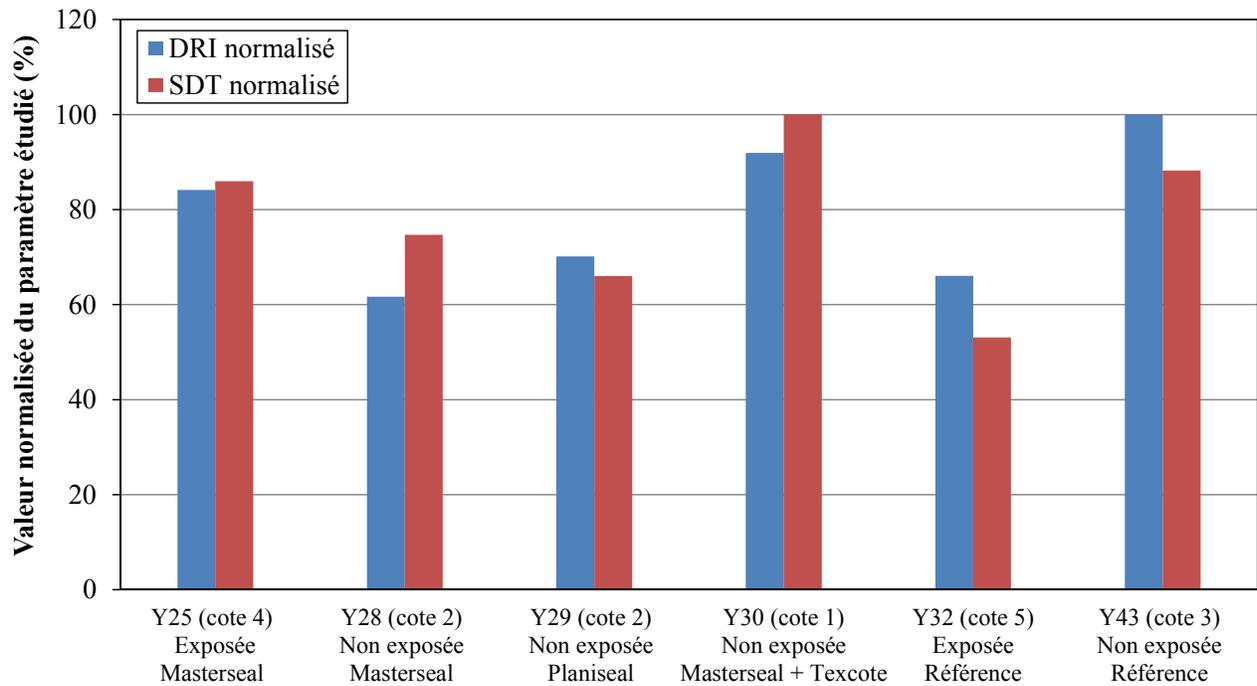


Figure 4.41 : Résultats du *Damage Rating Index (DRI)* pour les colonnes des groupes sud-est et sud-ouest (A), de même que du groupe nord-ouest (B). Les résultats sont présentés pour les sections de la *bordure* et au *cœur* (i.e. à l'intérieur des armatures) des colonnes. [NExp : colonne non exposée; Exp : colonne exposée; Réf : colonne de référence].

A



B

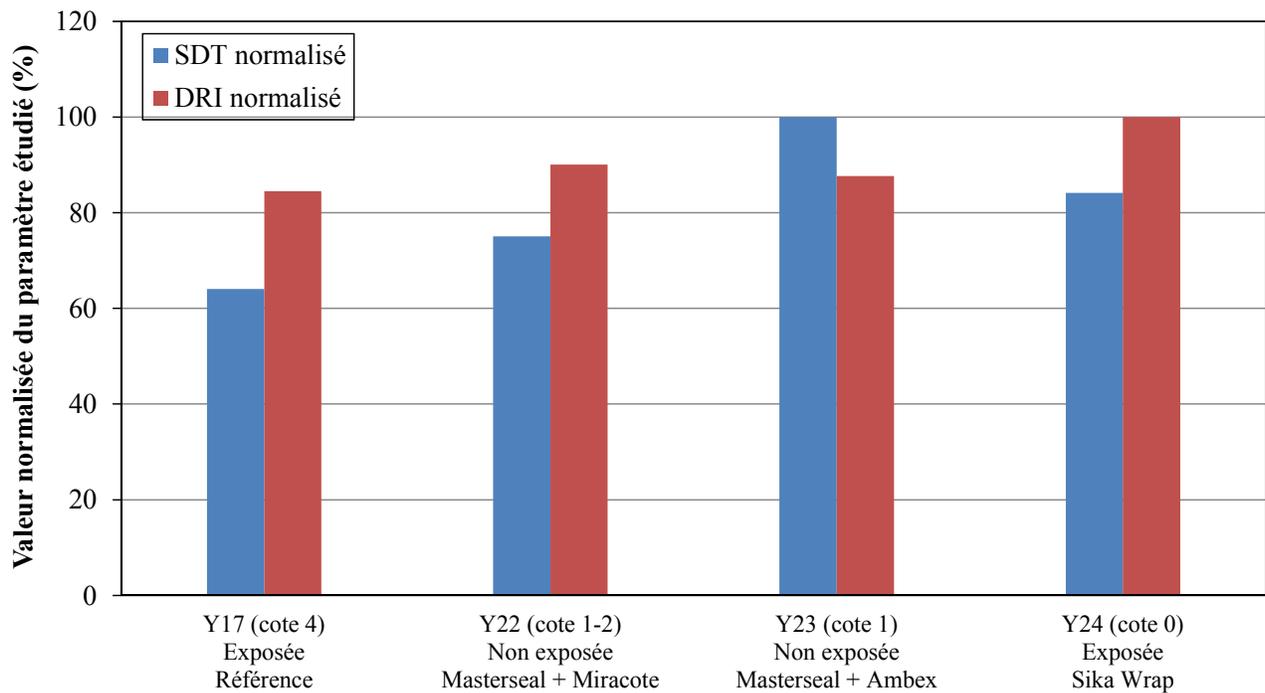


Figure 4.42. Comparaison entre les résultats du DRI et du SDT pour l'évaluation de la condition du béton des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. A. Colonnes des groupes sud-ouest et sud-est. B. Colonnes du groupe nord-est.

## 4.2.2 Bases massives

### 4.2.2.1 Bases massives - inspection visuelle

Aucune inspection visuelle systématique ou détaillée n'a été effectuée de la condition des bases massives des colonnes de l'échangeur Robert-Bourassa - Charest. Il est toutefois important de mentionner que, de façon générale, les portions exposées situées aux extrémités des bases massives montraient un niveau d'endommagement fort important caractérisé par une fissuration sévère formant un motif polygonal et/ou un quadrillage résultant de la présence d'acier d'armature (figure 4.43A), la présence d'éclatement (« pop outs ») au dessus de particules de granulats calcaire gélifs/réactifs et la désagrégation locale du béton (figure 4.43B). Les portions des bases massives situées sous le tablier et donc protégées des intempéries montraient pour leur part un niveau d'endommagement généralement faible à modéré, avec un fin motif de fissuration polygonale et quelques fissures verticales plus importantes distribuées à intervalle relativement régulier.

Des carottes ont été prélevées dans deux zones des bases massives (exposées vs non exposées, structure nord) afin d'étudier la condition interne du béton à ces deux endroits (Figures 4.43C et 4.43D).

A



B



Figure 4.43. Condition et zones d'échantillonnage de base massives de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest. A. Fissuration sévère dans la portion exposée de la base massive faisant face au sud (structure sud). Cette fissuration sévère s'estompe progressivement en se dirigeant vers la gauche, i.e. sous le tablier. B. Portion sud de la base massive de la structure nord après la démolition de la partie supérieure de la structure. L'extrémité à droite de la base massive montre un état d'endommagement sévère. On remarque deux zones de carottage dans cette base massive. La zone plus à droite (1) n'était que partiellement protégée des intempéries par le tablier, alors que la zone plus à gauche (2) était plus protégée par le tablier de la structure.

C



D



Figure 4.43 (suite). Condition et zones d'échantillonnage de base massives de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest. C. Gros plan de la zone de carottage no. 1 (exposée) de la photo précédente; présence de macrofissures. D. Gros plan de la zone de carottage no. 2 (non exposée) de la photo précédente; présence d'une macrofissure verticale et d'un fin motif de fissuration polygonale.

#### 4.2.2.2 Bases massives - essais de laboratoire

##### *Essais du SDT*

Tel que mentionné au Tableau 3.13, un certain nombre de carottes prélevées dans les bases massives de l'échangeur Robert Bourassa – Charest ont été soumises à des essais afin d'évaluer l'impact de divers facteurs sur les résultats du SDT. Ces travaux ont en plus permis de déterminer l'état d'endommagement de cet élément structural. Les résultats des essais sont représentés par les trois paramètres suivants :

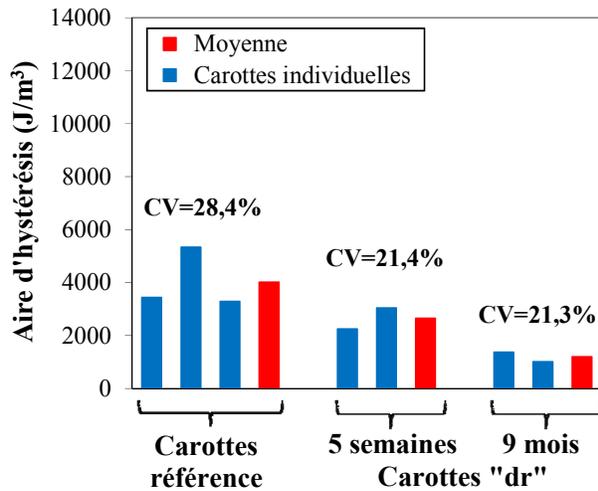
- Aire d'hystérésis des 5 cycles de chargement-déchargement (HA);
- Déformation plastique au cours des 5 cycles de chargement-déchargement (PD);
- Module d'élasticité, moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles de chargement-déchargement (ME).

Ainsi, après l'extraction, les carottes prélevées au sein des bases massives ont été enveloppées dans une pellicule de plastique et amenées au laboratoire. Elles furent ensuite soumises à différentes conditions, selon le type d'essai et de paramètre à évaluer (voir Tableau 3.13) :

- Condition A: carottes enveloppées et entreposées à 12°C avant d'être testées; carottes re-saturées en chambre humide pendant 48 heures avant la mise à l'essai SDT (condition de référence);
- Condition B: carottes enveloppées et laissées sur le comptoir du laboratoire (à  $23 \pm 2^\circ\text{C}$ ) pendant cinq semaines avant d'être mises à l'essai SDT (carottes "drw");
- Condition C: carottes non enveloppées laissées sur le comptoir du laboratoire pendant 5 ou 40 semaines avant d'être mises à l'essai SDT (carottes "dr");
- Condition D: carottes non enveloppées et laissées sur le comptoir du laboratoire pendant 5 semaines; carottes re-saturées en chambre humide pendant 48 heures avant la mise à l'essai SDT (carottes "rw").

La Figure 4.44 compare les résultats SDT pour les carottes soumises aux conditions A (référence) et C (« dr ») décrites précédemment. Les carottes de cette série ont été soumises à une charge correspondant à 30% de la résistance de conception du béton des bases massives, soit 30% de 24 MPa = 7,2 MPa. Malgré un nombre limité d'échantillons et une variabilité conséquemment relativement élevée, ces résultats suggèrent qu'une augmentation de la période de séchage a un impact significatif sur les résultats de l'essai SDT. Lorsque les carottes sont soumises à 5 et 40 semaines de séchage, sans période de re-saturation avant de réaliser les essais SDT, des chutes respectives de 50% et 70% (paramètre HA) et 20 et 45% (paramètre PD) sont obtenues. Un effet équivalent est observé au niveau du module d'élasticité (ME) avec des augmentations de 37 et 12% après 5 et 40 semaines de séchage. L'inversion entre les résultats obtenus du module entre 5 et 40 semaines demeure toutefois inexplicée.

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

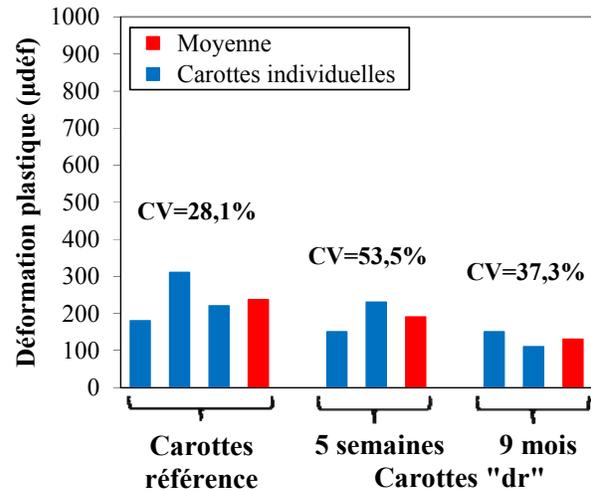
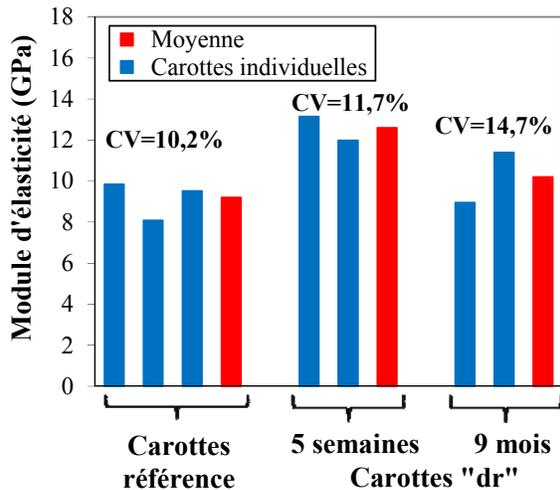
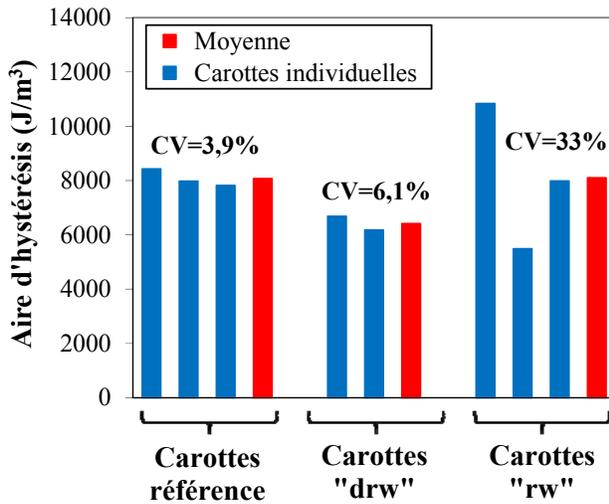
C - ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.44: Effet du conditionnement des éprouvettes sur les résultats du SDT (conditions A vs C). Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest. Essais réalisés à une charge correspondant à 30% de la résistance de conception.

A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

La Figure 4.45 compare également les effets du conditionnement sur les résultats du SDT. Cette fois, on met en relation les résultats des séries d'éprouvettes soumises aux conditions A (référence), B (« drw ») et D (« rw ») décrites précédemment. Même si les carottes conservées sous la condition B (« drw ») étaient bien enveloppées, elles ont malgré tout montré des valeurs moyennes de HA et PD plus faibles (et des valeurs de ME plus élevées) que la série de carottes de référence (condition A). Toutefois, l'effet fut relativement moins sévère que lorsque les carottes avaient été laissées non protégées en laboratoire (comparer les Figures 4.44A&B vs 4.45A&B). Ceci confirme l'effet bénéfique de conserver les éprouvettes bien enveloppées dans une pellicule plastique après leur extraction. Il est intéressant de constater que la période de re-saturation de 48 heures en chambre humide semble rétablir les conditions originales puisque des résultats moyens semblables ont été obtenus pour les éprouvettes de références et celles de la série « rw » (condition D); toutefois, cette re-saturation semble augmenter significativement la variabilité des résultats (valeurs de CV plus élevées pour la série « rw », Figure 4.45).

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

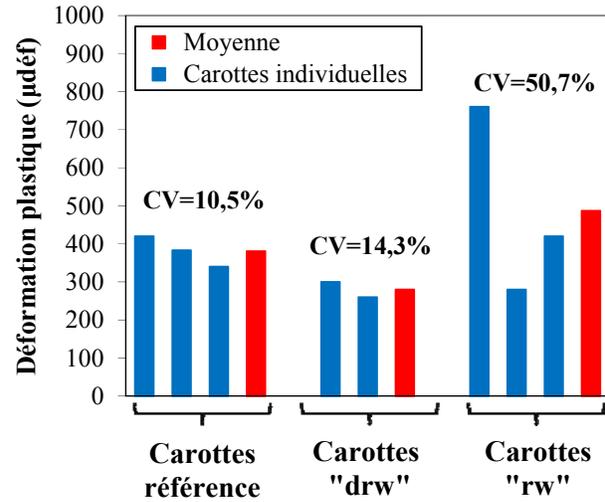
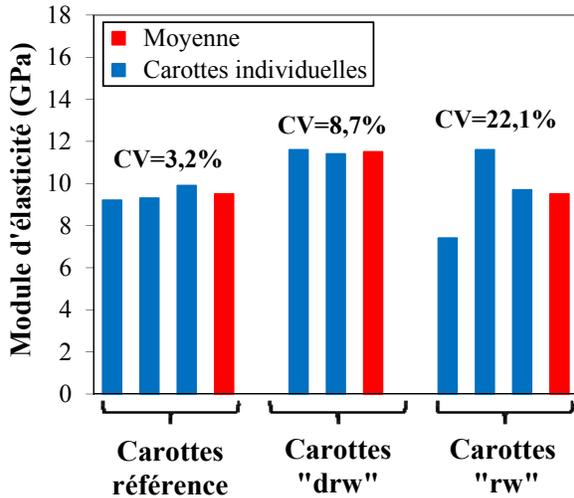
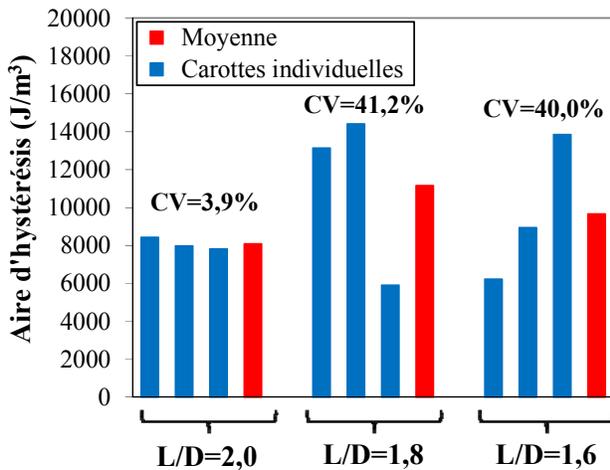
C - ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.45: Effet du conditionnement des éprouvettes sur les résultats de l'essai SDT (conditions A vs B et D). Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure *nord*). Essais réalisés à une charge correspondant à 30% de la résistance de conception.

A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

L'influence du rapport longueur : diamètre des éprouvettes sur les résultats du SDT a été évaluée sur une série de carottes de 100 mm de diamètre taillées à partir d'une profondeur de 200 mm au sein d'une base massive de l'échangeur Robert Bourassa - Charest. Les résultats de cette série d'essais sont présentés à la Figure 4.46. Des valeurs moyennes d'Aire d'hystérésis (HA) 20% ( $L/D = 1,6$ ) et 38% ( $L/D = 1,8$ ) supérieures à celles des éprouvettes de référence ( $L/D = 2,0$ ) ont été obtenues (Figure 4.46A). Des résultats semblables ont été obtenus pour le paramètre PD (Figure 4.46B), alors que le module d'élasticité ne semble pas avoir été affecté significativement, du moins en moyenne (figure 4.46C). Il est toutefois important de mentionner que des résultats beaucoup plus variables ont été obtenus lorsque des carottes plus courtes étaient utilisées.

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

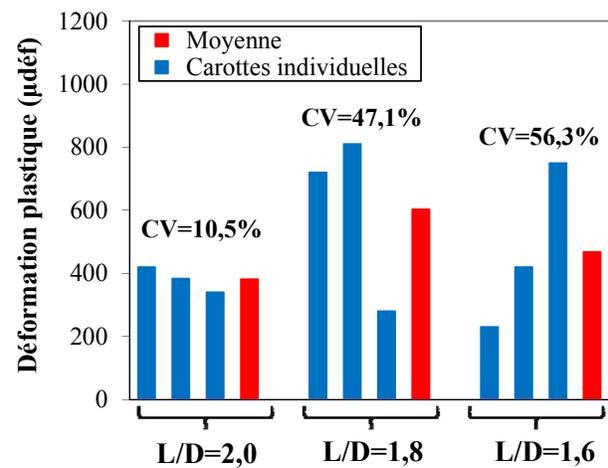
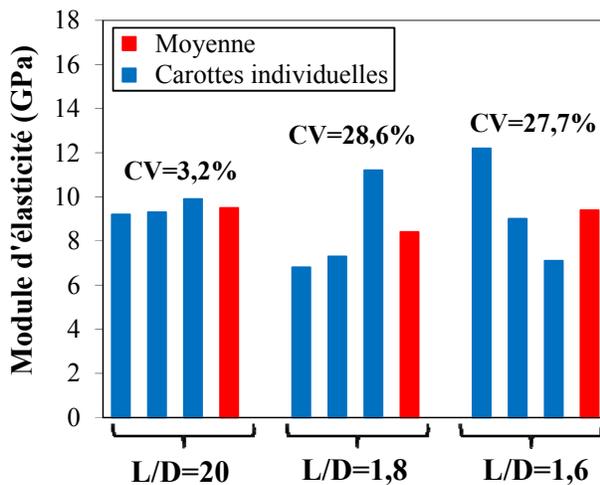
C - ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.46: Effet des caractéristiques des éprouvettes (L/D) sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure *nord*). Essais réalisés à une charge correspondant à 30% de la résistance de conception.

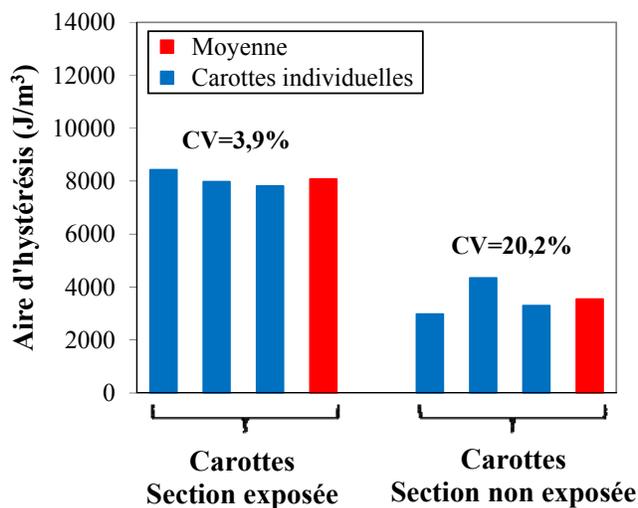
A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

La Figure 4.47 compare les résultats SDT obtenus pour des séries de carottes provenant de la portion 50 – 250 mm à l'intérieur de sections exposée et non exposée d'une base massive de la structure *nord* de l'échangeur Robert Bourassa - Charest. Les deux sites montraient un niveau d'endommagement visuel différent (comparer les Figures 4.43C et 4.43D). Des valeurs d'aire d'hystérésis et de déformation plastique significativement plus faibles (40% en moyenne), et de module d'élasticité significativement plus élevées (près de 55%), ont été obtenues pour les carottes provenant de la section « protégée » de la base massive comparativement à la section exposée, suggérant un niveau de dégradation « interne » plus important du béton exposé aux intempéries (i.e. en accord avec la fissuration visible en surface).

La Figure 4.48 compare les résultats SDT obtenus pour des séries de carottes provenant des portions 50 – 250 mm et 250 – 450 mm à l'intérieur des sections exposée et non exposée de la même base massive de l'échangeur Robert Bourassa - Charest. Les résultats suggèrent un niveau

d'endommagement plus élevé dans la portion « superficielle » qu'au « cœur » de l'élément structural étudié; toutefois, cet écart est significativement plus important dans le cas des carottes provenant de la section exposée (et visuellement endommagée) de la base massive que pour la section protégée. En effet, pour les paramètres HA et PD, les valeurs obtenues pour la section du béton 250 – 450 mm représentaient environ 60% (zone exposée) et 75% (zone non exposée) de celles mesurées pour la section de béton de surface. Pour le module d'élasticité, un comportement semblable a été obtenu avec des valeurs de module pour le béton de surface représentant 73% (zone exposée) et 87% (zone non exposée) de celles mesurées pour le béton plus en profondeur.

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

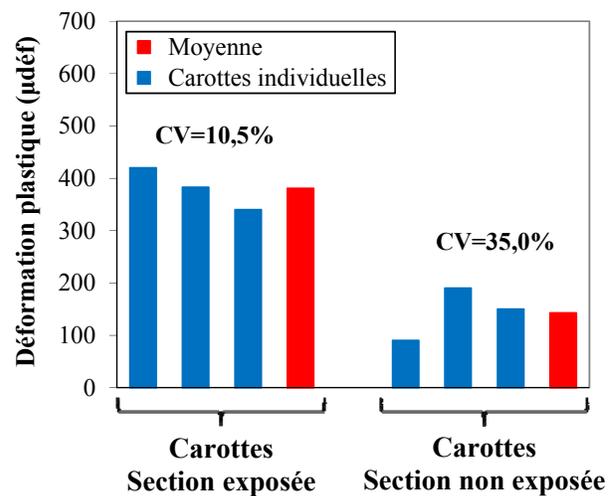
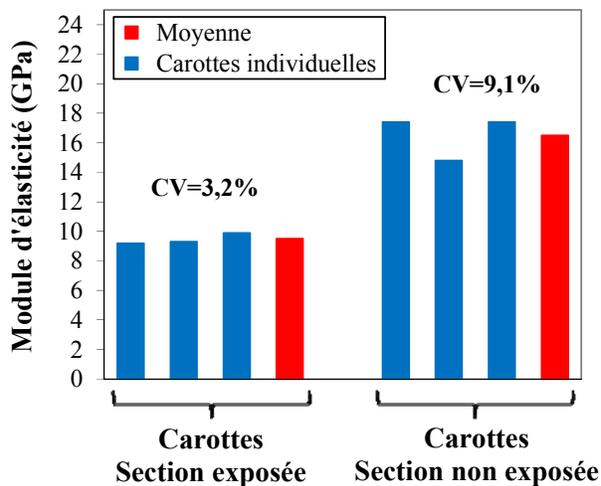
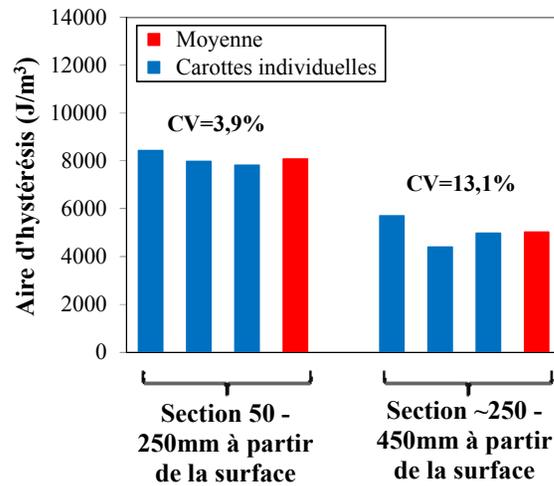
C - ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

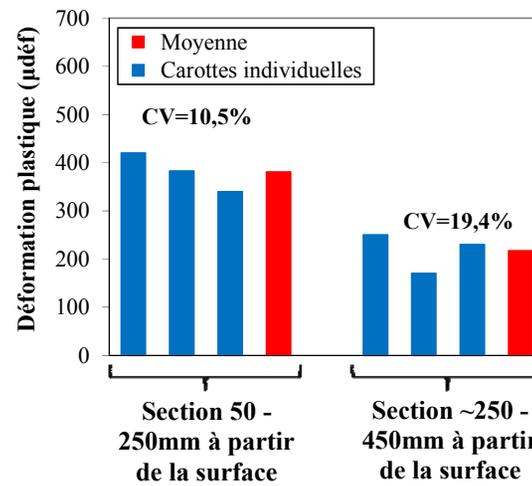
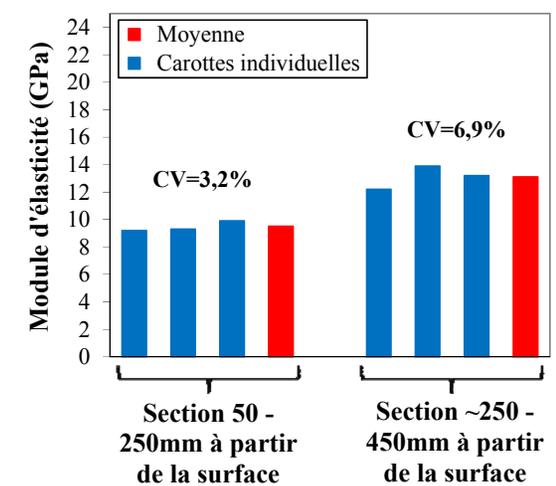
Figure 4.47: Effet des conditions d'exposition du béton sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure *nord*) (portion 50 – 250 mm; sections exposée vs non exposée). Essais réalisés à une charge correspondant à 30% de la résistance de conception.

A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

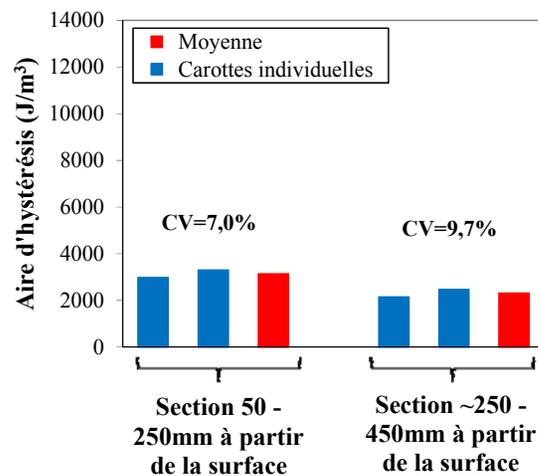
A – HA, 5 cycles, section exposée



B – PD, 5 cycles, section exposée

C – ME, moy. 2<sup>e</sup>-3<sup>e</sup> cycles, section exposée

D – HA, 5 cycles, section protégée



E – PD, 5 cycles, section protégée

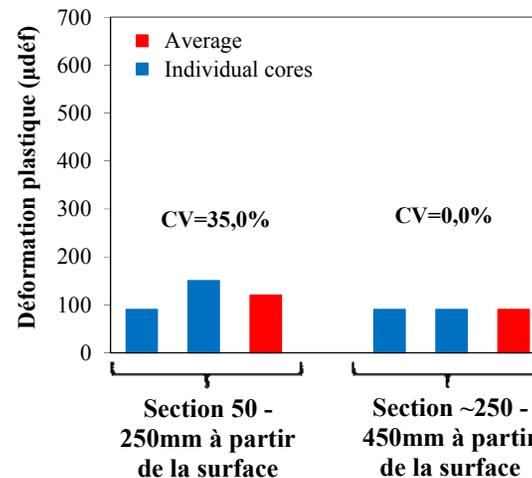
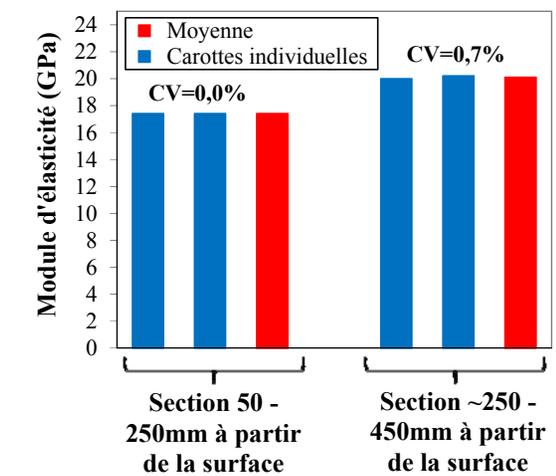
F – ME, moy. 2<sup>e</sup>-3<sup>e</sup> cycles, section protégée

Figure 4.48: Effet des conditions d'exposition du béton sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites d'une base massive de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (structure *nord*) (portions 50 – 250 mm et 250 – 450 mm; sections exposée vs non exposée). Essais réalisés à une charge correspondant à 30% de la résistance de conception. A,B,C. Paramètres du SDT, section exposée de la base massive. D,E,F. Paramètres du SDT, section « protégée » de la base massive (CV = écart-type relatif).

Les résultats présentés précédemment suggèrent que, dans le cas des portions exposées de la base massive, l'endommagement du béton est plus important dans la portion superficielle de l'élément, alors que l'endommagement général et la différence entre la portion superficielle et la portion interne de l'élément de béton n'est pas aussi important dans le cas de la portion « protégée » de la base massive. Il est possible que les cycles de mouillage-séchage et de gel-dégel aient contribué à l'augmentation de l'endommagement observé dans la portion superficielle de la section exposée de la base massive. Il est toutefois important de mentionner que les premiers 50 mm des carottes prélevées dans les différentes sections de bases massives ont été éliminés des éprouvettes soumises aux essais SDT, et ce afin de minimiser l'effet qu'une section superficielle plus fortement macrofissurée pourrait avoir sur les résultats de l'essai SDT.

#### *Examen pétrographique – méthode du DRI*

Afin de vérifier/valider les résultats du SDT sur le béton provenant des bases massives de l'échangeur Robert Bourassa – Charest, une analyse pétrographique de carottes provenant des mêmes zones décrites précédemment, i.e. portions 50 – 250 mm et 250 – 450 mm à l'intérieur des sections exposée (extrémité) et non exposée (sous le tablier) d'une base massive de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (structure nord) a été réalisée par la méthode du *Damage Rating Index* (DRI). Les résultats sont présentés à la Figure 4.49.

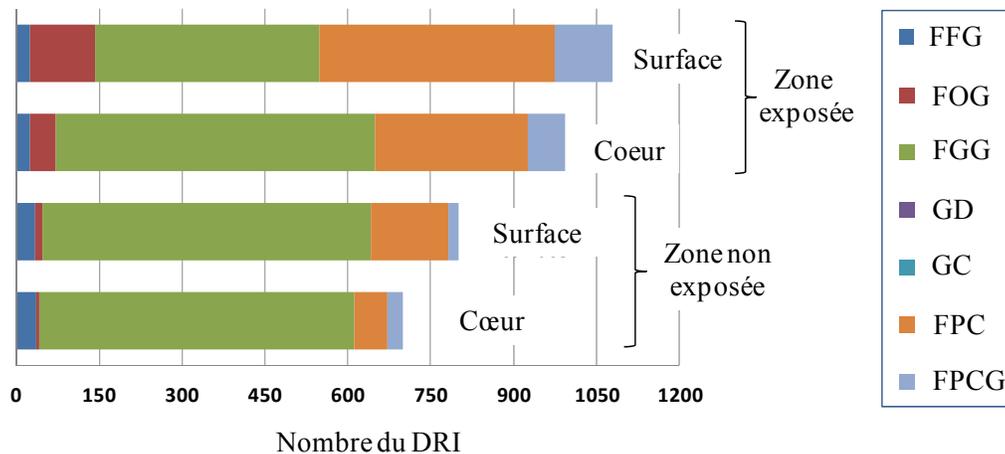


Figure 4.49 : Résultats de l'analyse pétrographique par la méthode du *Damage Rating Index* (DRI) pour les zones exposée ou non, superficielle et au cœur d'une base massive de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (structure nord).

Les observations pétrographiques confirment que le béton provenant de la zone exposée de la base massive possède un niveau d'endommagement supérieur. De plus, le béton de surface (50 – 250 mm), et ce autant dans les zones exposée que protégée, montrent un niveau d'endommagement plus élevé que le béton en profondeur (250 – 450 mm). La présence d'une bonne quantité de fissures ouvertes dans les particules de granulats (FOG et FGG), de même que

de fissures avec produits de réaction dans la pâte de ciment (FPCG) sont une bonne indication de la réaction alcalis-granulats dans les échantillons en question. En général, on remarque également une plus grande fissuration dans la pâte de ciment, avec ou sans produits de réaction, pour les carottes provenant de la zone exposée.

*Comparaison des résultats du SDT et du DRI pour la base massive de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.*

Les deux méthodes de caractérisation ont permis de démontrer que le niveau d'endommagement du béton est significativement plus élevé dans la portion de la base massive la plus exposée aux intempéries comparativement à celle protégée par le tablier de la structure. L'essai SDT avait suggéré que l'écart entre le niveau d'endommagement de la portion superficielle (50 – 250 mm de profondeur) et du cœur (250 – 450 mm) de la base massive était plus important dans la zone exposée que dans la zone protégée de la base massive; toutefois, les résultats de l'analyse pétrographique indique que l'écart est plutôt semblable entre ces zones interne et externe de la base massive, que l'on se situe en zone exposée ou protégée de cet élément.

### 4.2.3 Tablier

#### 4.2.3.1 Tablier - inspection visuelle

Aucune inspection visuelle systématique ou détaillée n'a été effectuée de la condition du tablier de l'échangeur Robert-Bourassa - Charest. Toutefois, si on exclut les problèmes associés à la corrosion des armatures et à l'éclatement du béton de chaque côté du joint principal entre les deux super structures *est* et *ouest*, il a été possible de noter de la fissuration sévère sur le côté du tablier (Figure 4.50A), de même qu'un réseau de fissuration transversale de sévérité moyenne à élevée sous le tablier de la structure (Figure 4.50D). Trois carottes de prêt d'un mètre de diamètre ont été prélevées au sein du tablier de la structure *nord* afin d'effectuer des essais de laboratoire (Figures 4.50B et 4.50C); la Figure 4.50D illustre bien le motif de fissuration visible sous le tablier avec l'empreinte de deux des trois carottes prélevées à partir de la surface du tablier.

#### 4.2.3.2 Tablier - essais de laboratoire

##### *Essais du SDT*

Tel que mentionné au Tableau 3.13, un certain nombre de carottes prélevées dans le tablier de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (*structure nord*) ont été soumises à des essais afin d'évaluer l'impact de la dimension des éprouvettes sur les résultats du SDT. Ces travaux ont en plus permis de déterminer l'état d'endommagement de cet élément structural. Les résultats des essais sont représentés par les trois paramètres suivants :

- Aire d'hystérésis des 5 cycles de chargement-déchargement (HA);
- Déformation plastique au cours des 5 cycles de chargement-déchargement (PD);
- Module d'élasticité, moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles de chargement-déchargement (ME).

A



B



C



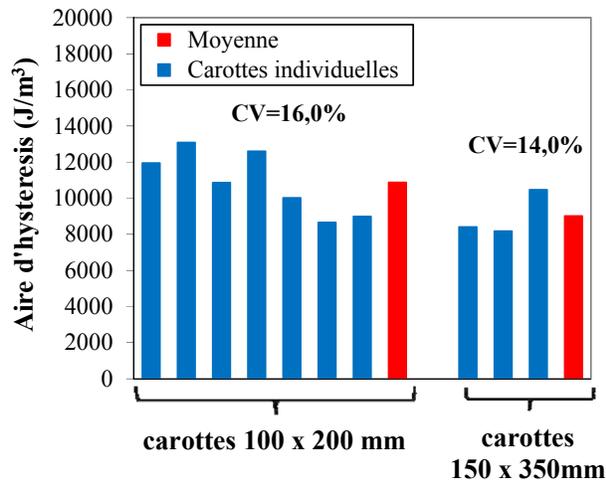
D



Figure 4.50. Condition et échantillonnage du tablier de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest. A. Fissuration sévère dans le côté du tablier de la structure *sud*. B & C. Carottage dans le tablier de la structure *nord* de l'échangeur Robert Bourassa-Charest. D. Fissuration transversale sous le tablier de la structure *nord*; vue à partir de la voie de service située à l'ouest de la voie ferrée et du boulevard Robert-Bourassa.

La Figure 4.51 illustre les résultats d'essais réalisés sur des carottes prélevées verticalement dans le tablier de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Les résultats obtenus sur sept carottes de dimension 100 par 200 mm, sont comparés à ceux obtenus sur 3 carottes de dimension 150 par 300 mm. Bien qu'une comparaison directe ne soit pas réellement possible compte-tenu du nombre différent de carottes analysées, les résultats présentés à la Figure 4.51 suggèrent qu'en moyenne, l'utilisation de carottes de plus grande dimension génère des valeurs d'aire d'hystérésis et de déformation plastique légèrement inférieures, et des valeurs de module d'élasticité plus élevées que lorsque des carottes de plus faible dimension sont utilisées. Toutefois, compte-tenu de la variabilité des résultats (CV), il s'avère que la différence entre les résultats obtenues sur ces deux groupes de carottes n'est pas réellement significative et pourrait être attribuée, jusqu'à un certain point, à la variabilité inhérente de l'essai ou de la condition variable du béton à l'intérieur de l'élément étudié. Les résultats des essais obtenus sur les carottes de 100 par 200 mm indiquent que la variabilité au niveau des paramètres du SDT est la moins élevée pour le module d'élasticité ( $CV \approx 10\%$ ) et la plus élevée pour la déformation plastique ( $CV \approx 32\%$ ).

A – HA, 5 cycles



B – PD, 5 cycles

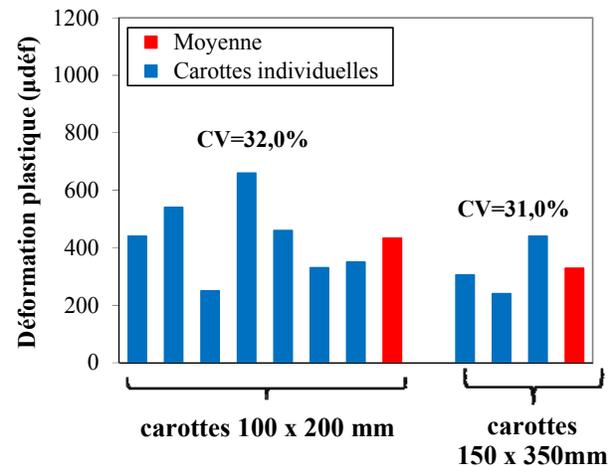
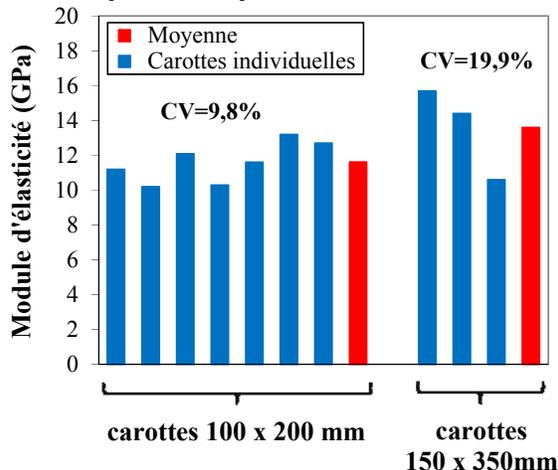
C – ME, moy. 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles

Figure 4.51: Effet du diamètre des carottes sur les résultats de l'essai SDT. Carottes extraites verticalement dans le tablier de l'échangeur Robert-Bourassa – Charest (zone 50 – 250 mm à partir de la surface). Essais SDT réalisés à un niveau de charge correspondant à 30% de la résistance de conception.

A. Aire d'hystérésis (HA) ( $J/m^3$ ) (5 cycles). B. Déformation plastique (PD) (microdéformations) (5 cycles). C. Module d'élasticité (ME) (GPa) (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles). (CV = écart-type relatif).

### Examen pétrographique – méthode du DRI

L'analyse pétrographique de six échantillons provenant des carottes métriques prélevées dans le tablier de l'échangeur a été réalisée; les résultats de ces observations sont présentés à la Figure 4.52. Ces carottes ont été prélevées horizontalement dans les directions longitudinale (sommets et base du tablier) et transversale (sommets et base du tablier), de même qu'à la verticale (sommets et base du tablier) au sein des carottes métriques. Les résultats présentés à la Figure 4.52 indiquent un niveau plus élevé d'endommagement du béton dans la portion inférieure (zone analysée entre 100 et 200 mm de la base du tablier) qu'au sommet (zone analysée entre 300 et 400 mm de la base) du tablier. Dans tous les cas, l'endommagement est caractérisé par la présence d'une bonne quantité de fissures ouvertes dans les particules de granulats, plusieurs avec produit de réaction (FGG), de même que de fissures dans la pâte de ciment (FPC et FPCG), indices que l'on peut relier à la RAS dans les échantillons en question.

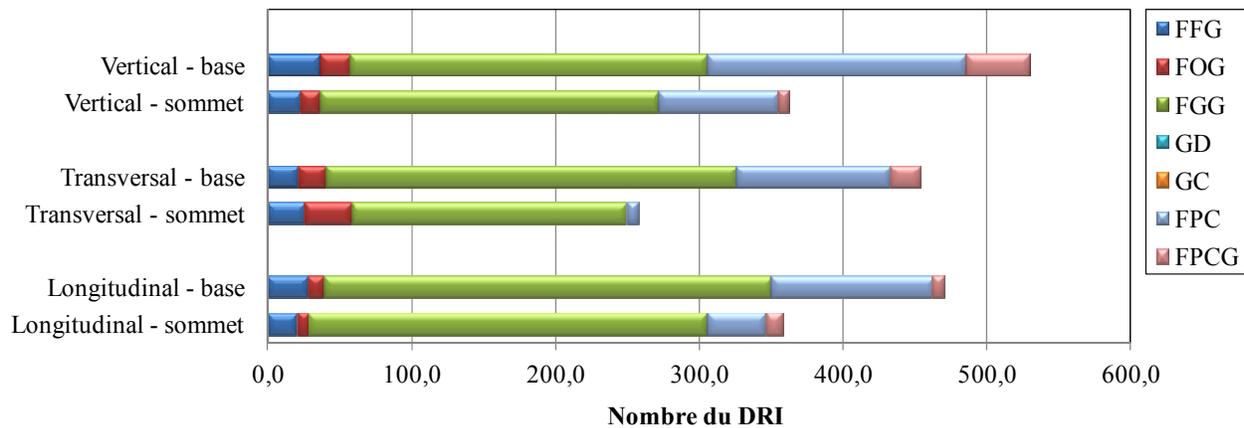


Figure 4.52 : Résultats du *Damage Rating Index* (DRI) pour des carottes prélevées verticalement, transversalement et longitudinalement, et au sommet et à la base du tablier de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (*structure nord*).

### 4.3 Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR)

Les sections suivantes présentent les résultats obtenus de l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline de GBR fabriqués à partir de deux sources distinctes : 1) blocs de béton incorporant quatre granulats réactifs canadiens et ayant été exposés aux conditions environnementales naturelles pendant une période de 15 à 17 ans sur le site d'exposition extérieure de CANMET à Ottawa, et 2) trois éléments structuraux de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (Québec) démolit en 2010. Rappelons que l'objectif des travaux réalisés dans ce thème est d'évaluer l'efficacité des outils actuels (i.e. essai accélérés sur barres de mortier CSA A23.2-25A et essai sur prismes de béton CSA A23.2-14A) à déterminer le potentiel de réactivité alcaline des GBR.

#### 4.3.1 Blocs de CANMET

##### 4.3.1.1 Caractérisation du béton

Le tableau 4.7 présente les résultats des essais de caractérisation des blocs ayant servis à fabriquer différentes séries de GBR. Les valeurs d'expansion moyenne obtenues pour les différentes séries de blocs au cours de la période de 15 à 17 ans d'exposition extérieure représentent bien le degré de réactivité des granulats à l'étude. Le granulat SL est en effet le plus réactif du groupe et le % d'expansion atteint par cette série de blocs (0,563%) est nettement supérieur aux autres séries. Parmi les trois autres granulats modérément réactifs retenus pour ce projet, les blocs incorporant le gravier de l'Alberta (AG) ont subi une expansion moyenne de 0,263% après 15 ans, alors que les expansions moyennes de 0,193% et 0,092% ont respectivement été atteintes après 15 ans pour les blocs incorporant les granulats BL et PS. La condition typique des blocs de ces différentes séries est illustrée à la Figure 3.19 de ce rapport.

Tableau 4.7: Résultats des travaux de caractérisation de l'état des blocs de béton fabriqués à CANMET.

Béton	Expansion des blocs (%) <sup>1</sup>	DRI	Résistance en compression, MPa				Contenu en mortier résiduel (%) pour les différentes portions granulométriques de GBR (mm)			
			1	2	3	Moy.	-20 + 14	-14 + 10	-10 + 5	Moy.
PS	0.092 (15 ans)	<b>64</b>	36.9	39.9	38.1	<b>38.2</b>	39	34	51	<b>44</b>
AG	0.263 (15 ans)	<b>158</b>	40.0	36.9	38.9	<b>38.6</b>	22	19	23	<b>22</b>
BL	0.193 (15 ans)	<b>372</b>	34.6	38.0	37.0	<b>36.5</b>	36	34	47	<b>41</b>
SL	0.563 (17 ans)	<b>716</b>	35.9	34.1	43.1	<b>37.7</b>	40	36	47	<b>41</b>

<sup>1</sup> Expansion moyenne obtenue sur la série de blocs. L'âge des blocs au moment de leur démolition est donné entre parenthèses.

La Figure 4.53 illustre les résultats détaillés de l'examen pétrographique du béton des blocs de CANMET. Les deux valeurs les plus élevées ont été obtenues pour les séries de blocs SL (716) et BL (372), représentant respectivement des degrés sévères et modérés d'endommagement par l'alcali-réaction, selon les classifications proposées Sanchez (2014) et Fournier et al. (2009) (annexe A). Dans les deux cas, les bétons sont caractérisés par une fissuration importante autant dans les particules de granulats réactifs que dans la pâte de ciment, contribuant ainsi aux valeurs plutôt élevées de DRI obtenues.

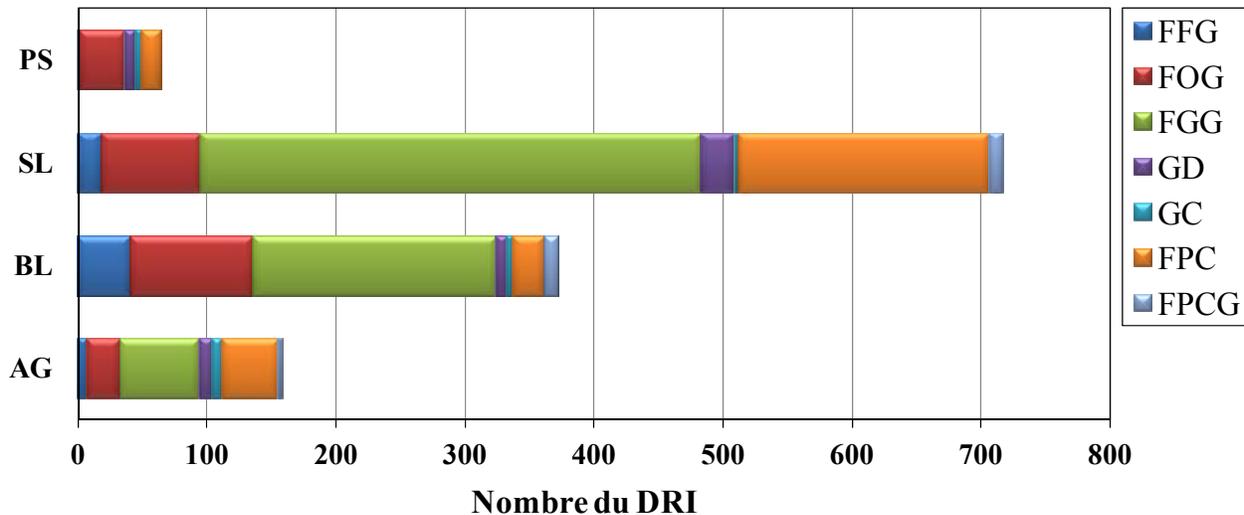


Figure 4.53 : Résultats des observations pétrographiques par la méthode du DRI pour le béton des blocs de CANMET.

Avec un DRI de 158, le niveau d'endommagement du béton AG est considéré comme faible, malgré un niveau d'expansion élevé du béton. Ce béton contient une forte quantité de vides remplis de produits secondaires de réaction, confirmant la réactivité alcaline de ce granulat. Toutefois, Villeneuve (2011) et Villeneuve et al. (2012) ont suggéré de ne pas inclure cet indice pétrographique de RAS dans le calcul du DRI puisqu'il ne s'agit en fait pas vraiment d'un indice d'endommagement du béton.

Finalement, dans le cas du granulat PS, le faible niveau d'endommagement mesuré par le DRI (64) est indicatif du niveau d'expansion plutôt faible atteint par cette série de blocks (moyenne de 0,092%). Toutefois, le principal indice de RAS observé dans ces bétons correspond à la présence d'auréoles de réaction (foncées) à la périphérie des particules de granulats. Puisque ces auréoles ne représentent pas vraiment un indice d'endommagement, Villeneuve (2011) et Villeneuve et al. (2012) ont suggéré de ne pas inclure cet indice dans le calcul du DRI. Sanchez (2014) avait également observé que des bétons incorporant ce granulat, et ayant subis des niveaux même élevés d'expansion associable à la RAS, montraient typiquement des valeurs plutôt faibles de

DRI; ces bétons contenaient de très fines fissures souvent fort difficiles à identifier au grossissement utilisé pour le DRI, ce qui engendrait des valeurs plus faibles de DRI que les bétons incorporant les autres granulats évalués dans le cadre de son étude pour un niveau équivalent d'expansion.

Malgré les niveaux d'expansion et les valeurs de DRI fort différents obtenus pour les quatre séries de blocs, les valeurs de résistance à la compression obtenues sur des carottes prélevées au sein de ces derniers n'ont montré qu'une variation assez restreinte, i.e. entre 36,5 to 38,6 MPa. Les valeurs de résistance à 28 jours obtenues sur des cylindres préparés lors de la fabrication des blocs ont été les suivantes: 36 MPa (SL), 33 MPa (AG), 32 MPa (PS) et 28 MPa (BL). Ainsi, une augmentation de résistance a été obtenue pour les bétons incorporant les trois granulats modérément réactifs, i.e. AG, PS and BL, et ce malgré le développement de l'alcali-réaction au sein de ces bétons. Dans le cas du béton incorporant le granulat très réactif SL, le niveau de résistance du béton après 17 ans était semblable à la valeur mesurée à 28 jours, suggérant que la RAS a commencé à affecter la résistance du béton. Sanchez (2014) a démontré que la mesure de la résistance en compression ne permet généralement pas d'obtenir une indication diagnostique du degré d'endommagement du béton affecté par la RAS.

Enfin, un contenu en mortier résiduel (MR) moyen fort semblable d'environ 42% a été mesuré pour les GBR incorporant les granulats de carrière BL, SL et PS. D'un autre côté, une valeur de %MR significativement plus faible (22%) a été obtenue pour le béton fabriqué avec le gravier AG. Cet écart est sans doute en bonne partie attribuable à la nature des granulats et au processus de fabrication du GBR. Généralement, les graviers naturels, tels que le granulat AG, contiennent une proportion non négligeable de particules arrondies comparativement aux granulats de carrière. Pour de tels bétons, il est vraisemblable de croire qu'une plus faible liaison pâte granulats entraîne une décohésion accrue du mortier résiduel lors du processus de concassage, et conséquemment une teneur en MR plus faible pour les particules de GBR.

#### 4.3.1.2 Essais accélérés sur barres de mortier

##### *Résultats d'expansion*

Les Figures 4.54 et 4.55 illustrent les résultats d'expansion, en fonction du temps, des différentes séries de barres de mortier réalisées à l'Université Laval sur les matériaux suivants : 1),  *fines de concassage (FC)* (< 5 mm) récupérées lors du processus de concassage des fragments de béton < 100 mm pour fabriquer les particules de gros granulats de GBR (i.e. 5 – 20 mm); et 2),  *fines de GBR (FGBR)* (< 5 mm) produites lors du broyage des particules de gros granulats de GBR (i.e. 5 - 20 mm) pour fabriquer un granulat fin pour essais sur mortier. A titre indicatif, nous avons également ajouté sur ces figures les courbes correspondant aux mortiers fabriqués avec 100% du granulat d'origine vierge (xx cont) (données tirées de Fournier et al. 2004a).

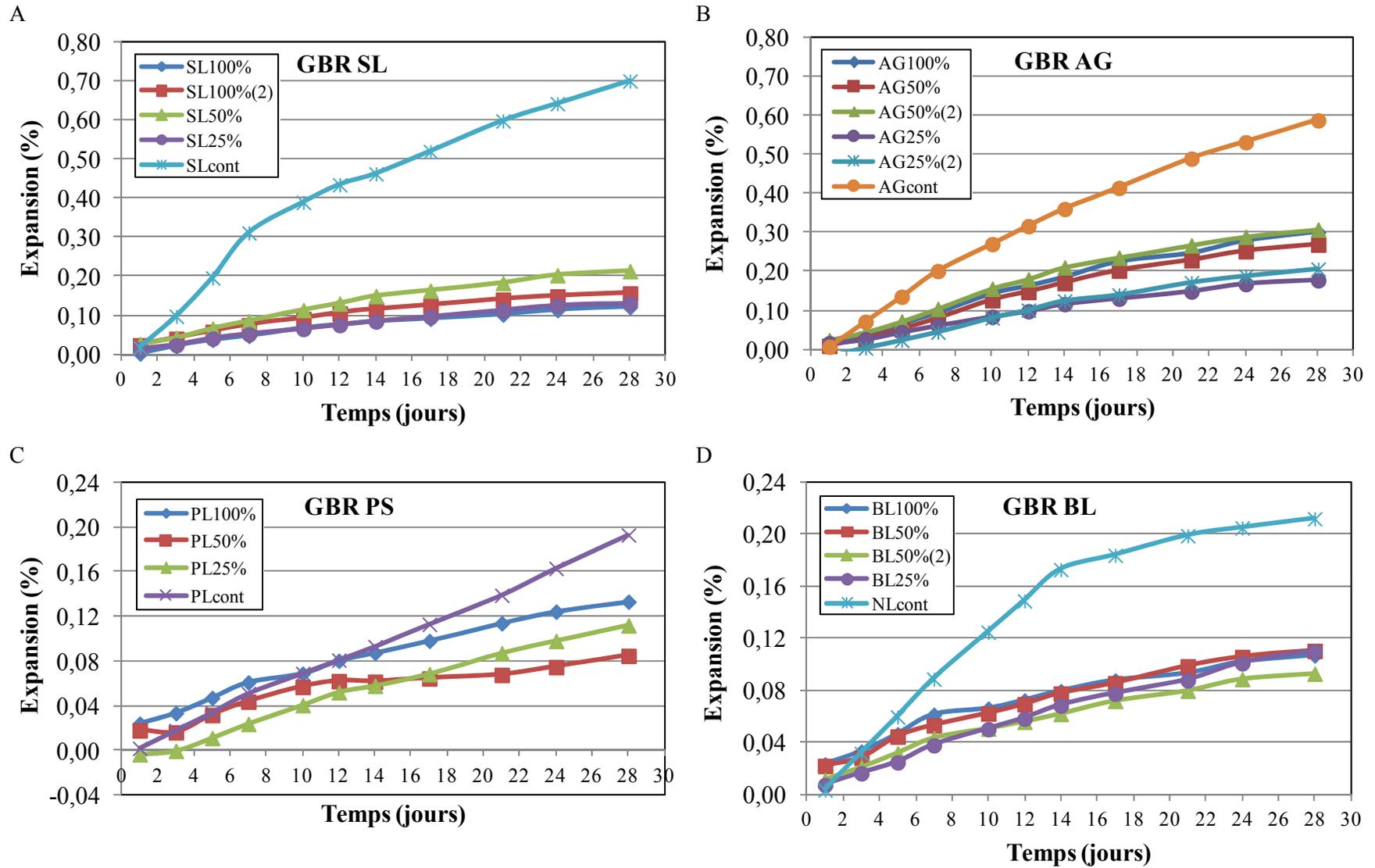


Figure 4.54 : Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des  *fines de concassage (FC)* (résultats obtenus à l'Université Laval). A. Granulat SL. B. Granulat AG. C. Granulat PS. D. Granulat BL. Chaque courbe illustrée sur ces figures représente les valeurs moyennes d'expansion obtenues sur trois barres de mortier.

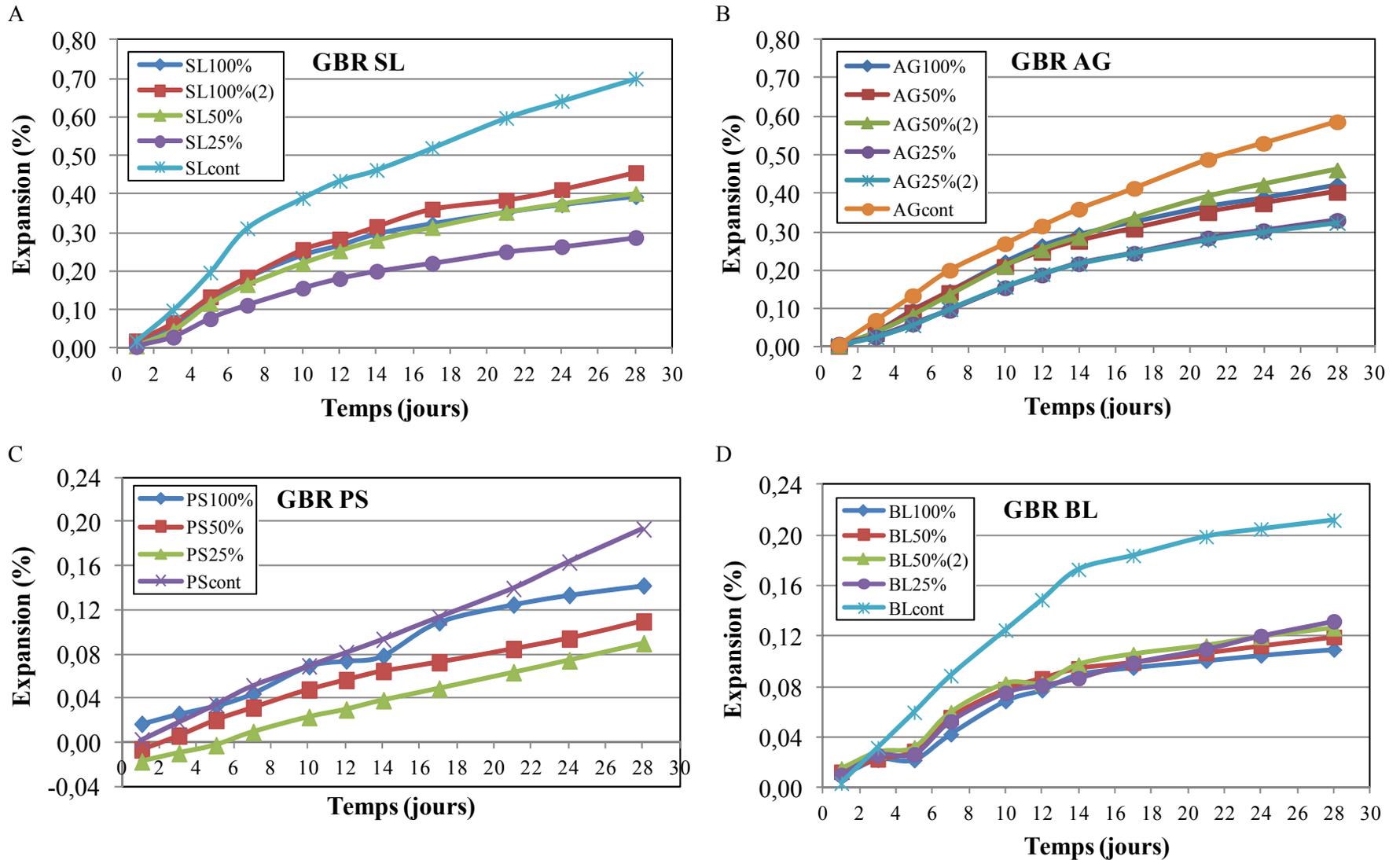


Figure 4.55 : Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des  *fines de GBR (FGBR)* (résultats obtenus à l'Université Laval). A. Granulat SL. B. Granulat AG. C. Granulat PS. D. Granulat BL. Chaque courbe illustrée sur ces figures représente les valeurs moyennes d'expansion obtenues sur trois barres de mortier.

Dans l'ensemble, les barres de mortier incorporant les matériaux naturels (cont) et recyclés montrent une tendance « expansive » constante tout au long de la période d'essai de 28 jours. Dans tous les cas, les valeurs d'expansion les plus élevées ont été obtenues pour les mélanges de contrôle (100% granulats naturels). Comme ce fut le cas pour les matériaux naturels, les mortiers incorporant les GBR SL et AG ont engendré les expansions les plus élevées. La Figure 4.56 compare les valeurs d'expansion obtenues à 14 et à 28 jours pour les deux types de fines (*fines de concassage* vs *fines de GBR*) utilisées pour les essais sur mortier. De façon générale, plus la proportion de particules de GBR est élevée, plus l'expansion des mortiers est grande, quoique des exceptions aient été observées. L'écart entre les différents % de GBR est plus important dans le cas des granulats SL et AG. Les valeurs d'expansion obtenues pour les deux types de fines (*FC* et *FGBR*) sont comparables pour les GBR BL et PS, alors que les barres incorporant les *Fines de GBR* de SL et AG ont subi en général une expansion significativement plus élevée que celles incorporant les *Fines de concassage*.

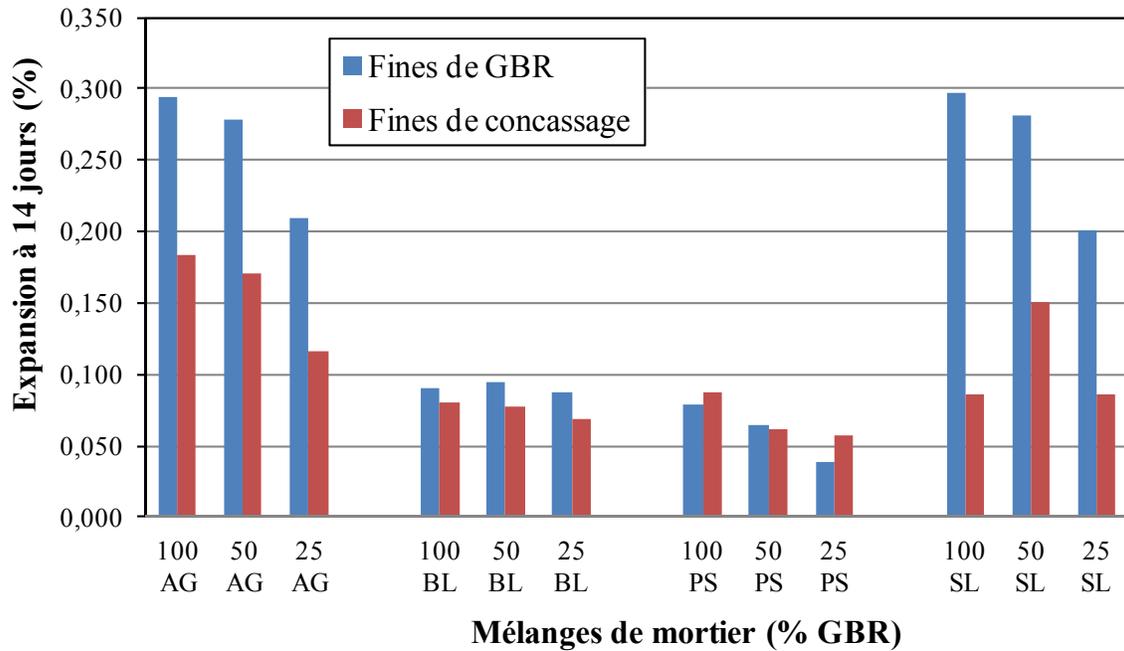
Les Tableaux 4.8 et 4.9 présentent les valeurs d'expansion à 14 et à 28 jours pour les essais sur barres de mortier réalisés sur les matériaux mentionnés précédemment (*FC* et *FGBR*), et ce pour les quatre laboratoires qui ont participé à l'étude sur la précision de l'essai accéléré sur barres de mortier pour les GBR. La Figure 4.57 illustre les valeurs moyennes d'expansion à 14 et 28 jours, avec  $\pm$  un écart-type, pour les différents types et proportions de GBR testés lors de cette étude. Il apparaît que la variabilité des résultats est plus élevée pour les *fines de concassage* que pour les *fines de GBR*, et que, de façon générale, la variabilité (CV) de l'essai est plutôt élevée, particulièrement pour les GBR BL et PS, ce qui est normal puisqu'ils engendrent des expansions plus faibles.

#### *Analyse pétrographique des matériaux granulaires utilisés pour l'essai sur mortier*

La Figure 4.58 compare le pourcentage de mortier résiduel (MR,%) moyen calculé pour chacune des différentes classes granulométriques étudiées (minimum de 300 particules par fraction), et ce autant pour les *fines de GBR* (FGBR) que les *fines de concassage* (FC). Ce pourcentage de mortier résiduel a été calculé à partir des mesures effectuées par analyse d'images (voir section 3.3.5.1).

Des résultats fort distincts ont été obtenus selon le type de granulat. Ainsi, dans le cas des granulats SL et AG, on remarque que plus la fraction granulométrique des *fines de concassage* (FC) est fine, plus le MR (%) moyen au sein des particules diminue. La relation inverse est obtenue pour les *fines de GBR* (SGBR), alors qu'une augmentation du pourcentage moyen de mortier résiduel est observée avec une diminution de la taille de la fraction granulométrique étudiée. Dans le cas du granulat PS, on remarque une diminution du pourcentage moyen de mortier résiduel avec une diminution de la fraction granulométrique, et ce autant pour les *fines de concassage* (FC) que les *fines de GBR* (FGBR). Dans le cas du granulat BL, la proportion de mortier résiduel demeure à peu près constante pour les différentes fractions granulométriques, et ce autant pour les *fines de concassage* (FC) que les *fines de GBR* (FGBR).

A



B

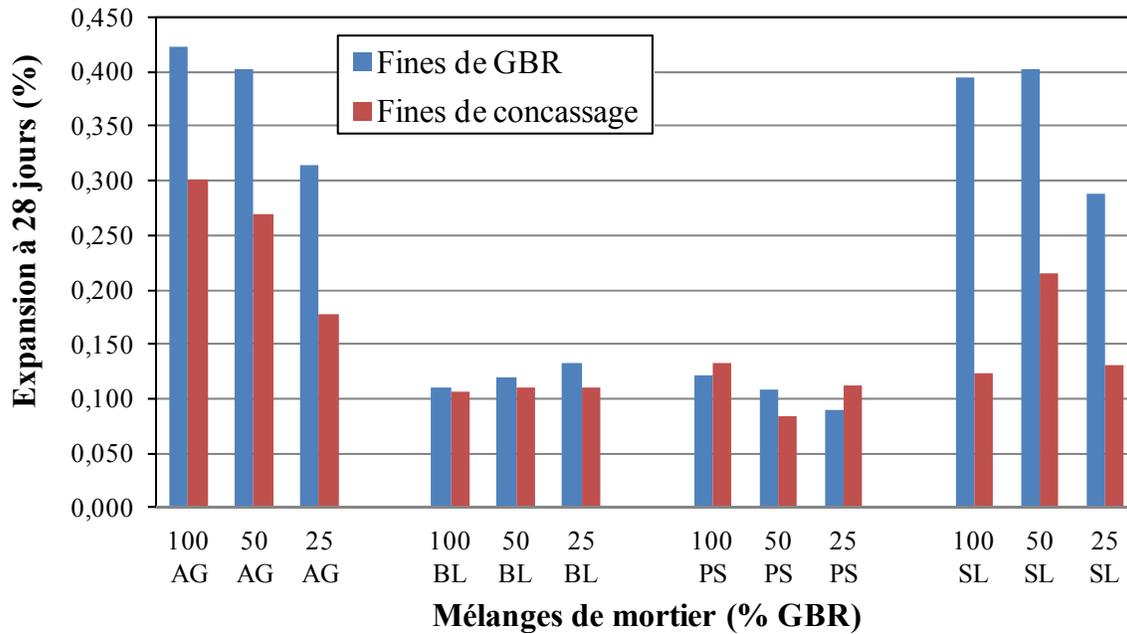


Figure 4.56 : Comparaison de l'expansion des barres de mortier incorporant des *fines de concassage* et des *fines de GBR*. A. Expansion à 14 jours. B. Expansion à 28 jours. Les données sont présentées pour les mélanges incorporant 100% (e.g. 100AG), 50% (e.g. 50AG) et 25% (e.g. 25AG) de GBR. Rappelons que le matériel granulaire « complémentaire », dans le cas des mélanges incorporant 50% et 25% de GBR, correspond à un sable granitique non réactif de la région d'Ottawa. Chaque résultat illustré sur ces graphiques représente les valeurs moyennes d'expansion obtenues sur trois barres de mortier.

Tableau 4.8 : Résultats de l'étude interlaboratoire sur l'essai accéléré sur barres de mortier (Série *Fines de concassage*). Il est à noter que dans certains cas, les essais ont été répétés afin de vérifier la variabilité de l'essai [e.g. AG 50% (1), AG 50% (2)]. Les valeurs présentées dans ce tableau représentent l'expansion moyenne obtenue sur trois barres de mortier.

Granulats		Laval		Ryerson		OSU		Wyoming		Moyennes		Ecart type		Coeff. var. (%)	
		Expansion (%)		Expansion (%)		Expansion (%)		Expansion (%)		Expansion (%)					
Type	% GBR	14 jrs	28 jrs	14 jrs	28 jrs	14 jrs	28 jrs								
AG	100%	0,184	0,300	0,166	0,282	0,222	0,294	0,117	0,17	0,172	0,262	0,044	0,062	25,3	23,5
	50% (1)	0,170	0,269	0,149	0,220	0,186	0,253	0,112	0,156	0,154	0,225	0,032	0,050	20,6	22,2
	50% (2)	0,210	0,307	0,131	0,220	0,202	0,246	0,094	0,154	0,159	0,232	0,056	0,063	35,3	27,3
	25% (1)	0,116	0,177	0,108	0,154	0,186	0,237	0,086	0,132	0,124	0,175	0,043	0,045	35,0	25,8
	25% (2)	0,124	0,206	0,121	0,179	0,200	0,198	0,08	0,123	0,131	0,176	0,050	0,037	38,1	21,2
BL	100%	0,080	0,107	0,094	0,108	0,156	0,184	0,074	0,102	0,101	0,125	0,038	0,039	37,3	31,4
	50% (1)	0,078	0,111	0,040	0,068	0,144	0,178	0,059	0,092	0,080	0,112	0,045	0,047	56,4	41,9
	50% (2)	0,062	0,093	0,045	0,080	0,141	0,179	0,055	0,09	0,076	0,110	0,044	0,046	58,1	41,5
	25%	0,069	0,110	0,084	0,107	0,129	0,168	0,053	0,087	0,084	0,118	0,033	0,035	39,0	29,4
PS	100%	0,087	0,133	0,073	0,131	0,156	0,197	0,076	0,117	0,098	0,145	0,039	0,036	40,0	24,7
	50%	0,062	0,085	0,080	0,134	0,134	0,178	---	---	0,092	0,132	0,038	0,046	40,9	35,2
	25%	0,058	0,112	0,079	0,136	0,124	0,156	0,045	0,087	0,076	0,123	0,034	0,030	45,2	24,4
SL	100% (1)	0,086	0,122	0,052	0,096	0,162	0,195	0,093	0,147	0,098	0,140	0,046	0,042	46,9	30,0
	100% (1)	0,115	0,157	0,107	0,157	0,152	0,189	---	---	0,125	0,168	0,024	0,018	19,2	10,9
	50%	0,151	0,214	0,124	0,183	0,197	0,231	0,078	0,147	0,137	0,194	0,050	0,037	36,2	19,1
	25%	0,086	0,132	0,099	0,166	0,126	0,181	0,076	0,113	0,097	0,148	0,022	0,031	22,4	21,1

Tableau 4.9 : Résultats de l'étude interlaboratoire sur l'essai accéléré sur barres de mortier (Série  *fines de GBR*). Il est à noter que dans certains cas, les essais ont été répétés afin de vérifier la variabilité de l'essai [e.g. AG 50% (1), AG 50% (2)]. Les valeurs présentées dans ce tableau représentent l'expansion moyenne obtenue sur trois barres de mortier.

Granulats		ULaval		Ryerson		OSU		Wyoming		Moyennes		Ecart type		Coeff. var. (%)	
		Expansion (%)		Expansion (%)		Expansion (%)		Expansion (%)		Expansion (%)					
Type	% GBR	14 jrs	28 jrs	14 jrs	28 jrs	14 jrs	28 jrs								
AG	100%	0,294	0,423	0,338	0,491	0,398	0,546	0,310	0,445	0,335	0,476	0,046	0,054	13,6	11,4
	50% (1)	0,279	0,401	0,316	0,427	0,362	0,479	0,233	0,326	0,297	0,408	0,055	0,064	18,4	15,6
	50% (2)	0,302	0,462	0,308	0,412	0,361	0,460	0,233	0,352	0,301	0,421	0,053	0,052	17,5	12,3
	25% (1)	0,209	0,315	0,231	0,316	0,263	0,350	0,173	0,252	0,219	0,308	0,038	0,041	17,3	13,2
	25% (2)	0,213	0,324	0,236	0,322	0,257	0,333	0,177	0,253	0,221	0,308	0,034	0,037	15,5	12,0
BL	100%	0,090	0,110	0,132	0,161	0,194	0,235	0,103	0,126	0,130	0,158	0,046	0,056	35,7	35,3
	50% (1)	0,095	0,120	0,083	0,119	0,165	0,211	0,093	0,124	0,109	0,143	0,038	0,045	34,5	31,4
	50% (2)	0,098	0,127	0,081	0,119	-	-	0,090	0,118	0,089	0,121	0,009	0,005	9,7	3,8
	25%	0,087	0,132	0,074	0,125	0,092	0,129	0,051	0,076	0,076	0,116	0,018	0,029	24,0	25,5
PS	100%	0,078	0,122	0,073	0,129	0,139	0,172	0,071	0,108	0,090	0,133	0,033	0,027	36,3	20,7
	50%	0,064	0,109	0,066	0,122	0,131	0,179	0,059	0,097	0,080	0,127	0,034	0,036	42,6	28,5
	25%	0,038	0,090	0,065	0,122	0,111	0,155	0,040	0,085	0,064	0,113	0,034	0,033	53,7	28,9
SL	100% (1)	0,297	0,394	0,357	0,467	0,350	0,413	0,227	0,232	0,307	0,376	0,060	0,101	19,5	26,9
	100% (1)	0,316	0,456	0,373	0,500	-	-	0,256	0,354	0,315	0,437	0,059	0,075	18,6	17,2
	50%	0,281	0,402	0,300	0,403	0,204	0,255	0,255	0,373	0,260	0,358	0,041	0,070	15,9	19,6
	25%	0,201	0,288	0,220	0,306	0,350	0,413	0,148	0,220	0,230	0,307	0,086	0,080	37,3	26,1

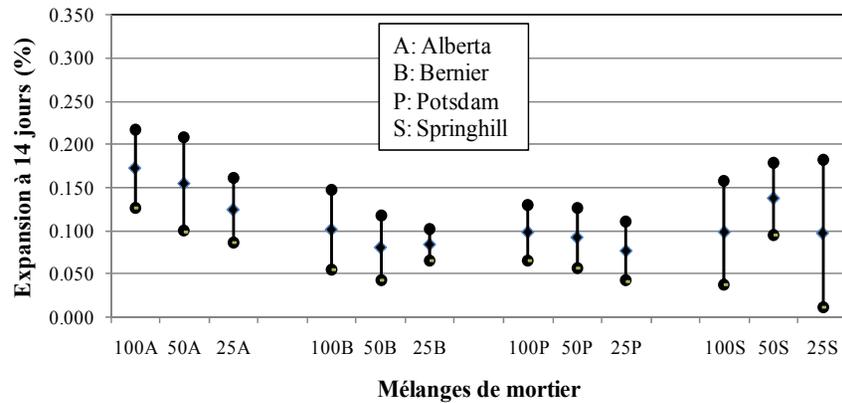
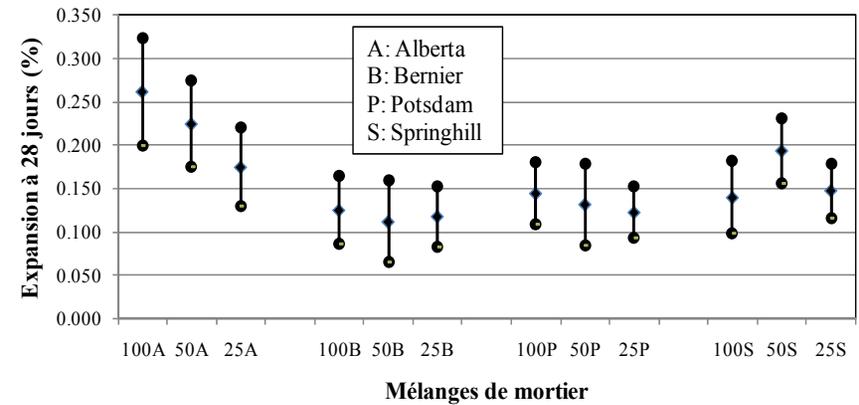
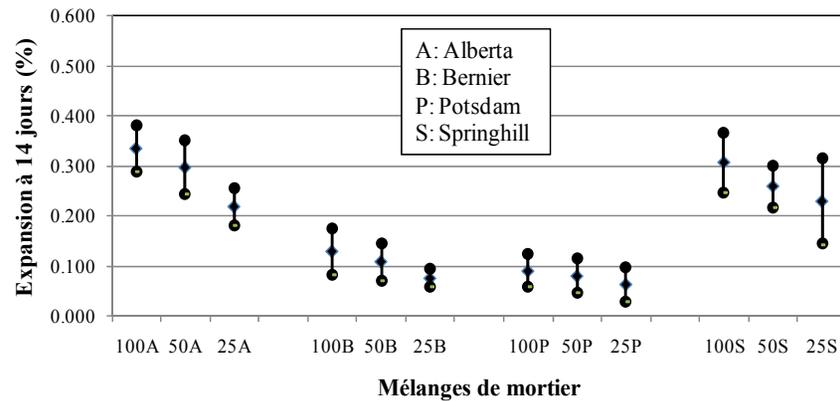
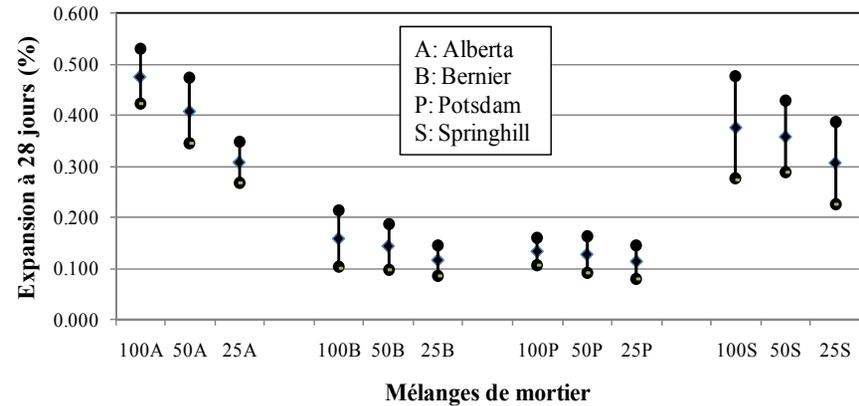
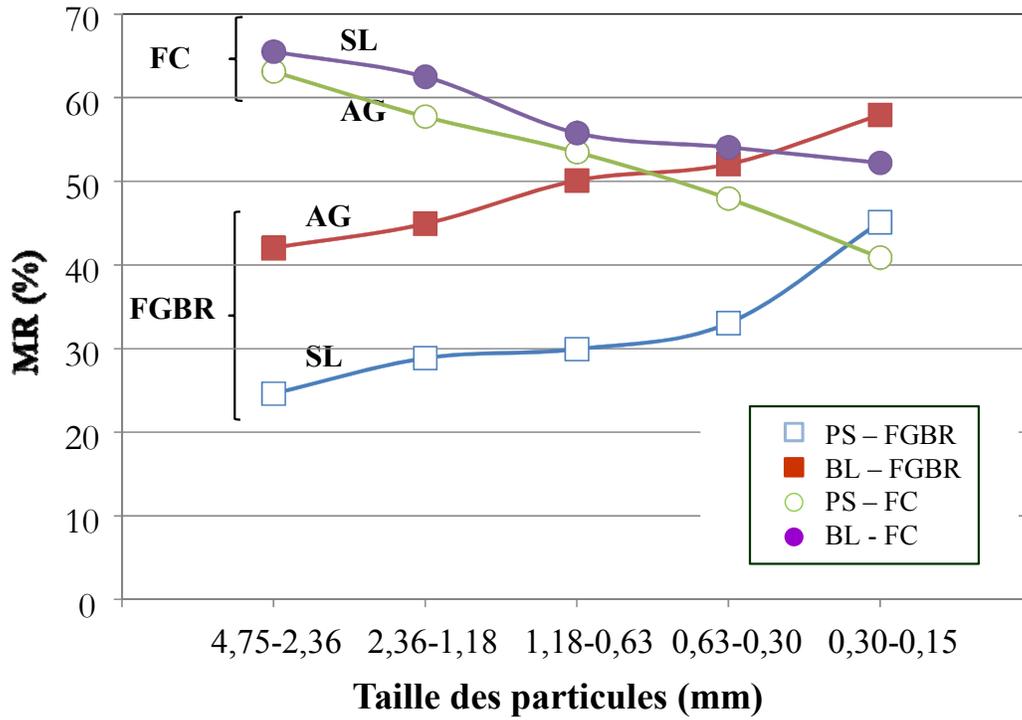
A. *Fines de concassage* – 14 joursB. *Fines de concassage* – 28 joursC. *Fines de GBR* – 14 joursD. *Fines de GBR* – 28 jours

Figure 4.57 : Variabilité interlaboratoire de l'essai accéléré sur barres de mortier pour les GBR. Les figures présentent, pour chacune des différentes proportions de GBR et les différents granulats d'origine, la valeur moyenne d'expansion interlaboratoire avec  $\pm 1$  écart-type. A. Statistiques pour les expansions à 14 jours, *fines de concassage*. B. Statistiques pour les expansions à 28 jours, *fines de concassage*. C. Statistiques pour les expansions à 14 jours, *fines de GBR*. D. Statistiques pour les expansions à 28 jours, *fines de GBR*.

A



B

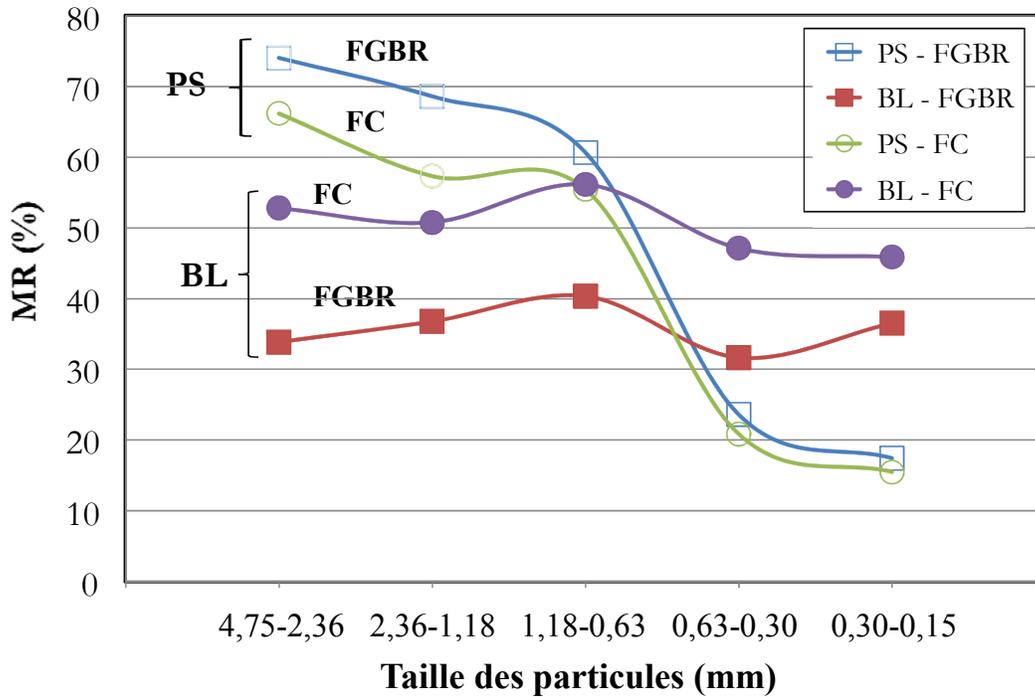


Figure 4.58 : Pourcentage de mortier résiduel (MR%) en fonction des différentes fractions granulométriques pour les  *fines de GBR*  (FGBR) et les  *fines de concassage*  (FC). A. Granulats SL et AG. B. Granulats PS et BL.

Alors que la Figure 4.58 présentait la distribution du pourcentage moyen de mortier résiduel au sein des différentes portions granulométriques du matériel utilisé pour les essais sur mortier, la Figure 4.59 illustre pour sa part la fréquence du nombre de particules présentant différentes proportions de MR, i.e. par groupes de 10%. Autrement dit, quelle proportion des 300 particules examinées contient entre 0 et 10% de MR, 10 et 20% de MR, etc., et ce pour les cinq fractions granulométriques étudiées. Les résultats sont présentés pour les granulats SL et AG.

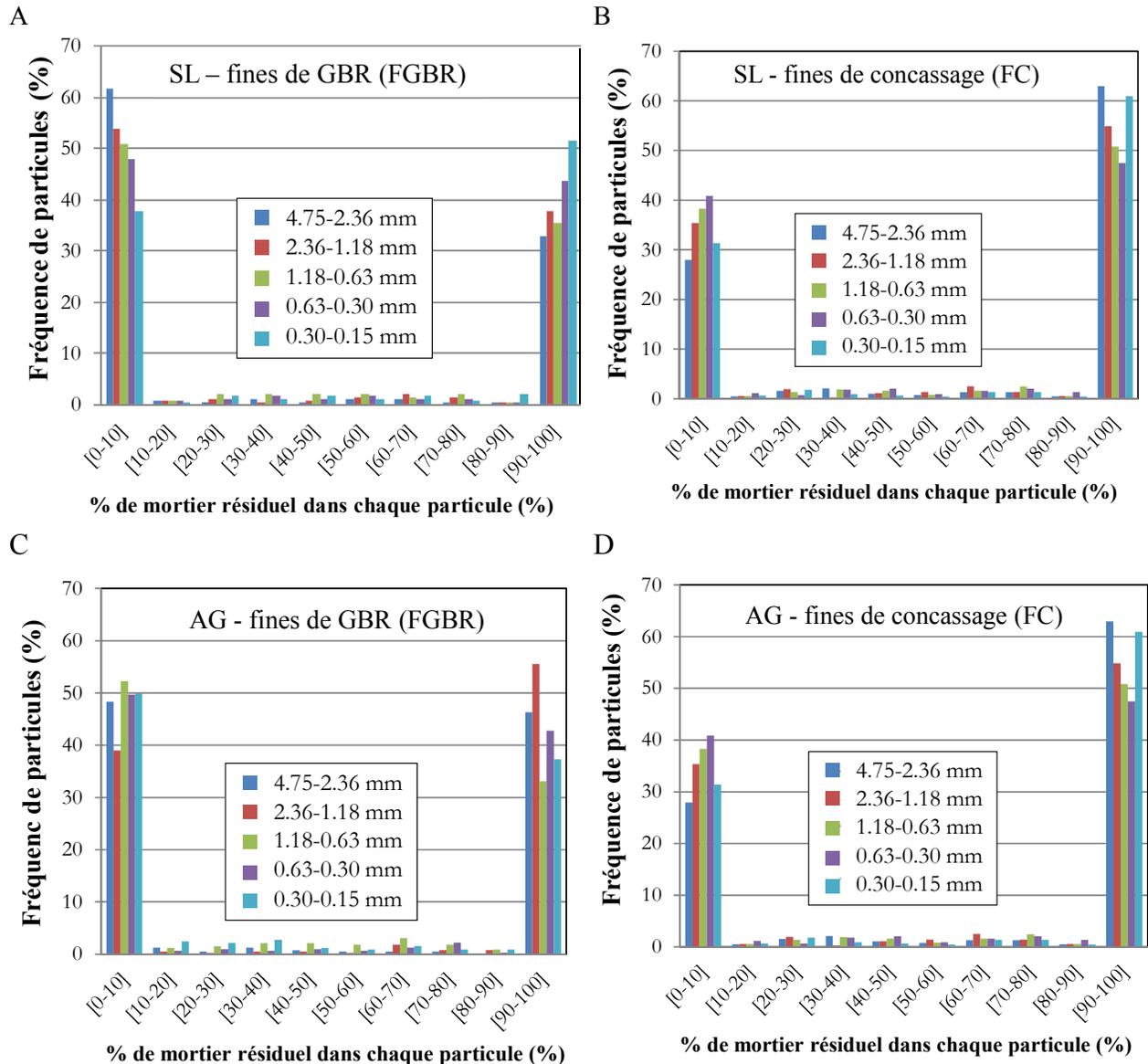


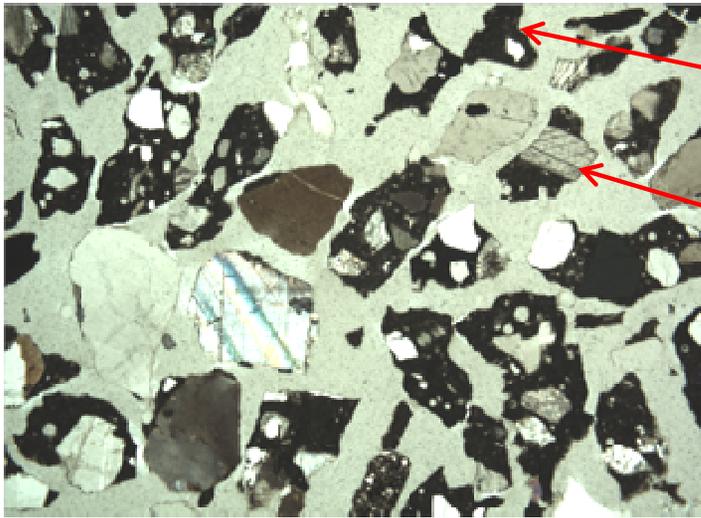
Figure 4.59 : Fréquence des particules incorporant différentes proportions de MR (par incréments de 10%).

Ainsi, on remarque que toutes les fractions granulométriques, et ce autant pour les  *fines de concassages (FC)* que pour les  *fines de GBR (FGBR)*, contiennent de fortes proportions de particules avec peu (0-10%) ou beaucoup (90-100%) de MR, les compositions intermédiaires étant plus rarement observées. Les résultats présentés à la Figure 4.59A ( *fines de GBR, granulat SL*) montrent que la proportion des particules comportant 0-10% de MR varie entre 37,7% et 61,5%, ces valeurs diminuant graduellement avec la taille des particules. Le pourcentage de particules incorporant 90-100% de MR varie quant à lui entre 32,9% et 51,5%, ces valeurs augmentant généralement avec la diminution de taille des particules. En ce qui a trait aux  *fines de concassage* (Figure 4.59B), la proportion de particules de GBR qui contiennent 90-100% de MR se situe en 47,5% et 62,9% pour les différentes fractions examinées, ce qui est largement plus que les fractions contenant une petite proportion de MR (0-10% : de 27,9% à 40,9%).

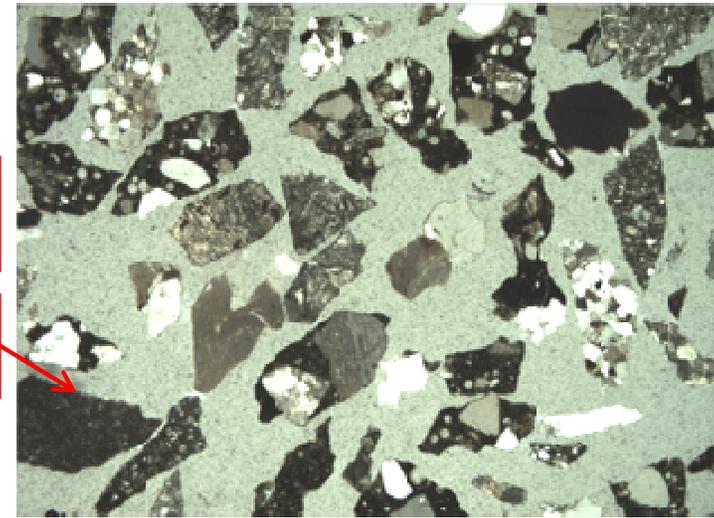
Les Figures 4.59C et 4.59D indiquent la quantité de particules incorporant un pourcentage spécifique de MR (entre 0% et 100%, avec incréments de 10%), pour toutes les fractions granulométriques et pour les deux types de granulats fins incorporant le granulat AG. Similairement aux granulats fins incorporant SL, une forte proportion de particules de toutes les fractions granulométriques des deux types de fines ( *fines de concassages* et  *fines de GBR*) sont constituées de peu (0-10%) ou de beaucoup (90-100%) de MR, les compositions intermédiaires étant aussi rarement observées. Dans le cas des  *fines de GBR*, les proportions de particules incorporant 0-10% (39,0-52,3%) ou 90-100% de MR (33,1-55,6%) sont assez similaires en moyenne. Tout comme pour le granulat SL, les  *fines de concassage* de AG contiennent une plus grande proportion de particules contenant un fort pourcentage de MR (90-100% : de 47,5% à 62,9%) comparativement à celles contenant une petite quantité de MR (0-10% : de 35,4% à 40,9%).

Les différences typiques dans les proportions de MR entre les  *fines de concassages* et les  *fines de GBR*, pour les matériaux granulaires incorporant AG et SL, sont illustrées sur les Figures 4.60A à 4.60D pour les particules 1,18 à 0,63 mm. Il est donc intéressant de conclure sur ces travaux pétrographiques que les différentes fractions des fines récupérées lors du concassage des fragments de démolition ( *fines de concassage*) contiennent majoritairement des particules très riches en mortier résiduel (90-100% de MR); d'un autre côté, les fines préparées à partir des granulats grossiers de GBR (FGBR) contiennent une plus forte proportion de particules riches en particules de granulats d'origine (0 – 10% de MR), ce qui est lié au mode de préparation plus progressif en laboratoire. Ceci étant dit, des écarts sont observés d'un type de granulat à un autre (pierre d'origine concassée (e.g. SL) vs gravier naturel (e.g. AG)). Toutefois, pour les deux types de fines, i.e.  *FC* et  *FGBR*, les proportions intermédiaires en MR sont plutôt faibles pour l'ensemble des fractions granulométriques.

A – Granulat AG, fines de concassage (FC)



B - Granulat AG, fines de GBR (FGBR)

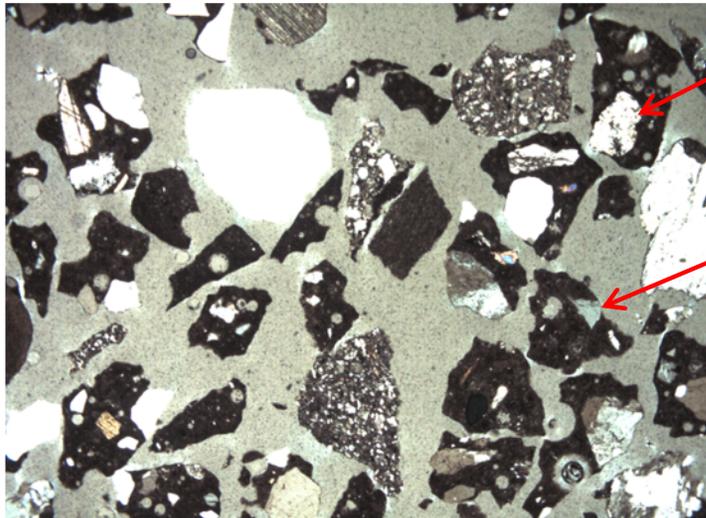


Particule de  
GBR avec  
100% MR

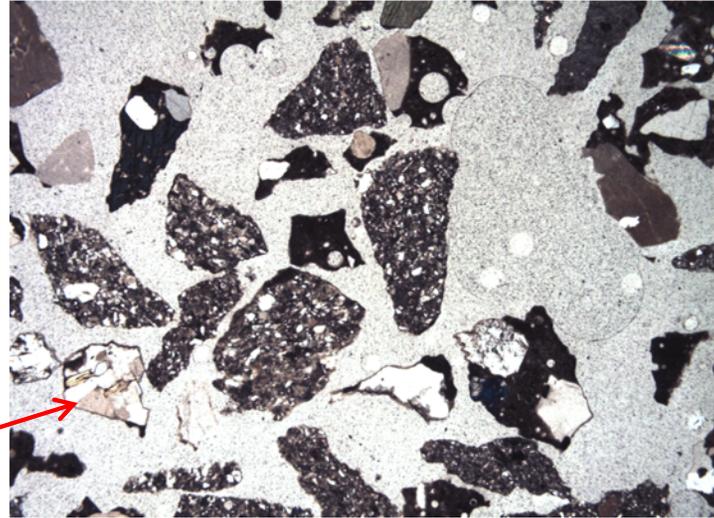
GO dans une  
particule de  
GBR

Particule de  
GO avec 0%  
MR

C – Granulat SL, fines de concassage (FC)



D - Granulat SL, fines de GBR (FGBR)



GO dans une  
particule de  
GBR

Particule de  
GBR avec  
100% MR

Particule de  
GO avec 0%  
MR

Figure 4.60 : Micrographies (lames minces) de particules fines de granulat recyclé (fraction granulométrique 1.18 - 0.63 mm). GBR : granulat de béton recyclé; MR : mortier résiduel; GO : granulat d'origine.

#### 4.3.1.3 Essais d'expansion sur éprouvettes de béton

Les Figures 4.61 et 4.62 présentent les résultats des essais sur prismes de béton pour les différentes séries de GBR obtenus à partir des blocs de CANMET. Rappelons que cinq séries d'essais ont été réalisées afin d'évaluer l'effet du contenu en MR sur l'expansion du béton, de même que la condition du GBR lors de la fabrication du béton, notamment l'utilisation de particules saturées ou non (voir section 3.3.4.2). En plus des résultats des séries d'essais mentionnées plus haut, les figures en question incluent les données de mélanges de référence incorporant 100% du granulat naturel d'origine (données tirées de Fournier et al. 1997).

Dans le cas du granulat BL, une augmentation de l'expansion du béton a été obtenue avec une augmentation du contenu en particules de GBR (i.e. de 25 à 100% - Série 1, Figure 4.61A), une expansion maximale de 0,043% ayant été atteinte à un an pour le mélange incorporant 100% de GBR. Toutefois, les modifications apportées pour les mélanges de la Série 3, i.e. utilisation de particules de GBR saturées (état *saturé surface sèche* - SSS) et d'un différent volume du gros granulat dans le mélange (voir section 3.3.4.2), ont entraîné une augmentation significative de l'expansion ultime pour la série incorporant 100% de GBR (i.e. 0,095%, Figure 4.61A). Lorsque des particules vierges du granulat d'origine sont utilisées dans des proportions équivalentes à celles retrouvées dans les particules de GBR des différentes séries de mélanges, une augmentation de l'expansion a également été observée avec une augmentation du contenu en particules de granulats réactifs (i.e. 25% à 100%, Série 2, Figure 4.61B). Il est intéressant de constater que l'utilisation de granulats naturels en condition SSS a également engendré plus d'expansion que lorsque les granulats sont utilisés à l'état sec (Série 2 vs Série 4 pour 100% GBR *équivalent*; Figure 4.61B). Toutefois, des niveaux d'expansion plutôt semblables ont été obtenus lorsque des proportions égales du granulat d'origine BL sont présentes dans le mélange, autant à l'intérieur de particules de GBR atteintes par la RAS que comme particules vierges (comparer les différentes courbes des Série 1 sur la Figure 4.61A et Série 2 sur la Figure 4.61B).

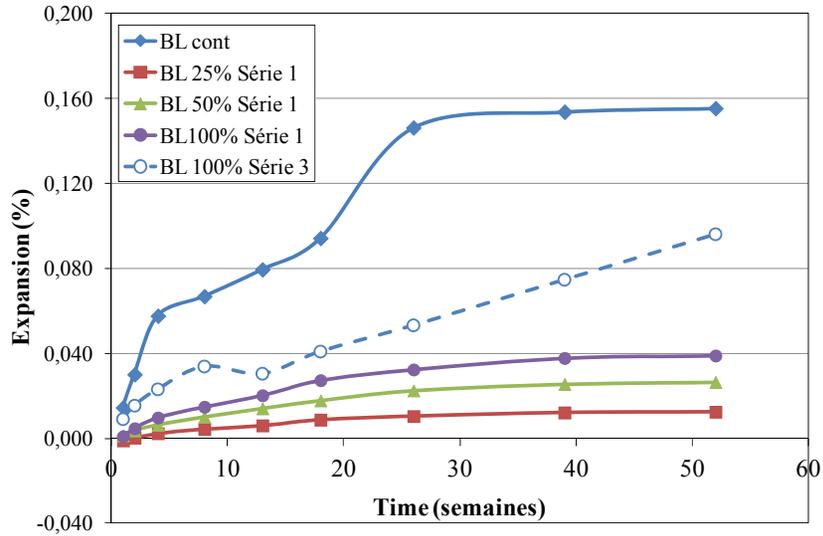
Dans le cas du granulat SL, une augmentation de l'expansion du béton a été obtenue avec une augmentation du contenu en particules de GBR (i.e. de 25 à 100% - Série 1, Figure 4.61C), une expansion maximale de 0,131% ayant été atteinte à un an pour le mélange incorporant 100% de GBR. Toutefois, les modifications apportées pour les mélanges de la Série 3, i.e. utilisation de particules de GBR saturées (état SSS) et d'un différent volume du gros granulat dans le mélange (voir section 3.3.4.2), ont entraîné une augmentation significative de l'expansion ultime pour la série incorporant 100% de GBR (i.e. 0,225%, Figure 4.61C). Lorsque des particules vierges du granulat d'origine sont utilisées dans des proportions équivalentes à celles retrouvées dans les particules de GBR des différentes séries de mélanges, une augmentation de l'expansion a également été observée avec une augmentation du contenu en particules de granulats réactifs (i.e. 25% à 100%, Série 2, Figure 4.61D). L'utilisation de granulats naturels en condition SSS a engendré une expansion légèrement plus rapide mais ultimement semblable (i.e. à un an) à celle obtenue pour la série utilisant des granulats à l'état sec lors du malaxage (Série 2 vs Série 4 pour

100% GBR *équivalent*; Figure 4.61D). Des niveaux d'expansion significativement plus élevés ont été obtenus lorsque des proportions égales du granulat d'origine SL sont présentes dans le mélange à l'état vierge plutôt qu'à l'intérieur des particules de GBR (comparer les différentes courbes des Séries 1 sur la Figure 4.61C et 2 sur la Figure 4.61D).

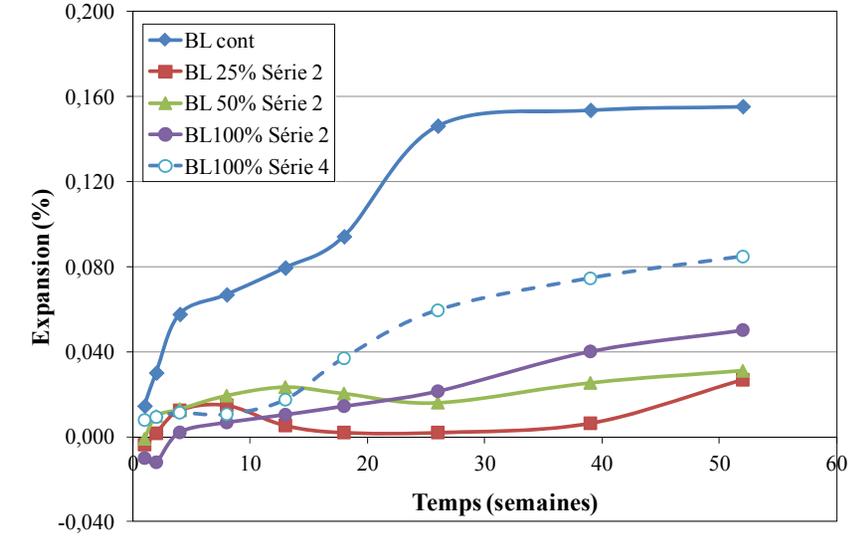
Bien que des valeurs d'expansion significativement plus faibles aient été obtenues, le comportement des différentes séries de béton incorporant le granulat PS s'est avéré fort semblable à celui des séries d'éprouvettes incorporant le granulat SL décrit au paragraphe précédent (Figures 4.62A et 4.62B).

Dans le cas du granulat AG, une augmentation de l'expansion du béton a également été obtenue avec une augmentation du contenu en particules de GBR (i.e. de 25 à 100% - Série 1, Figure 4.62C), une expansion maximale de 0,181% ayant été atteinte à un an pour le mélange incorporant 100% de GBR. À l'opposé des résultats obtenus avec les autres granulats, les modifications apportées pour les mélanges de la Série 3, i.e. utilisation de particules de GBR saturées (état SSS) et d'un différent volume du gros granulat dans le mélange (voir section 3.3.4.2), ont entraîné une réduction notable de l'expansion ultime pour la série incorporant 100% de GBR (i.e. 0,225%, Figure 4.61C). Lorsque des particules vierges du granulat d'origine sont utilisées dans des proportions équivalentes à celles retrouvées dans les particules de GBR des différentes séries de mélanges, seule une faible augmentation de l'expansion (0,060 à 0,080%) a été observée avec une augmentation du contenu en particules de granulats réactifs (i.e. 25% à 100%, Série 2, Figure 4.62D). L'utilisation de granulats naturels en condition SSS a engendré une expansion légèrement plus rapide mais une ultimement semblable (0,08 – 0,09% à un an) à celle obtenue pour la série utilisant des granulats à l'état sec lors du malaxage (Série 2 vs Série 4 pour 100% GBR *équivalent*; Figure 4.62D). À l'opposé des résultats obtenus avec les autres granulats, des niveaux d'expansion significativement plus faibles ont été obtenus lorsque des proportions égales du granulat d'origine AG sont présentes dans le mélange à l'état vierge plutôt qu'à l'intérieur des particules de GBR (comparer les différentes courbes des Séries 1 sur la Figure 4.62C et 2 sur la Figure 4.62D). Enfin, l'expansion ultime de la série d'éprouvettes incorporant 100% de GBR (Série 1) s'est avérée plus élevée que celle de la série d'éprouvettes de référence (AG cont).

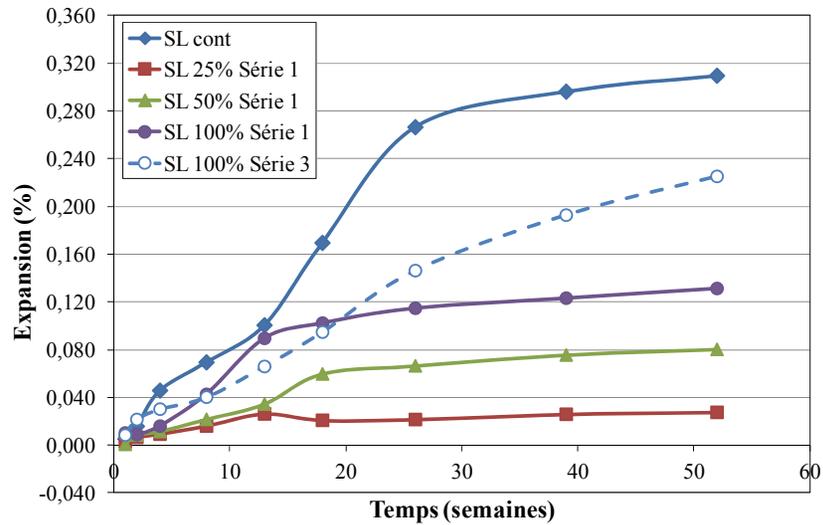
A – Granulat BL, Séries 1 et 3



B – Granulat BL, Séries 2 et 4



C – Granulat SL, Séries 1 et 3



D – Granulat SL, Séries 2 et 4

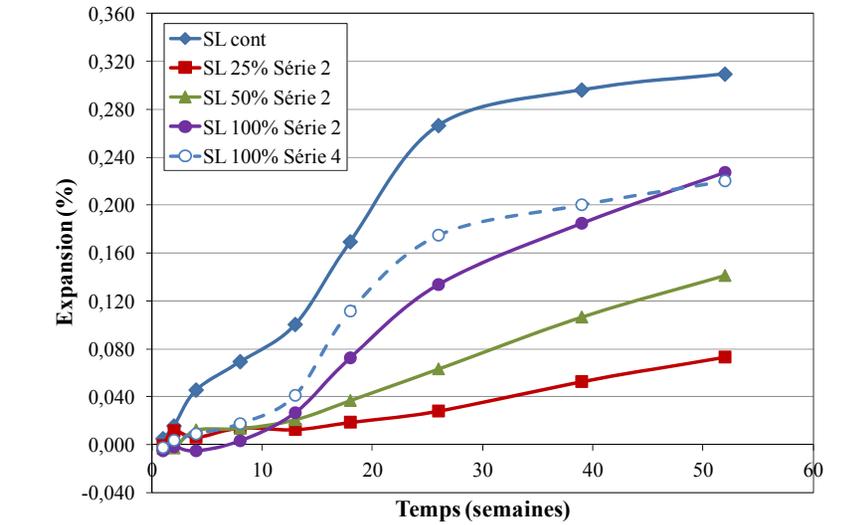
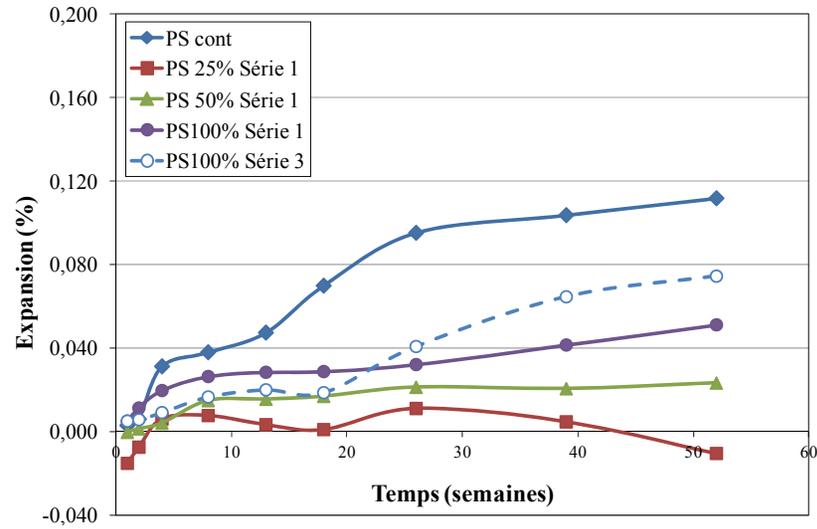
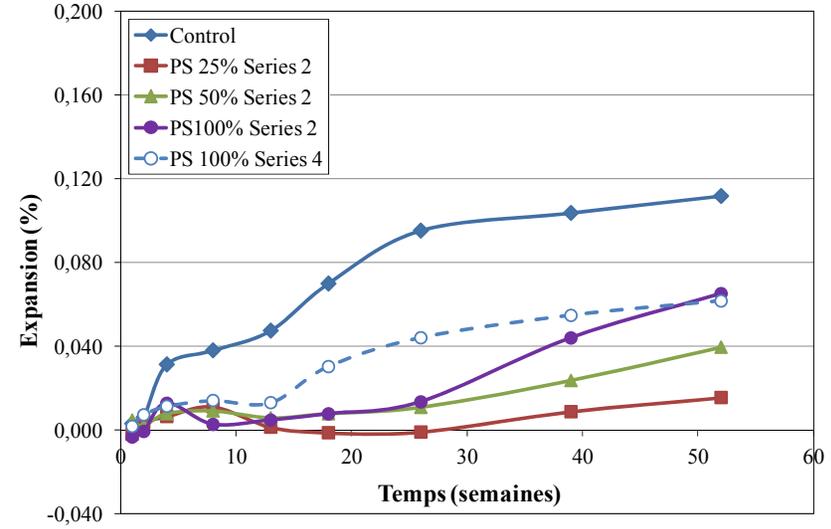


Figure 4.61 : Résultats des essais sur prismes de béton – Série des blocs de CANMET. A. Granulat BL (Séries 1 et 3). B. Granulat BL (Séries 2 et 4). C. Granulat SL (Séries 1 et 3). D. Granulat SL (Séries 2 et 4).

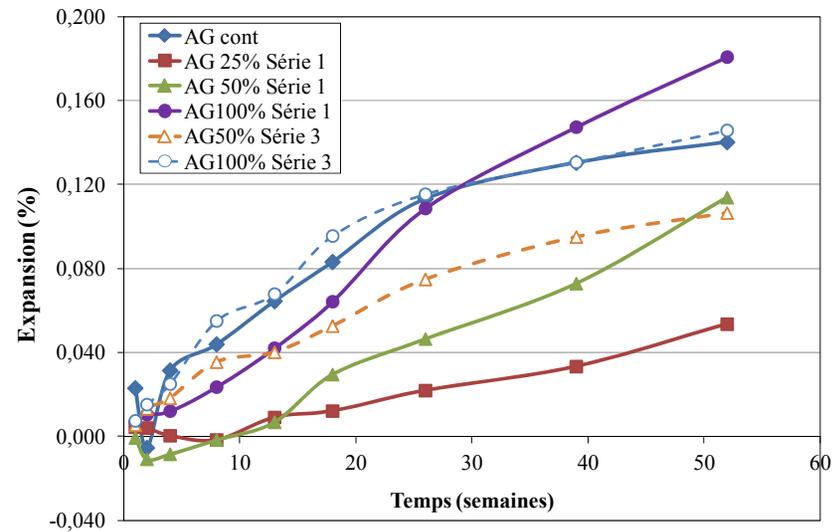
A – Granulat PS, Séries 1 et 3



B – Granulat PS, Séries 2 et 4



C – Granulat AG, Séries 1 et 3



D – Granulat AG, Séries 2 et 4

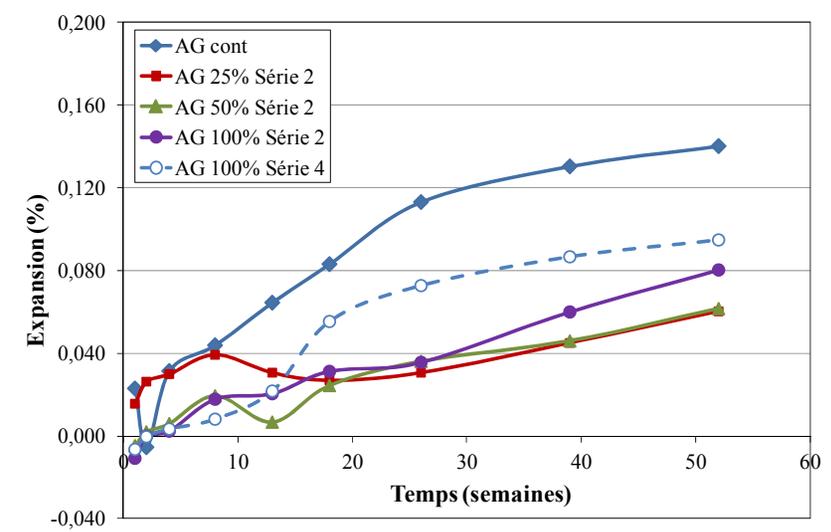


Figure 4.62 : Résultats des essais sur prismes de béton – Série des blocs de CANMET. A. Granulat PS (Séries 1 et 3). B. Granulat PS (Séries 2 et 4). C. Granulat AG (Séries 1 et 3). D. Granulat AG (Séries 2 et 4).

## 4.3.2 GBR produits suite à la démolition de l'échangeur Robert Bourassa - Charest

### 4.3.2.1 Caractérisation du béton

Des résultats ont été présentés dans les sections précédentes du rapport concernant le niveau d'endommagement des différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Il apparaît de ces résultats que le niveau d'endommagement du béton le plus élevé se situe au sein des bases massives, et le moins élevé au niveau des colonnes. Dans le cas du tablier, une plus forte variation a été observée du fait d'un endommagement significativement plus élevé à la base du tablier.

### 4.3.2.2 Essais accélérés sur barres de mortier

#### *Résultats d'expansion*

Les Figures 4.63 et 4.64 présentent les résultats d'expansion des différentes séries de barres de mortier incorporant 25, 50 et 100% de GBR fabriqués à partir de blocs de démolition de la base massive (DVb), de tablier (DVt) et de colonnes (DVc) de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Les résultats sont comparés pour les  *fines de concassage (FC)* (Figure 4.63) et les  *fines de GBR (FGBR)* (Figure 4.64). Encore une fois, rappelons que les matériaux « complémentaires », dans le cas de l'utilisation de 25% et 50% de GBR, correspondent à un sable naturel de composition granitique de la région d'Ottawa.

Dans l'ensemble, les barres de mortier montrent une tendance « expansive » constante tout au long de la période d'essai de 28 jours. Dans le cas de la série des  *fines de concassage (FC)* (Figure 4.63), peu de différence a été obtenue entre les mélanges contenant les différentes proportions de GBR DVt et DVc; toutefois, un comportement plus distinct a été observé dans le cas du granulats DVb (bases massives), une augmentation de l'expansion étant obtenue avec une diminution du contenu en GBR. Seule une série de barres de mortier, i.e. DVb 25%, a généré un niveau d'expansion supérieur à 0,15% à 14 jours, suggérant un caractère potentiellement réactif à une combinaison sur les neuf étudiées (11%) (en considérant l'applicabilité de la limite de 0,15% normalement utilisée pour classer les granulats naturels de potentiellement réactifs ou non réactifs à l'essai accéléré sur barres de mortier).

Dans le cas des  *fines de GBR*, des comportements distincts et/ou d'apparence plus « aléatoire » semblent être observés. En effet, les différentes proportions de FC de la base massive (DVb) engendrent des niveaux d'expansion fort semblables (Figure 4.64A). Par contre, pour les GBR DVt (Figure 4.64B) et DVc (Figure 4.64C), des comportements bien distincts ont été obtenus pour les différentes proportions de GBR; dans les deux cas, 50% de particules de GBR ont engendré un niveau d'expansion intermédiaire, mais les niveaux d'expansion maximum et minimum se sont inversés. Ce comportement est difficile à expliquer et demanderait des investigations supplémentaires. Il est toutefois important de mentionner qu'à l'inverse des  *fines*

*de concassage*, seules deux séries de barres de mortier incorporant des  *fines de GBR*, i.e. DVt 100% et DVc 50%, ont subi une expansion inférieure à 0,15% à 14 jours, suggérant un caractère potentiellement réactif à sept combinaisons sur les neuf étudiées (78%).

#### 4.3.2.3 Essais sur prismes de béton

##### *Résultats d'expansion*

La Figure 4.65 présente les résultats des essais sur prismes de béton pour les différentes séries de GBR obtenues à partir des blocs de démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Quatre séries d'essais ont été réalisées afin d'évaluer l'effet du contenu en MR sur l'expansion du béton de même que la condition du GBR lors de la fabrication du béton, notamment l'utilisation de particules saturées ou non (Séries 1 vs 3, voir section 3.3.5.2). En plus des résultats des séries d'essais mentionnées plus haut, les figures en question incluent les données obtenues pour un mélange de référence incorporant 100% d'un calcaire siliceux provenant d'une carrière de la région de Québec (CQ cont). Ce calcaire a également servi pour la réalisation des mélanges de la série 4. Le calcaire grossier non réactif HP a été utilisé pour compléter les proportions de GBR dans les mélanges des Séries 1 et 3 (25% et 50% de GBR), de même que pour représenter la proportion de mortier résiduel dans les mélanges de la Série 4 (voir section 3.3.5.2 pour plus de détails sur les caractéristiques des mélanges).

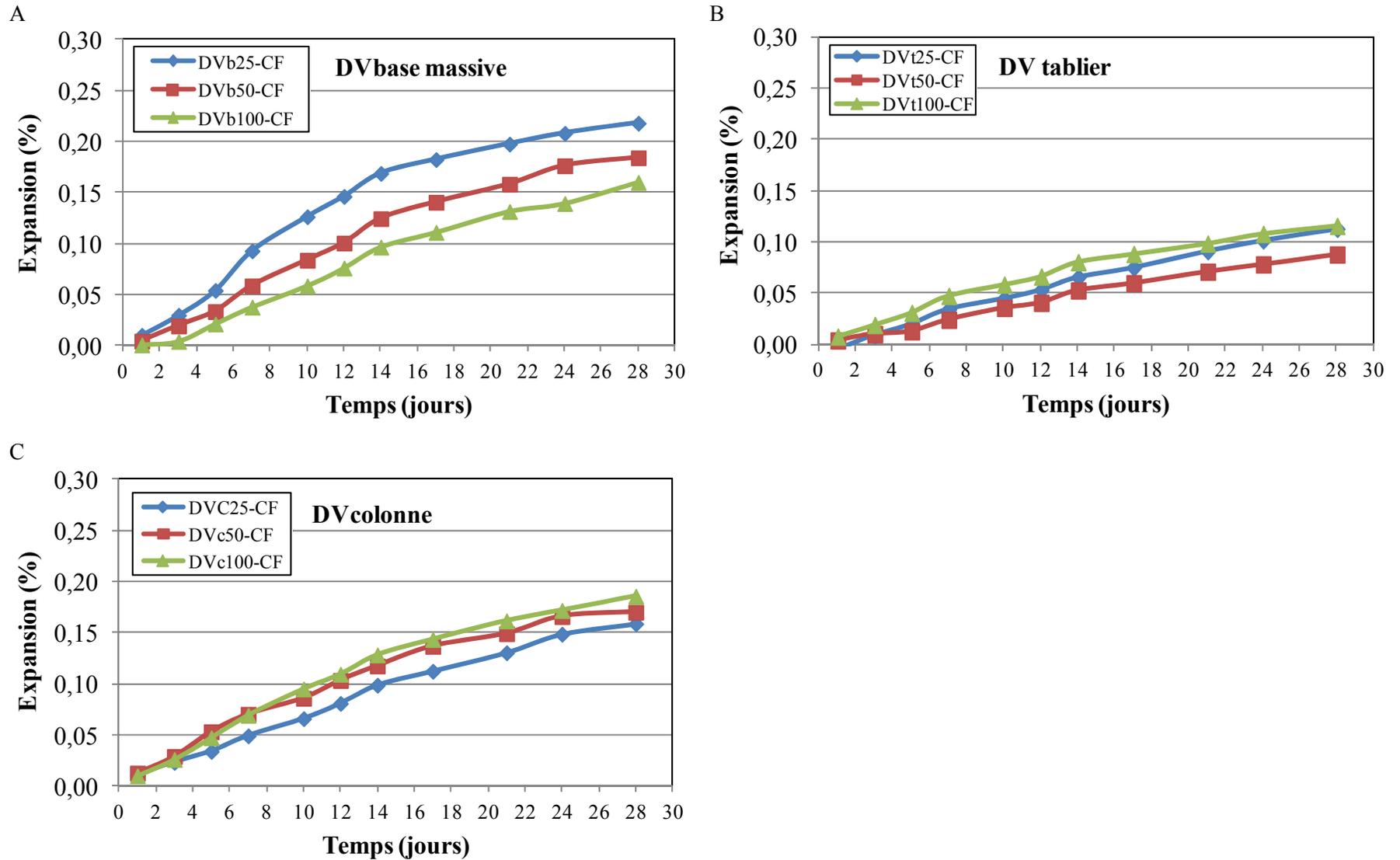
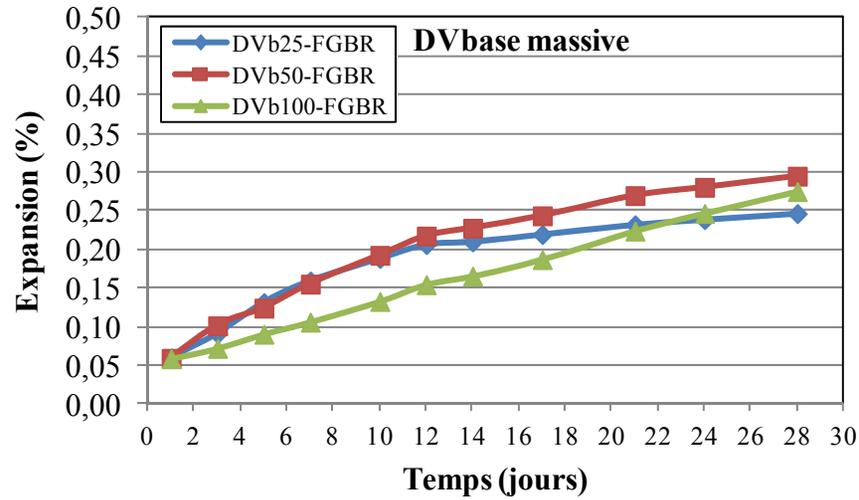
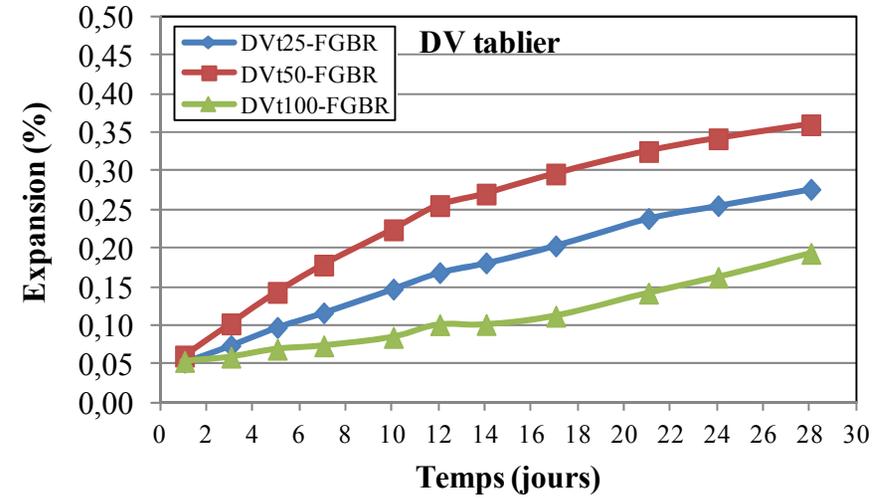


Figure 4.63 : Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des  *fines de concassage (FC)* (résultats obtenus à l’Université Laval). A. Granulat DVb. B. Granulat DVt. C. Granulat DVc.

A



B



C

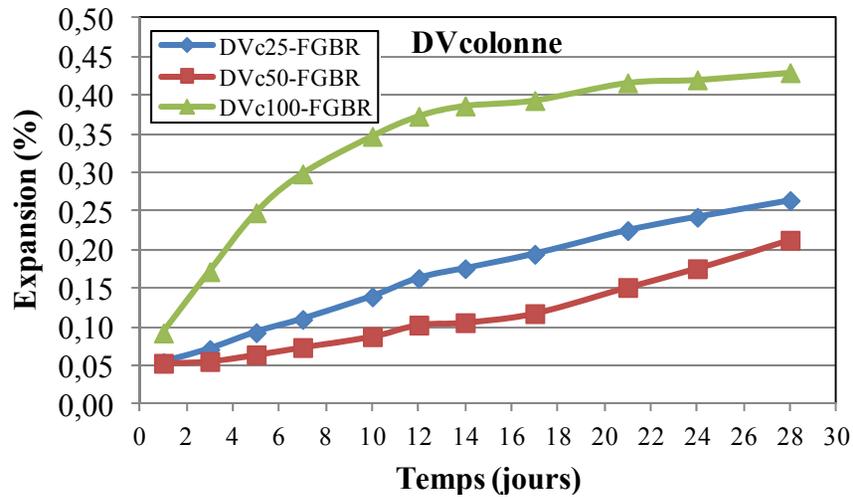


Figure 4.64 : Résultats des essais accélérés sur barres de mortier – Série des *fines de GBR (FGBR)* (résultats obtenus à l'Université Laval). A. Granulat DVb. B. Granulat DVt. C. Granulat DVc.

Les observations suivantes peuvent être effectuées à partir des mélanges de béton de cette série :

- Pour tous les mélanges de cette série, une augmentation de l'expansion du béton a été obtenue avec une augmentation du contenu en particules de GBR (i.e. de 25 à 100%), et ce autant pour les séries de prismes de la Série 1 (GBR utilisés à l'état sec lors du malaxage du béton) que pour ceux de la Série 3 (GBR utilisés à l'état SSS lors du malaxage du béton) ;
- Les séries de mélanges incorporant 100% de GBR (Séries 1 et 3) ont engendré une expansion supérieure à celle de la série d'éprouvettes de contrôle, i.e.  $\approx 0,20-0,22\%$  pour 100% GBR versus 0,12 % pour CQ cont. Les éprouvettes incorporant 50% GBR (Séries 1 et 3) ont subi une expansion ultime (1 an)  $\approx$  semblable à celle de la série d'éprouvettes de contrôle (0,10 – 0,12%). Les éprouvettes incorporant 25% GBR ont montré pour leur part une expansion à un an variant entre 0,04% (DVb et DVt) et 0,08% (DVc).
- Il apparaît donc que l'ensemble des éprouvettes incorporant entre 25 et 100% de GBR provenant de blocs de démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest ont subi une expansion supérieure à la limite suggérée de 0,040% pour reconnaître un granulats comme réactif à l'essai sur prismes de béton CSA A23.2-14A.
- De façon générale, malgré des taux d'expansion différents au cours de la période d'essai (1 an), l'utilisation de particules de GBR à l'état sec (Série 1) ou SSS (Série 3) lors du malaxage n'a pas engendré de différences d'expansion majeures à la fin de la période d'essai, à l'exception des bétons de la Série DVb (Figure 4.65A). Cela peut être observé autant pour les bétons des Séries 1 et 3 incorporant 50% ou 100% de GBR. Toutefois, compte-tenu des valeurs d'absorption élevées obtenues pour les GBR, la quantité d'eau ajoutée au mélange pour compenser pour cette absorption dans la réalisation des mélanges de la Série 1 rend ceux-ci très fluides avec des risques de ségrégation lors de la fabrication des éprouvettes. Les mélanges effectués avec les particules de GBR à l'état SSS (Série 3) s'avèrent bien maniables et cohésifs et sont par conséquent préférables.
- Lorsque des particules de granulats calcaires sont utilisées à des proportions variant entre 25 et 100% du contenu total en granulats grossiers (Série 4, figure 4.65D) :
  - les éprouvettes incorporant 25% de CQ ont subi une expansion d'environ 0,06% à 1 an, somme toute fort semblable à l'expansion obtenue avec les mélanges incorporant 25% GBR;
  - Les éprouvettes incorporant 50% et 100% de CQ ont subi une expansion d'environ 0,12% à 1 an, somme toute fort semblable à l'expansion obtenue avec les mélanges incorporant 50% GBR.

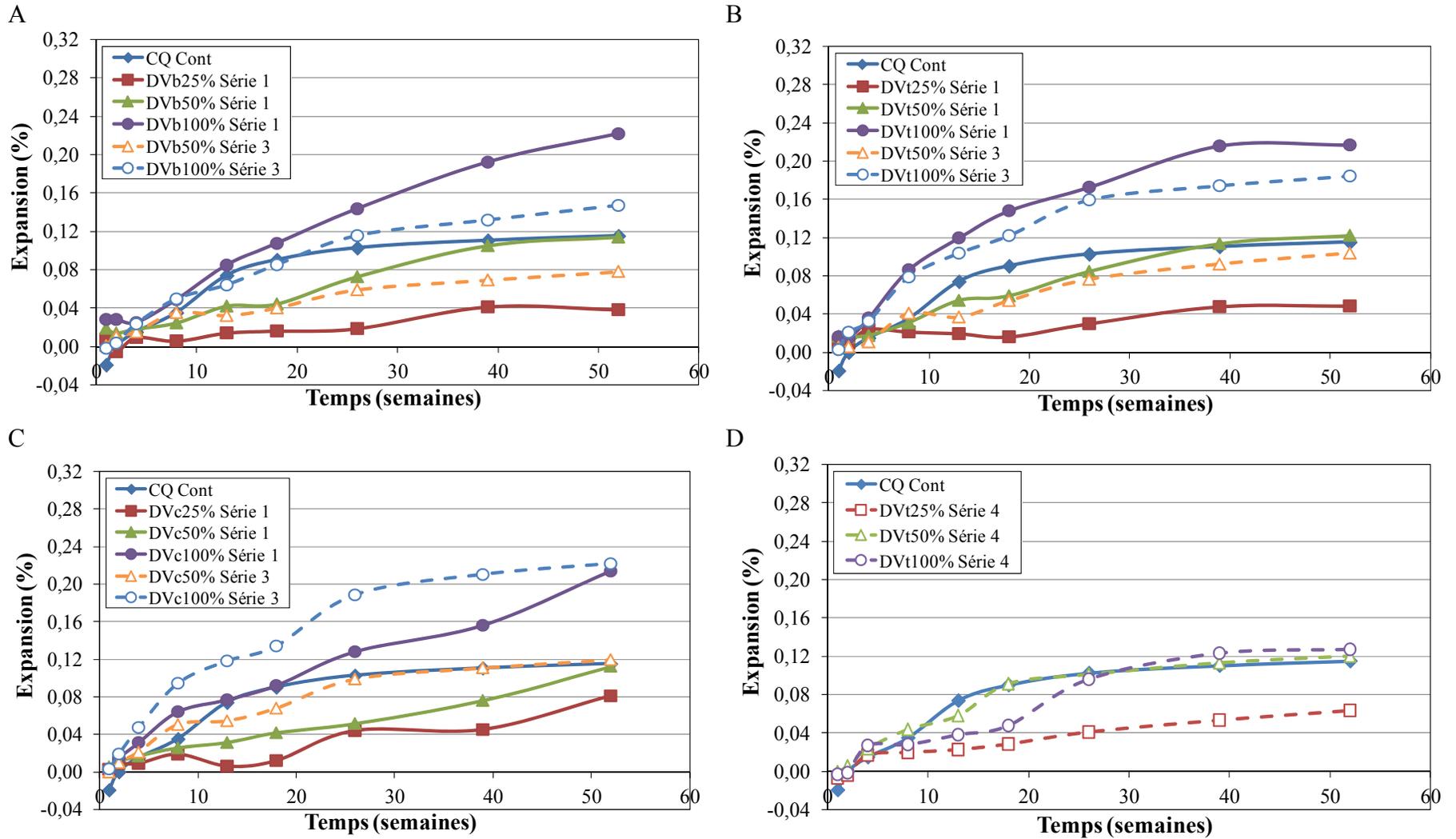


Figure 4.65 : Résultats des essais sur prismes de béton – Série des blocs de démolition de l'échangeur Robert Bourassa - Charest. A. Granulat DVb (fabriqués à partir de fragments des bases massives) (Séries 1 et 3). B. Granulat DVt (fabriqués à partir de fragments du tablier) (Séries 1 et 3). C. Granulat DVc (fabriqués à partir de fragments des colonnes) (Séries 1 et 3). D. Granulat DVt (fabriqués à partir de fragments du tablier) (Séries 2 et 4).

## 5. DISCUSSION

Cette section du rapport présente une discussion critique des principaux résultats obtenus dans le cadre de ce projet afin d'en faire ressortir les grands éléments. Pour ce faire, chacun des trois grands thèmes de ce projet de recherche seront abordés séparément dans les prochaines sous-sections.

### 5.1 Thème I - Outils d'évaluation du béton affecté par la RAG

#### 5.1.1 Rappel/sommaire du programme expérimental – Thème I

Une grande quantité d'éprouvettes cylindriques (100 x 200 mm) ont été fabriquées en laboratoire à partir de mélanges de béton de 25, 35 et 45 MPa incorporant une variété de granulats réactifs. Ces éprouvettes ont été conservées à 38°C et H.R. > 95%, leur changement dimensionnel suivis régulièrement, de même que leur endommagement interne par vélocité des ondes acoustiques (PUNDIT). Un certain nombre de celles-ci ont été retirées à des niveaux d'expansion prédéterminés de 0,05 ( $\pm 0,01\%$ ), 0,12 ( $\pm 0,01\%$ ), 0,20 ( $\pm 0,01\%$ ), et 0,30 ( $\pm 0,01\%$ ) afin de les soumettre aux essais de *Stiffness Damage Test* (SDT) et de *Damage Rating Index* (DRI). Une série préliminaire et paramétrique d'essais SDT et DRI a d'abord été réalisée sur des cylindres incorporant le sable réactif Tx (+ gros granulat non réactif HP) et le gravier réactif NM (+ granulat fin non réactif Lav), et ce afin de déterminer les conditions optimales des essais de SDT et DRI comme outils diagnostiques pour l'évaluation de l'état d'endommagement de bétons affectés par la RAS (Thème I – Partie 1, Figure 3.1). Les résultats détaillés de la Partie 1 de ce thème peuvent être retrouvés en annexe de la version électronique de Sanchez et al. (2014b).

Une fois ces conditions déterminées, des essais de SDT et de DRI ont été réalisés sur des éprouvettes de béton de 35 MPa incorporant une variété de granulats (Thème I – Partie 2, Figure 3.1). En parallèle avec ces travaux, une série de cylindres fabriqués et conservés dans ces conditions bien contrôlées de laboratoire ont été soumis à des essais visant à évaluer la variabilité de l'essai SDT (Thème I – Partie 3, voir Figure 3.1). Enfin, l'efficacité de l'essai de lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton a été ré-évaluée par l'entremise d'échantillons de béton de 25 et 35 MPa fabriqués et conservés dans ces conditions bien contrôlées de laboratoire (Thème I – Partie 4, Figure 3.1).

#### 5.1.2 Outils d'investigation de la condition actuelle du béton

##### 5.1.2.1 Stiffness Damage Test (SDT)

Le programme d'essai intensif effectué dans ce projet de recherche a confirmé que le SDT est capable d'offrir une évaluation adéquate de l'état d'endommagement du béton affecté par la

réaction alcalis-granulats, et ce pour des bétons de différentes résistances et incorporant une variété de granulats réactifs d'origine diverse. Afin d'y arriver, il est toutefois nécessaire de sélectionner le niveau de charge des éprouvettes en fonction d'un pourcentage de la résistance de conception du béton au lieu d'utiliser un niveau de charge fixe tel que suggéré par les travaux précédents de Crisp et al. (1989, 1993) (5.5 MPa) et Smaoui et al. (2004a) (10 MPa). L'analyse statistique des résultats obtenus dans le cadre de ce projet (ANOVA) a en effet indiqué qu'un niveau de charge correspondant à 30% et même encore mieux, 40% de la résistance de conception, est requis pour que le SDT puisse offrir une évaluation diagnostique du niveau d'endommagement du béton associable à la RAG.

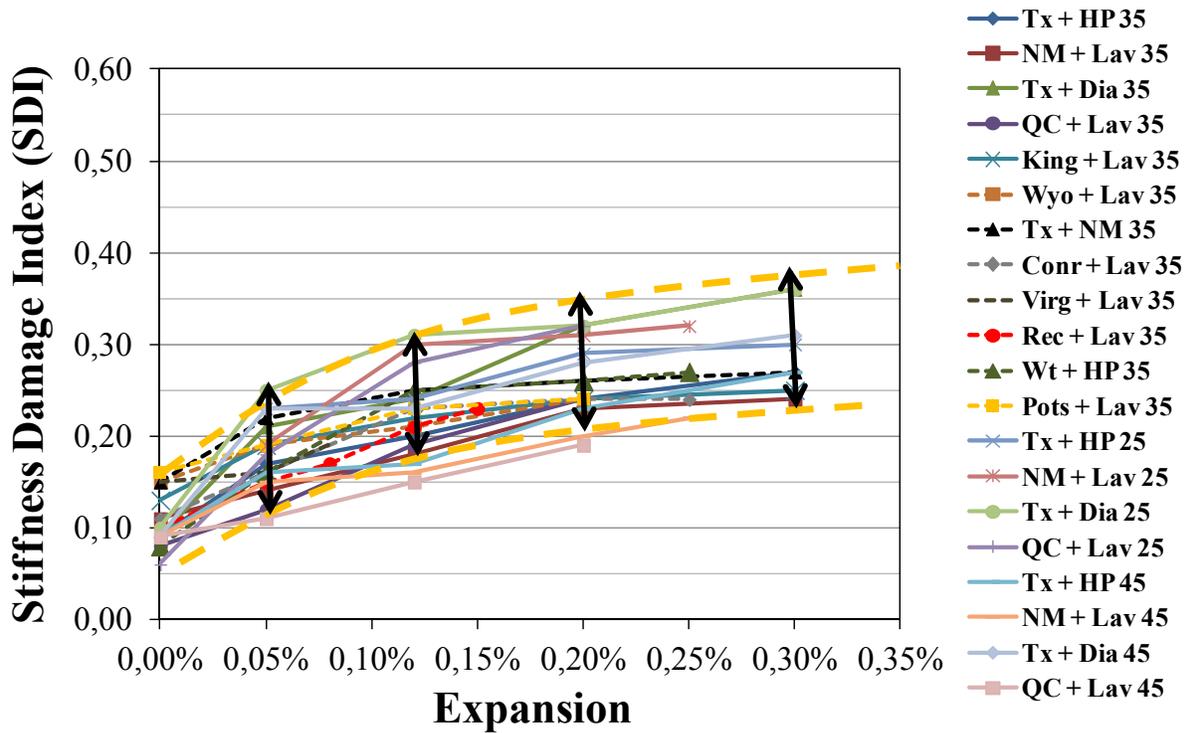
L'aire d'hystérésis (HA) et la déformation plastique (PD) mesurées lors des cinq cycles de chargement-déchargement, de même que le module d'élasticité correspondant à la moyenne des valeurs obtenues lors des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles, se sont statistiquement avérés les meilleurs paramètres de sortie du SDT. De plus, des travaux par vélocité des ondes acoustiques (PUNDIT), une analyse statistique des résultats de différents essais et un examen pétrographique par la méthode du *Damage Rating Index* (DRI) ont démontré que les échantillons de béton conservaient largement leur intégrité suite à la réalisation de l'essai SDT, lui conférant un caractère non destructif. Les échantillons ayant subi l'essai SDT pourraient donc être utilisés pour d'autres essais mécaniques (e.g. détermination de la résistance en compression du béton), la détermination de la teneur en alcalis solubles par la méthode de lixiviation à l'eau chaude ou même l'examen pétrographique du béton par la méthode du DRI, et ce sans affecter de façon significative les résultats de ces essais. Ces conclusions sont valables dans la mesure où un niveau de chargement correspondant à 40% de la résistance de conception a été appliqué, mais également pour des bétons ayant subi une expansion atteignant l'équivalent d'environ 0,30% (niveau maximum testé dans le cadre de ce projet).

Toutefois, l'objectif ultime du SDT est de permettre l'évaluation de la condition d'éléments de béton de structures en service affectés par l'alcali-réaction ou autre mécanisme nuisible. Considérant que dans la vaste majorité des cas la valeur de résistance à 28 jours du béton est inconnue, et qu'en fait, la résistance du béton a soit augmenté ou diminué au cours du temps par rapport à cette résistance à 28 jours, l'approche basée sur l'utilisation d'un niveau de charge correspondant à 40% de la résistance à 28 jours apparaît en pratique plus ou moins appropriée. Ainsi, quel niveau de charge doit-on choisir pour les essais de SDT à effectuer sur les carottes prélevées dans les éléments d'une structure en voie de dégradation ? En général, plus la résistance de conception du béton était élevée, plus élevés seront les résultats des paramètres du SDT (HA et PD) pour un même niveau de charge, l'aire d'hystérésis s'avérant le paramètre le plus sensible par rapport au choix du niveau de charge. L'approche privilégiée pour le choix du niveau de charge consiste à prélever un groupe de carottes dans une section saine ou moins détériorée du même élément structural (donc fabriqué avec un béton ayant les mêmes caractéristiques d'origine), de déterminer la résistance en compression de ce béton et d'utiliser 40% de cette valeur de résistance comme niveau maximum de charge pour évaluer l'état

d'endommagement du béton de la structure par la méthode du SDT. Ainsi, par exemple, dans le cas d'une structure routière montrant un niveau d'endommagement important au niveau des ailes de culées, on pourra prélever des carottes dans la section généralement moins endommagée située dans la culée sous le tablier, et utiliser 40% de la résistance mesurée sur ce béton pour déterminer le niveau d'endommagement des sections exposées et généralement plus détériorées de la structure.

Les données obtenues dans le cadre de ce projet suggèrent que l'utilisation des valeurs absolues des différents paramètres du SDT, notamment l'aire d'hystérésis (HA) et la déformation plastique (PD), peut entraîner des conclusions plus ou moins exactes quant à l'état réel du béton car ces paramètres, particulièrement le HA, sont sensibles aux caractéristiques du béton (résistance d'origine, type et contenu en granulats, etc.). Afin de contourner cette limitation, un traitement des données impliquant le calcul d'indices relatifs plutôt que l'utilisation des valeurs absolues de paramètres de base du SDT s'avère une option des plus intéressantes. Ainsi, le *Stiffness Damage Index* (SDI) et le *Plastic Deformation Index* (PDI) sont proposés; ces indices tiennent compte non seulement de l'ampleur de l'énergie dissipée mais également du rapport entre l'énergie dissipée sur l'énergie totale appliquée au système lors de l'essai du SDT, représentant plus adéquatement l'endommagement en fonction de l'expansion atteinte dans le béton. Le SDI peut en effet être lié à l'intégrité physique du matériau puisqu'il représente le pourcentage réel d'énergie utilisé pour fermer les fissures présentes au sein du béton sous le chargement en compression. Le PDI représente presque le même phénomène (glissement au cours de la fermeture des fissures sous compression), mais ce paramètre peut également être corrélé à la performance du matériau sur le terrain, puisqu'il représente la quantité de déformation plastique du matériau affecté sous charge. Les résultats obtenus dans le cadre de cette étude ont montré que, en moyenne, et en négligeant la résistance du béton (25 à 45 MPa dans le cadre de cette étude), la valeur du SDI augmente avec une augmentation de l'expansion du béton affecté par la RAS, avec une tendance au plafonnement aux valeurs d'expansion plus élevées. Ce comportement suggère que plusieurs « nouvelles » fissures sont générées par la RAS aux niveaux moyens d'expansion (e.g. 0,05 – 0,12%), particulièrement au sein des particules de granulats, ce qui a été confirmé par les observations pétrographiques des échantillons de béton. Lorsque des niveaux d'expansion supérieurs sont atteints (e.g. > 0,20%), le nombre de nouvelles fissures continue d'augmenter mais à un taux moins important; ce seraient plutôt les fissures existantes qui s'allongeraient dans la pâte de ciment et s'ouvriraient davantage. Ce phénomène contribuerait au plafonnement des valeurs de SDI puisque l'énergie requise pour fermer les fissures à un niveau donné d'endommagement est proportionnel au *nombre de fissures x l'ouverture des fissures* dans l'élément de béton, processus confirmé par les observations pétrographiques des échantillons de béton. De plus, la forme concave de la courbe d'augmentation des valeurs de SDI en fonction de l'expansion du béton est vraisemblablement accentuée par la difficulté de compresser les fissures de plus en plus remplies de produits de réaction au fur et à mesure que l'expansion du béton augmente. Ce même phénomène est observé pour le paramètre du PDI, tel qu'illustré à la Figure 5.1.

A



B

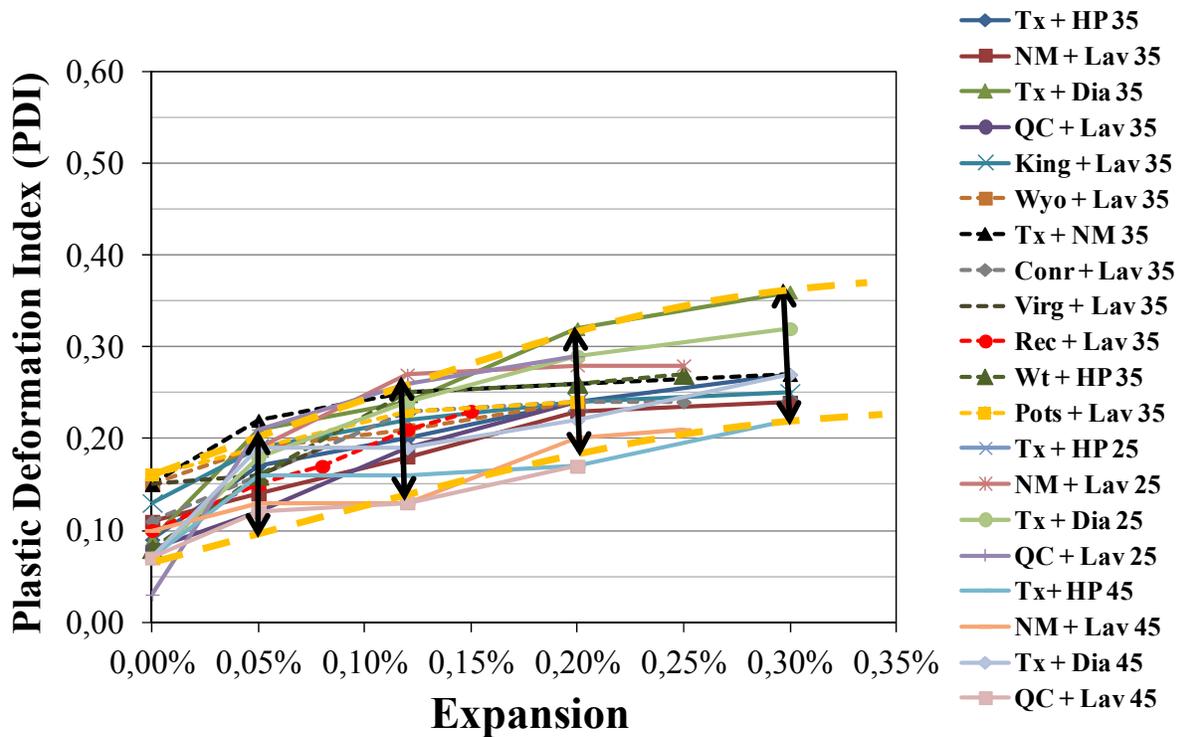


Figure 5.1: Enveloppes des valeurs des indices SDI (A) et PDI (B) obtenues lors de l'essai du SDT pour les différents bétons (25 à 45 MPa, ≠ granulats réactifs) testés en laboratoire dans le cadre de ce projet.

En plus des travaux visant à évaluer l'efficacité « fondamentale » du SDT à évaluer l'endommagement du béton affecté à différents degrés par la RAG, l'influence de plusieurs paramètres « logistiques » sur les résultats de l'essai a été évaluée. Ces paramètres incluent les caractéristiques « physiques » des échantillons (L/D, diamètre des carottes), leur protection suivant leur extraction de la structure, leur conditionnement avant l'essai et le mode de préparation de l'extrémité des échantillons. Les résultats de ces travaux, effectués autant sur des échantillons fabriqués et conditionnés en laboratoire que sur des échantillons prélevés dans une structure en service (Échangeur Robert Bourassa – Charest), ont permis de suggérer une procédure pour le prélèvement et la mise à l'essai de carottes de béton par la méthode du SDT. Cette méthode est présentée à la Figure 5.2 sous la forme d'un organigramme de travail.

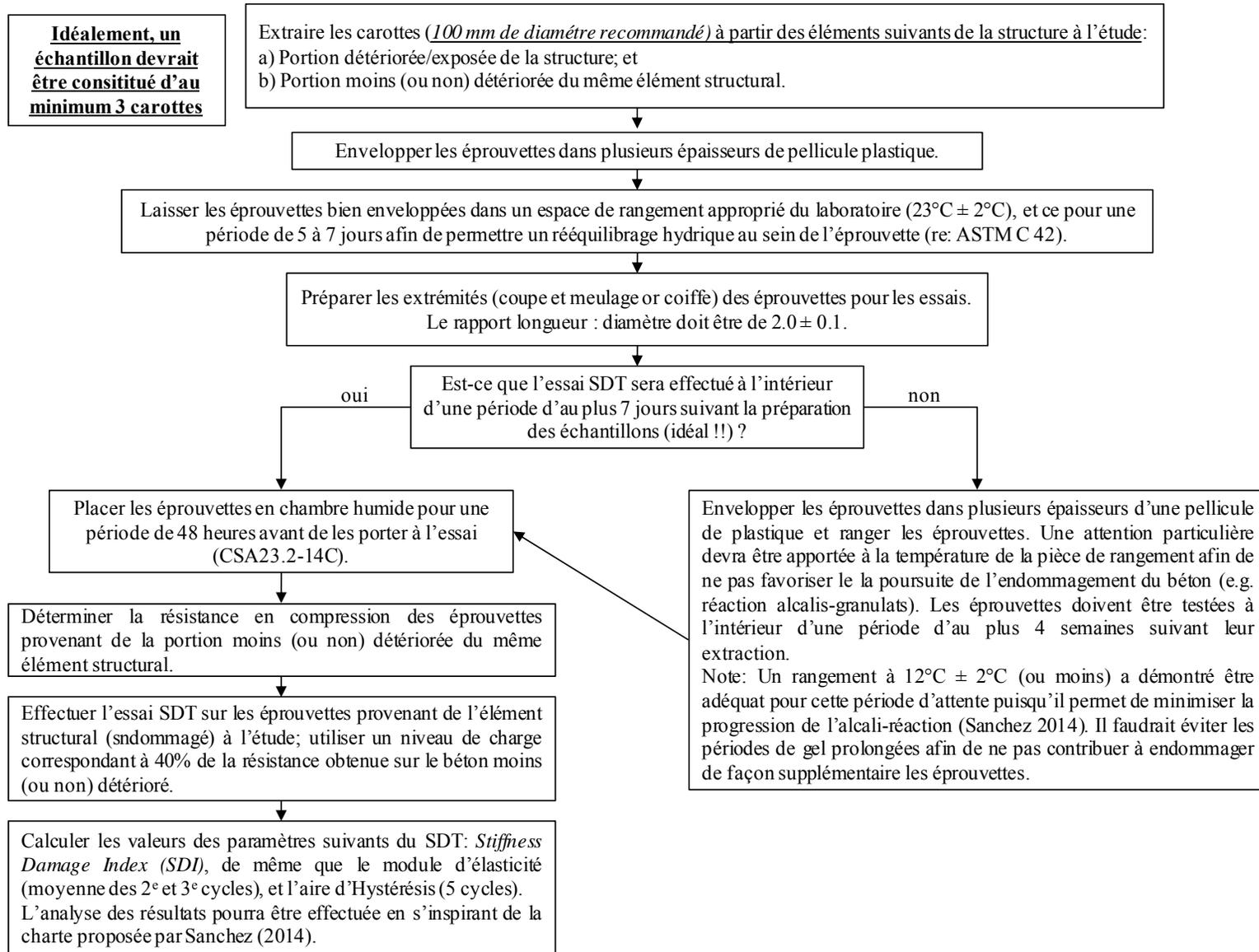


Figure 5.2: Organigramme de travail pour l'utilisation du SDT pour évaluer l'état d'endommagement du béton par l'alcali-réaction ou autre phénomène nuisible entraînant la fissuration du béton.

### 5.1.2.2 *Damage Rating Index (DRI)*

Tel qu'illustré à la Figure 5.3, le DRI, en utilisant la procédure proposée par Villeneuve et al. (2012), permet d'évaluer de façon diagnostique l'endommagement du béton associable à la RAG, et ce pour différents types de béton (25 à 45 MPa étudiés dans le cadre de cette étude) et autant lorsque la réaction nuisible est générée dans le granulats fin que le granulats grossier.

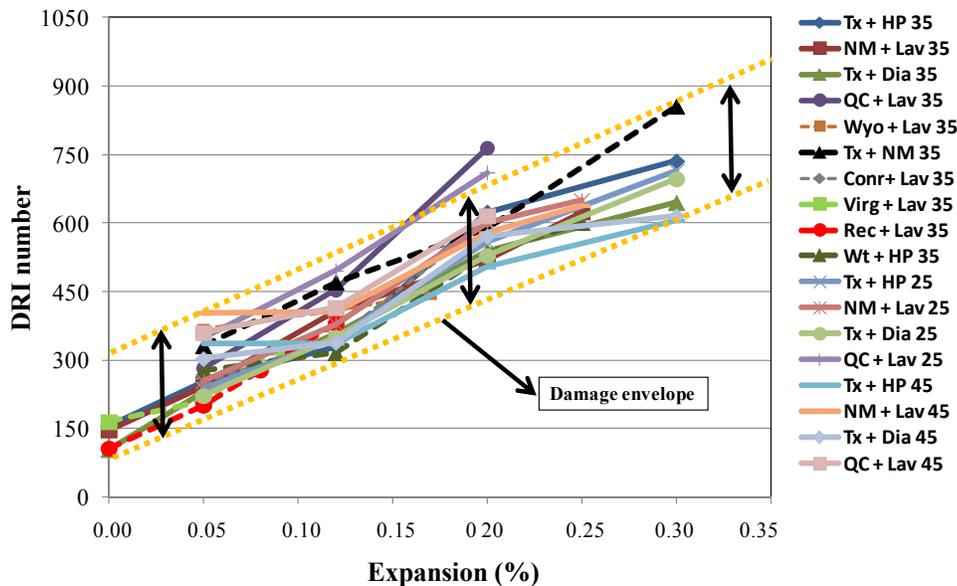


Figure 5.3: Enveloppe de résultats obtenus lors de l'essai de DRI en fonction de l'expansion des échantillons (25, 35 et 45 correspondent à des mélanges de 25, 35 et 45 MPa incorporant une panoplie de granulats réactifs différents, fins et grossiers) (Sanchez 2014).

L'enveloppe des résultats illustrée à la Figure 5.3, mettant en relation les valeurs de DRI et l'expansion des différents bétons affectés par la RAG, commence (en moyenne) à des valeurs d'environ 150 pour des bétons ne montrant pas d'expansion significative et atteint des valeurs entre 650 et 850 pour des niveaux élevés d'expansion, selon le type de granulats impliqué. Il s'avère donc que les bétons montrent à la base un certain niveau d'endommagement de par la présence d'un certain nombre de microfissures autant dans la pâte de ciment que dans les particules de granulats, et ce même pour les bétons « sains. Les résultats présentés à la Figure 5.3 excluent ceux obtenus pour les granulats King (susceptible de réaction alcalis-carbonate, non présente au Québec) et Pots (grès siliceux ayant engendré des problèmes dans la région de Montréal, e.g. barrage de Beauharnois, écluses de la voie maritime su Saint-Laurent) dont le comportement atypique a été discuté dans les sections précédentes du rapport.

En fait, les travaux de Sanchez (2014) suggèrent que le DRI est l'essai la plus fiable pour quantifier l'endommagement parmi les essais étudiés dans le cadre de ses travaux de doctorat. Tel qu'observé à la Figure 5.3, le nombre du DRI augmente de façon presque linéaire en fonction de l'expansion atteinte par le béton. Au fur et à mesure que l'endommagement progresse, les fissures associables à la RAG se propagent en effet de plus en plus dans le béton et un « dénombrement » de la fissuration à travers un quadrillage comme celui utilisé par la méthode du DRI se prête bien à quantifier la progression de l'endommagement. De plus, l'évaluation de l'endommagement du béton par la méthode du DRI n'est pas influencée par des paramètres tels que la dimension des éprouvettes ou le taux de chargement, comme c'est le cas du SDT. Toutefois, afin d'obtenir des résultats fiables par l'entremise du DRI, il est important qu'une préparation adéquate des échantillons soit effectuée. L'utilisation d'une polisseuse portative avec des disques diamantés dont les particules abrasives sont de plus en plus fines (disques no. 50, 100, 400, 800, 1500 à 3000 (très fin)) s'est avérée des plus efficaces tout en étant très abordable au niveau du coût d'achat et d'utilisation (Figures 3.4A et 3.4B). Plus important encore, il est primordial que les observations pétrographiques soient réalisées par des opérateurs bien au fait de la méthode et qui ont eu l'occasion d'acquérir de l'expérience par l'examen d'une série d'échantillons de référence. Il s'agit en effet d'une méthode subjective dont les résultats sont fonction de l'expérience et de l'habileté de l'opérateur à répéter des observations de façon très constante malgré le fait que de tels travaux peuvent paraître fastidieux. L'utilisation de tels échantillons permet non seulement à plusieurs opérateurs de se calibrer et de générer des résultats semblables pour des mêmes séries d'échantillons, mais pourra également permettre une « mise à jour » lorsque les séances d'examen pétrographiques sont espacées dans le temps. Les travaux réalisés à l'Université Laval ont permis de mettre au point un guide décrivant la procédure et fournissant nombre de micrographies illustrant les différents indices pétrographiques d'endommagement du béton associables à la RAS, et ce pour une grande variété de bétons (Fournier et al. 2015).

### 5.1.2.3 Vélocité des ondes acoustiques

Les résultats obtenus dans le cadre de ce projet, du moins pour la partie réalisée sur les échantillons fabriqués, conservés et testés en laboratoire, n'ont pas permis d'obtenir une différenciation efficace des différents niveaux d'expansion des échantillons de béton par la mesure de la vélocité des ondes acoustiques (PUNDIT). De la même façon, la mesure du module d'élasticité dynamique, ne s'est pas avérée plus efficace pour déterminer l'état d'endommagement des échantillons étudiés, malgré des résultats légèrement plus encourageants. Des conclusions semblables ont été retrouvées dans la littérature quant à l'efficacité de ces méthodes dans le cas de l'évaluation de béton affectés par la RAS.

#### 5.1.2.4 Résistance à la compression et à la tension

Globalement, les données obtenues dans le cadre de ce projet indiquent que la mesure de la résistance à la traction et de la résistance à la compression ont une valeur limitée dans l'objectif d'évaluer l'état d'endommagement du béton, du moins jusqu'au niveau d'expansion de 0,30% étudié par Sanchez (2014). Ces méthodes peuvent être utilisées pour déterminer l'état "général" du béton à un moment donné de son histoire sans pour autant espérer d'information vraiment précise sur l'état "quantitatif" d'endommagement du béton.

Tel que mentionné dans la littérature, le béton affecté par la RAG ne montre en effet des chutes de résistance à la compression que lorsque des niveaux d'expansion élevés sont atteints. D'un autre côté, les bétons souffrant de RAG montrent des chutes très rapides de la résistance en traction, maintenant ces faibles valeurs avec l'augmentation de l'expansion du béton; l'essai ne permet par conséquent pas de déterminer la condition du béton dans les niveaux « intermédiaires » d'endommagement. Nous reviendrons sur les résultats de ces essais à la section suivante.

#### 5.1.2.5 Couplage entre le développement de l'endommagement du béton affecté par la RAG et la chute des propriétés mécaniques du béton

Sanchez (2014) a utilisé l'ensemble de l'information générée dans le cadre de son étude pour proposer un modèle du développement de l'endommagement du béton par l'alcali-réaction, i.e. en fonction des indices physiques générés dans le matériau (e.g. fissuration), et comment ces symptômes influencent les propriétés mécaniques du béton. Ce modèle peut s'avérer très utile lors de l'interprétation des résultats obtenus lors de l'examen pétrographique et des essais mécaniques effectués lors de l'investigation d'une structure dégradée en service.

Tout d'abord, Sanchez (2014) a remarqué que les particules de granulats affectées par l'alcali-réaction montraient de façon caractéristique deux types distincts de fissuration, soit des fissures « franches » et des fissures se propageant principalement en périphérie des particules de granulats (ou en « pelures d'oignons »). Les premières sont vraisemblablement causées par la « pré-existence », i.e. avant l'introduction des particules de granulats dans le béton, de zones de faiblesse/poreuse (e.g. stratification) ou de fissuration engendrée par les processus de fabrication des granulats en carrière, qui faciliteraient la pénétration de la solution interstitielle de la pâte de ciment et le progrès de l'alcali-réaction au sein même des particules. Dans le cas des fissures en « pelures d'oignons », elles se formeraient principalement par diffusion de la solution interstitielle par la périphérie des particules, engendrant ainsi des fissures suivant la bordure des particules réactives, à la façon de la pénétration d'un front de gel à l'intérieur du sol ou d'un tablier/pavage de béton plus ou moins bien protégé contre le gel. La présence de l'un et/ou l'autre de ces types de fissures dépend, entre autres choses, de la nature des granulats réactifs (Figure 5.4).

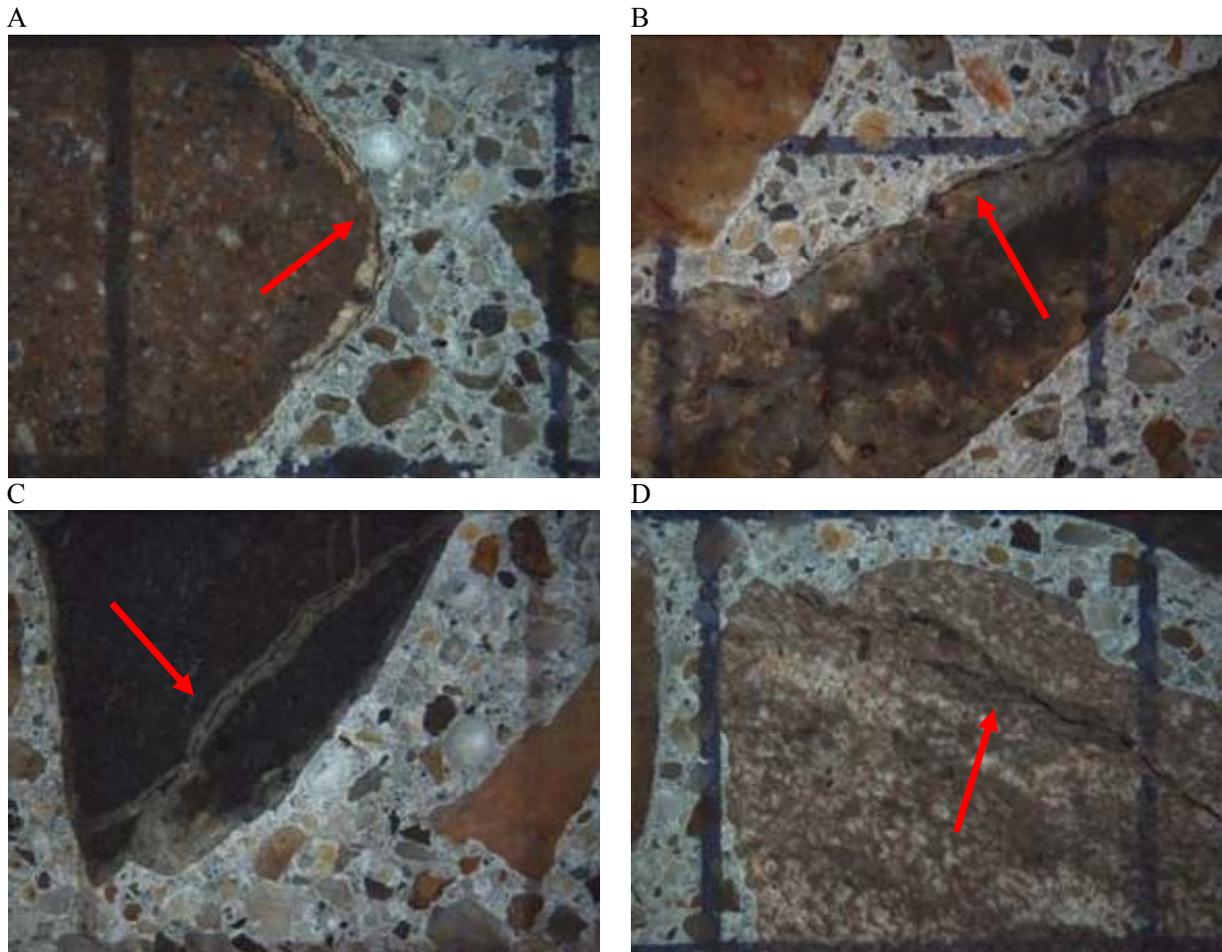


Figure 5.4: Types de fissuration observés dans les particules de granulats réactives (béton incorporant le granulat très réactif NM; niveau d'expansion de 0,20-0,25%). A&B. Fissuration en pelures d'oignons. C&D. Fissuration franche au sein des particules de granulats. La distance entre les lignes verticales sur les micrographies est de 1 cm.

Suite à l'analyse globale de ses résultats, Sanchez (2014) a proposé un tableau global de classification de l'endommagement du béton affecté par l'alcali-réaction (Tableau 5.1), et ce en tenant compte des principaux paramètres discutés précédemment. Il est important de mentionner que les données présentées dans ce tableau ont été obtenues à partir d'échantillons fabriqués en laboratoire, conservés dans des conditions favorisant le développement accéléré de la RAG (38°C et HR > 95%), et dans un contexte d'expansion libre (i.e. sans contrainte de confinement). Toutefois, ces valeurs peuvent servir de référence pour l'interprétation des résultats des différents outils d'investigation de la condition du béton affecté par la RAG, mais devront être validées par des travaux effectués sur des échantillons issus de structures en service.

#### *Niveau d'expansion négligeable (< 0,03%)*

Les échantillons de référence sélectionnés pour le projet avaient subi une expansion négligeable à très faible, variant entre 0,00% et environ 0,03%. L'examen pétrographique de ces bétons (selon

la méthode du DRI, à 16x de grossissement) a toutefois démontré la présence de certains indices "d'endommagement", le principal étant la présence de *fissures fermées au sein des particules de granulats*, sans doute en bonne partie générées lors du processus de préparation des granulats en carrière, de même que quelques fissures (ouvertes) engendrées par la RAG. Quelques fissures (traces, localisées) ont été identifiées au sein de la pâte de ciment, généralement non liée à la présence des fissures des particules de granulats et résultant possiblement de processus tels que le retrait, manque/excès de consolidation, etc. Globalement, des valeurs de DRI variant entre 100 et 155 ont été obtenues pour ces bétons de références. Ces bétons ont également engendré des valeurs de *Stiffness Damage Index* (SDI) variant entre 0,06 et 0,16, et des valeurs d'aire d'hystérésis (5 cycles) atteignant 2 000 J/m<sup>3</sup> (Figure 4.1).

Tableau 5.1 : Classification de l'endommagement du béton affecté par la RAG (Sanchez 2014).

Classification du degré d'endommagement de la RAG	Expansion de référence (%) <sup>1</sup>	Évaluation de la RAG			
		Perte de rigidité (%) (module)	Perte en compression (%)	SDI	DRI
Négligeable	0,00 – 0.03	-	-	0,06–0,16	100-155
Marginal	0,05 ± 0.01	5-37	(-) 10-15	0,11-0,25	210-400
Modéré	0,12 ± 0.01	20-50	0-20	0,15-0,31	330-500
Élevé	0,20 ± 0.01	35-60	13-25	0,19-0,32	500-765
Très élevé	0,30 ± 0.01	40-67	20-35	0,22-0,36	600-925

<sup>1</sup> Ces valeurs d'expansion ne sont pas des limites strictes entre les différentes classes d'endommagement mais plutôt des niveaux de référence où l'analyse de données physico-mécaniques a été réalisée, contribuant à identifier des étapes du processus d'endommagement associable à la RAG.

*Expansion marginale associable à la RAS (e.g. 0,03 – 0,05%)*

Au départ de cette phase d'initiation active de l'alcali-réaction, correspondant à un niveau d'expansion marginal à faible, les principaux indices d'endommagement correspondent à la présence de *fissures ouvertes dans les particules de granulats*, entraînant par le fait même une augmentation significative du SDI (Figure 5.5A) et du nombre DRI (Figure 5.3). Ce symptôme d'endommagement, qui se développe en partie par l'entremise des fissures préexistantes d'origine mécanique (concassage...), engendre une chute significative de la rigidité ("stiffness") des particules de granulats réactives et, par le fait même, de la rigidité du matériau *béton* (Figure 5.5B). Mindess et al. (2003) ont en effet suggéré que pour des bétons conventionnels, le module d'élasticité du béton est largement influencé par le module d'élasticité des granulats. Ainsi, ce processus est vraisemblablement responsable de la chute significative du module d'élasticité du béton (atteignant jusqu'à 40% selon le type de granulat) observé, et ce même à de faibles niveaux d'expansion dans le cas de bétons affectés par la RAS (Tableau 5.1, Figure 5.5B).

Il est important de mentionner qu'aucune fissuration significative n'a été observée au niveau de la pâte de ciment à ce niveau d'expansion, du moins fissures visibles lors de l'examen pétrographique à 15x de grossissement. Il est fort probable que de la fissuration se soit développée à une échelle sub-microscopique au sein et à proximité des particules de granulats réactives et que ces fissures aient contribué à la chute observée du ME à ce faible niveau d'expansion. De plus, ces indices d'endommagement semblent avoir un impact significatif sur la résistance en traction du béton puisque des chutes atteignant 60% ont été observées au cours de cette phase, selon le type de granulat impliqué (Figure 5.6A). D'un autre côté, le développement d'une telle microfissuration ne semble pas affecter de façon significative la résistance en compression du béton (jusqu'à 15% de chute selon le granulat étudié) (Tableau 5.1, Figure 5.6B).

*Expansion modérée associable à l'alcali-réaction (e.g. jusqu'à environ 0,10 – 0,12%)*

Lorsque l'expansion progresse à un niveau modéré ( $\approx 0,12\%$ ), le nombre/la proportion de *fissures ouvertes dans les particules de granulats, avec ou sans dépôts de gel de silice*, continue d'augmenter et quelques nouvelles fissures sont générées; toutefois, le principal élément caractérisant ce second stade du processus de réaction/expansion de la RAS est que certaines fissures générées au sein des particules réactives se propagent maintenant au niveau de la pâte de ciment et, à l'occasion, dans la zone d'interface pâte-granulats. La propagation des fissures au sein de la pâte de ciment demeure toutefois généralement limitée à ce stade-ci (à l'échelle d'observation utilisée pour le DRI). Ainsi, des augmentations significatives du SDI (environ 0,15 – 0,31) (Tableau 5.1, Figure 5.5A) et du DRI (environ 330 – 500) (Figure 5.3, Tableau 5.1) sont observées, ce qui explique vraisemblablement la chute de rigidité du matériau observée à ce stade (20 à 50% de réduction du module d'élasticité - selon le type de granulat) (Figure 5.5B), mais à un taux relativement plus faible puisque la chute de module est relativement plus importante lorsque le granulat est affecté plutôt que la pâte de ciment.

À ce niveau d'expansion, la chute de résistance à la traction semble atteindre son maximum pour la majorité des bétons testés (40 à 65% de chute selon le granulat utilisé) (Figure 5.6A). Cela suggère que les fissures ont déjà atteint leur longueur critique à ce niveau d'expansion, causant une croissance instable de la fissuration dans le système et engendrant la fracturation du béton lorsqu'une charge plus grande sera appliquée. De même, puisque certaines fissures générées au sein des particules de granulats se propagent dans la pâte de ciment à ce stade-ci, la fracturation en traction semble facilitée au sein des bétons affectés.

En termes de résistance à la compression, des chutes modérées sont observées à ce stade (0 à 20% selon le type de roche), puisque seulement quelques fissures se propagent en effet au sein de la pâte de ciment (Figure 5.6B, Tableau 5.1). Ainsi, lorsque des bétons dans cette condition sont chargés en compression, les fissures localisées à proximité de l'interface pâte-granulat peuvent favoriser le développement et la progression de la fracturation. Les chutes de résistance en compression peuvent vraisemblablement être considérées comme tolérables à ce stade-ci puisque les valeurs demeurent dans la zone de sécurité normalement prévue lors de la conception.

*Fort niveau d'expansion associable à la RAS (e.g. environ 0,20% et +)*

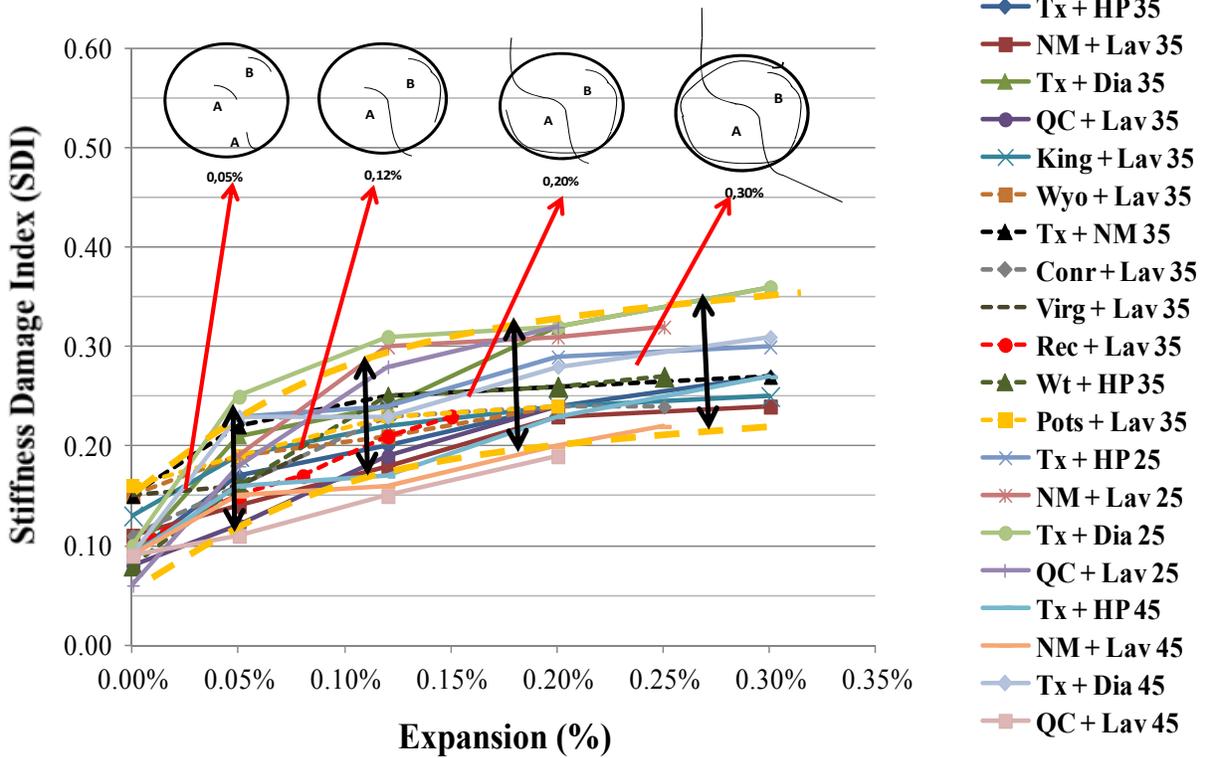
Pour un fort niveau d'expansion (environ 0,20% et +), la formation de nouvelles fissures au sein des particules de granulats et de la pâte de ciment semble plutôt laisser place à l'augmentation de la longueur et de la largeur des fissures existantes. Aussi, à ce stade-ci, la grande majorité des fissures présentes au sein des particules de granulats ont atteint la pâte de ciment pour former un réseau de fissuration plus dense, connectant entre elles les particules de granulats réactives, et entraînant ainsi une croissance continue des valeurs de DRI (500-765; Tableau 5.1; Figure 5.5A). Le module d'élasticité de la majorité des bétons étudiés continue à chuter, atteignant des chutes de 35 à 60% selon le type de roche; toutefois, le taux de chute du module semble ralentir significativement et même plafonner entre 0,12 et 0,20% d'expansion (Figure 5.5B, Tableau 5.1). Ceci suggère que la formation d'un tel réseau de fissuration dans le béton à de forts niveaux d'expansion (0,20 – 0,30%) n'engendre pas nécessairement une chute accrue de la rigidité du béton, ce qui semble également être supporté par le plafonnement des valeurs de SDI à ce niveau (0,19-0,32) (Figure 5.5A; Tableau 5.1). Ce plafonnement pourrait également être en partie attribuable à la présence accrue de produits de réaction alcalis-silice au sein des fissures des granulats et de la pâte de ciment.

Cette extension de la fissuration ne semble pas non plus affecter de façon accrue la chute de résistance à la traction du béton puisque les fissures générées par la RAS ont déjà atteint leur longueur critique, entraînant ainsi la rupture en traction dès le niveau d'expansion modérée (Figure 5.6A). D'un autre côté, une chute progressive de résistance à la compression, atteignant 10 à 25% (selon le type de granulat), est observée à ce niveau d'expansion du béton affecté (Figure 5.6B; Tableau 5.1). Puisque le mécanisme de rupture en compression est plus ductile que le mécanisme en traction, le développement d'un réseau de fissuration semble générer de l'instabilité dans le système, entraînant ainsi une chute progressive de la résistance en compression. Cette hypothèse corrobore les résultats des travaux de Kubo & Nakata (2012) qui ont observé une chute importante de la résistance en compression lorsque les bétons affectés par la RAS avaient atteint un niveau d'expansion  $\geq 0,30\%$ .

*Très fort niveau d'expansion associable à la RAS (e.g. environ 0,30% et +; niveau maximum d'expansion étudié par Sanchez (2014))*

À ce niveau d'expansion, un important réseau de fissuration est observé dans le béton, avec des fissures connectant plusieurs particules réactives entre elles, ce qui continue de faire progresser les valeurs de DRI (Figure 5.3; Tableau 5.1). Les chutes de module d'élasticité et de résistance à la traction du béton ont plafonné, atteignant respectivement des valeurs d'environ 70 et 80%. D'un autre côté, les chutes de résistance à la compression continuent de progresser, atteignant des valeurs de 35% (Figure 5.6B). Ainsi, d'un point de vue général, la RAG ne peut plus être considérée simplement comme un phénomène affectant la « serviceabilité »/durabilité du béton puisque les chutes de propriétés mécaniques atteignent des niveaux importants.

A



B

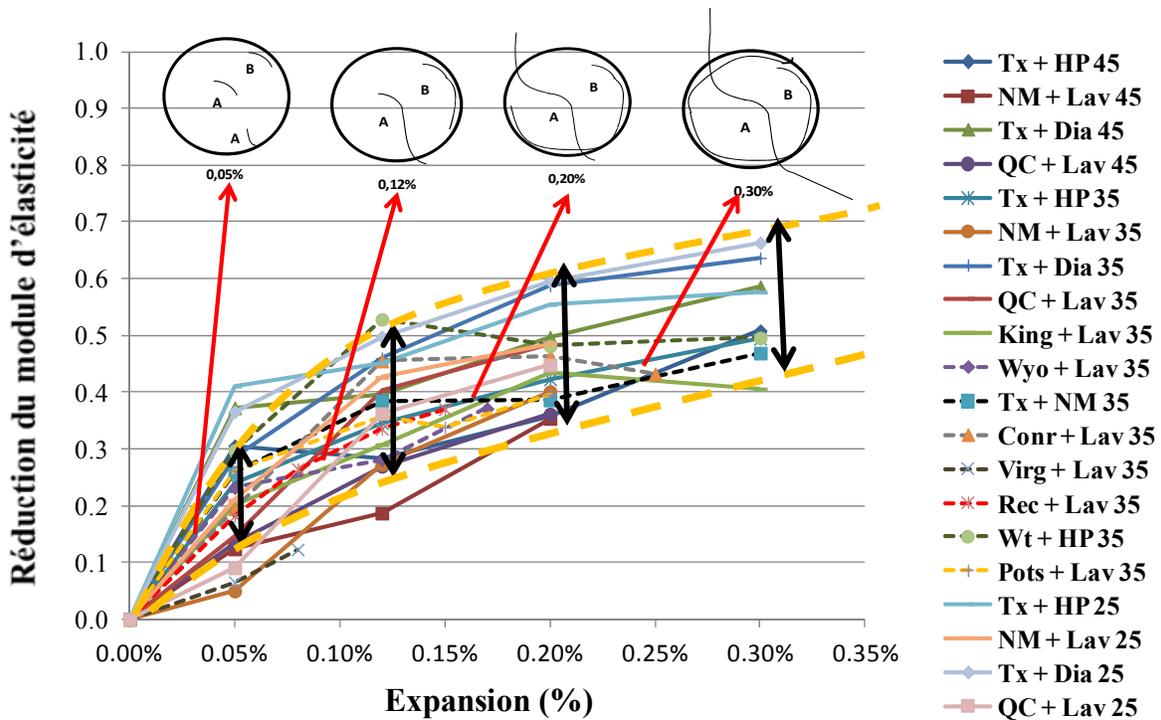
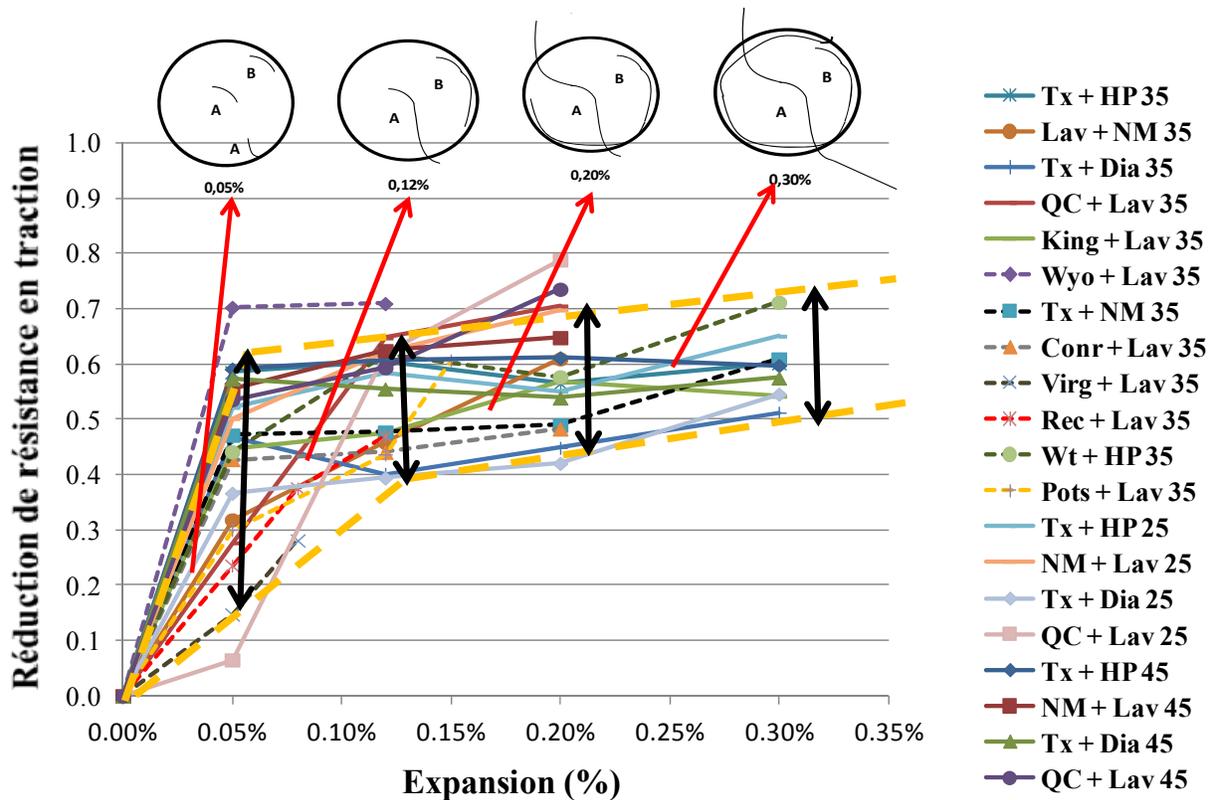


Figure 5.5 : Corrélation entre les chutes de propriétés mécaniques du béton affecté par la RAG (échantillons de cette étude) et le modèle qualitatif d'endommagement progressif (i.e. en fonction de l'expansion) du béton par la RAG. A. Paramètre du SDI. B. Module d'élasticité du béton.

A



B

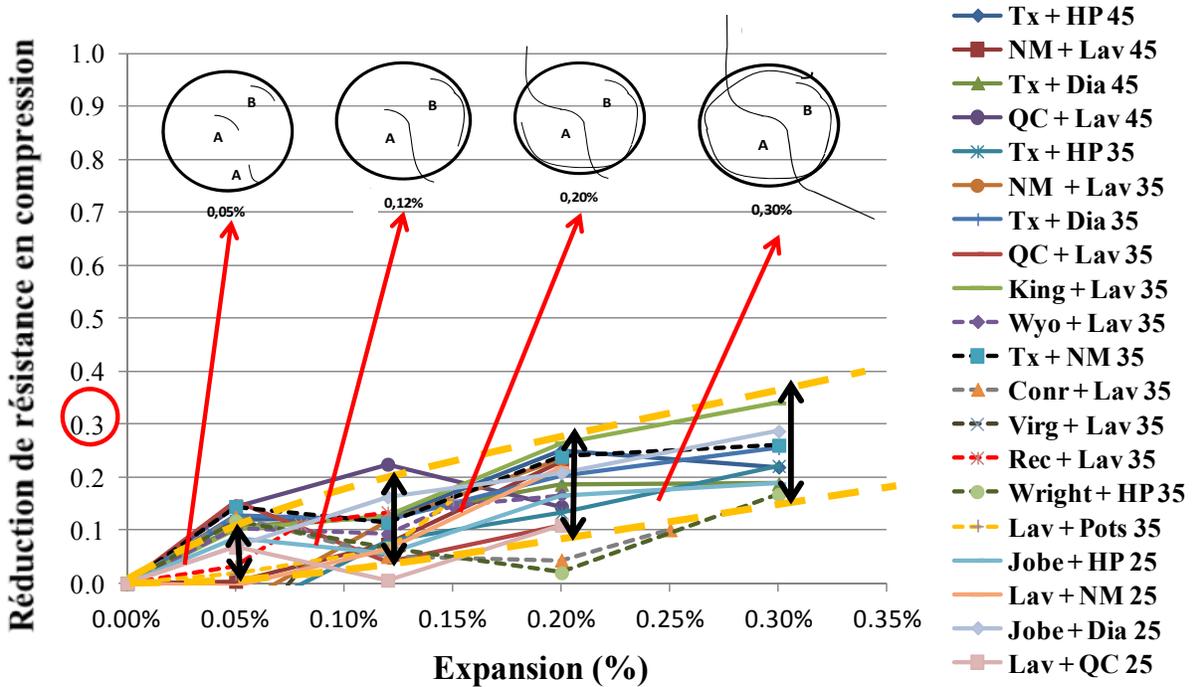


Figure 5.6 : Corrélation entre les chutes de propriétés mécaniques du béton affecté par la RAG (échantillons de cette étude) et le modèle qualitatif d'endommagement progressif (i.e. en fonction de l'expansion) du béton par la RAG. A. Résistance en tension. B. Résistance en compression.

Tel que mentionné à la section 2.1.2.6, dans le cadre d'une étude effectuée pour évaluer la condition de piliers du *Princess Margaret Bridge* (PMB) affecté par l'alcali-réaction à Frédéricton au Nouveau-Brunswick, Fournier et al. (2009) ont effectué l'examen pétrographique d'une soixantaine de plaques polies taillées à partir de carottes prélevées au sein des piliers du pont en question. Sur la base de leurs observations, les auteurs ont proposé une charte de valeurs de DRI (Tableau 2.4). Selon les descriptions pétrographiques des plaques du PMB présentées à l'annexe A, il est intéressant de constater que la classe de sévérité faible à modérée (DRI = 200/250 – 400) regroupe des bétons montrant des fissures au sein des particules granulates qui s'étendent à l'occasion dans la pâte de ciment, ce qui correspond également à la description de la classe d'endommagement modéré de Sanchez (2014) (DRI = 330 – 500; expansion « libre de 0,12%). La classe suivante du béton du PMB, représentant un endommagement modéré à sévère, regroupe des bétons contenant plusieurs particules de granulates fissurées et dont les fissures s'étendent clairement dans la pâte de ciment (DRI = 400 – 700/750). Encore une fois, une correspondance très intéressante est notée avec les résultats de Sanchez (2014) qui propose une classe d'endommagement élevé également caractérisée par des fissures abondantes dans la pâte de ciment formant un réseau connectant les particules des granulates réactifs (DRI = 500 – 765; expansion « libre de 0,20%).

Il est donc très intéressant de constater que les classes d'endommagement décrites par Fournier et al. (2009) et Sanchez (2014) s'apparentent fortement, et ce même si elles ont été développées sur la base d'observations de bétons affectés par la RAG en chantier et de bétons affectés par la RAG mais conservés dans des conditions accélérées en laboratoire.

### **5.1.3 Outils d'investigation du potentiel d'expansion future du béton affecté par la RAG**

#### **5.1.3.1 Essais d'expansion sur carottes de béton**

La meilleure approche pour déterminer les taux d'expansion et le potentiel d'expansion résiduelle totale dans des structures de béton affectées de RAG demeure le suivi in-situ de la structure sur le terrain puisque cela génère de l'information directement corrélée avec les conditions locales (environnement, état de contraintes à l'intérieur/entre les différents éléments, etc.). L'obtention de telles données exige toutefois plusieurs années de monitoring sur le terrain et elles ne sont pas communément disponibles aux ingénieurs. Conséquemment, des solutions alternatives ont été proposées, la plus communément utilisée étant les essais sur carottes prélevées à partir d'éléments de structures affectées par la RAG dans des conditions de laboratoire, généralement 38°C et H.R. >95%.

Les valeurs d'expansion « résiduelle » et les taux d'expansion calculés à partir des essais sur carottes s'avèrent très sensibles aux conditions d'humidité des échantillons. La sélection de la période de rééquilibrage hydrique peut en effet varier selon l'approche adoptée. Peu importe le

cas, le suivi du gain de masse des carottes est un important élément du programme d'essai et contribue à la sélection de la période d'expansion résiduelle.

L'essai d'expansion résiduelle sur carottes semble offrir un potentiel intéressant pour l'évaluation de l'expansion future d'un béton atteint de la RAG. Toutefois, il manque encore des données sur la correspondance réelle entre l'expansion mesurée en service et celle obtenue sur des carottes prélevées au sein de ces structures. De plus, la fiabilité de l'essai d'expansion sur carottes en laboratoire est remise sérieusement en question par le lessivage progressif des hydroxydes alcalins des échantillons de béton, phénomène vraisemblablement responsable du plafonnement prématuré des courbes d'expansion. Afin de réduire l'impact du lessivage des ions alcalins des carottes, il est suggéré d'utiliser des carottes de 150 x 300 mm (au lieu des carottes de 100 mm régulièrement utilisées) ou d'utiliser des échantillons de grande taille avec une source limitée d'eau avoisinante afin de maintenir un taux suffisant d'humidité sans engendrer de lessivage excessif. Une autre option serait de maintenir une certaine concentration en hydroxydes alcalins autour des échantillons, soit en les immergeant dans une solution alcaline qui pourrait imiter la concentration de la solution alcaline présente dans la fine porosité du béton. Toutefois, cela pourrait modifier les conclusions de l'essai car une source additionnelle d'alcalis serait ainsi mise à la disposition de la réaction.

En résumé, les procédures d'essais elles-mêmes proposées par Bérubé et al. (2005a) et Fournier et al. (2010a), demeurent « appropriées » et pourraient fournir des résultats « fiables » dans la mesure où l'opérateur reproduira rigoureusement et systématiquement la méthode suggérée par ces auteurs. Une attention particulière doit être portée au traitement des échantillons suivant immédiatement l'échantillonnage en chantier. Ceux-ci doivent être rapidement superficiellement épongés et enveloppés soigneusement dans plusieurs épaisseurs de pellicule plastique afin d'empêcher leur séchage. Les éprouvettes devraient par la suite être mises à l'essai le plus rapidement possible, préférentiellement à 38°C et 100% d'humidité relative. Les éprouvettes doivent être protégées de la perte d'humidité lors de l'installation des repères métalliques permettant le suivi des variations dimensionnelles en fonction du temps. L'utilisation de carottes de 150 mm de diamètre, de même que la réalisation d'un nombre minimal de mesures de changements dimensionnels devraient être priorisées afin de réduire les effets nuisibles du lessivage des alcalis du béton. Des mesures réalisées rapidement sur des éprouvettes « à chaud » pourraient également minimiser la condensation générée lorsque les échantillons sont laissés à refroidir à 23°C pendant une période de  $16 \pm 4$  heures avant les mesures afin, une fois de plus, de minimiser les effets du lessivage des alcalis du béton. L'important demeure le fait de toujours réaliser les mesures dans les mêmes conditions.

Malgré toutes les précautions mentionnées plus haut, l'interprétation des résultats de cet essai demeure difficile et demande une grande portion de « jugement d'ingénieur », qui peut varier significativement d'un professionnel à un autre.

### 5.1.3.2 Essais de lixiviation des alcalis à l'eau chaude

Les résultats des travaux effectués dans le cadre de ce projet ont permis de développer une variante de la méthode proposée par Bérubé et al. (2005a). La méthode *Espresso* permet en effet de récupérer systématiquement et de façon reproductible, par une procédure de lixiviation à l'eau chaude, entre 80 et 85% des alcalis d'origine du béton.

La procédure est présentée à l'annexe F de ce rapport. On y retrouve d'abord une procédure permettant la production d'échantillons représentatifs par étapes successives de concassage, de séparation sur rifeur, et de tamisage du béton à l'étude. Le respect de cette procédure est essentiel à la production de résultats de qualité. La méthode *Espresso* implique ensuite de placer l'échantillon représentatif de  $10 \pm 0,1\text{g}$  ( $< 150 \mu\text{m}$ ) dans un contenant-filtre (filtre Whatman no. 1) installé au dessus d'un flacon Buchner (Figure 3.7B). Une quantité choisie (300 ml) d'eau distillée à  $100^\circ\text{C}$  est déversée progressivement dans le contenant-filtre et la solution est alors filtrée sous vide. Le volume de solution récupéré dans le flacon est alors laissé à refroidir jusqu'à  $23 \pm 1^\circ\text{C}$ , puis le volume complété à 500 ml à l'aide d'un ballon volumétrique. Les alcalis (Na et K) en solution sont par la suite mesurés par absorption ou émission atomique à flamme ou autre méthode appropriée (e.g. ICP).

Bien que cette technique d'extraction des alcalis à l'eau chaude soit proposée dans le programme visant l'évaluation du potentiel d'expansion résiduelle du béton, de nombreuses questions demeurent quant à sa validité/applicabilité pour l'objectif recherché. En fait, on ne sait toujours pas si ces valeurs corrént bien avec le potentiel «expansif» du béton affecté à divers degrés par la RAS. Par exemple, au fur et à mesure que le RAS progresse, la quantité de produits de réaction alcalis-silice augmente progressivement. Est-ce que les ions alcalis contenus dans ces produits de réaction sont libérés lors de l'essai d'extraction à l'eau chaude ? De plus, si un échantillon de béton (par ex. une carotte) provenant d'un élément de béton a subi un certain séchage avant la réalisation de l'essai, est-ce que le contenu en alcalis soluble mesuré sera le même que si cet échantillon a été conservé en condition humides ? Diamond (communication personnelle) avait par exemple suggéré que les alcalis d'un béton ayant subi un certain séchage étaient moins disponibles à l'alcali-réaction lors d'un remouillage.

La procédure proposée par Bérubé et al. (2005a), utilisant la méthode *Espresso* pour l'obtention des valeurs d'alcalis solubles, demeure « valide », jusqu'à preuve du contraire. Des travaux supplémentaires devront toutefois être réalisés afin de corréler les résultats de cet essai avec le comportement expansif, en fonction du temps, de bétons conservés sous des conditions naturelles d'exposition mais où le lessivage des alcalis sera minimisé.

## 5.2 Thème II - Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS (Échangeur Robert Bourassa – Charest)

### 5.2.1 Application des outils d'investigations

Les résultats détaillés des essais de SDT et de DRI ont été présentés à la section 4.2 de ce rapport, et ce pour chacun des principaux éléments structuraux de l'échangeur Robert Bourassa – Charest, soit les bases massives, les colonnes en Y et le tablier. Ces essais ont été utilisés à la fois pour vérifier l'état d'endommagement du béton de ces différents éléments structuraux, mais également afin de vérifier l'effet de différents paramètres « logistiques » sur les résultats de l'essai. De façon générale, les résultats des essais d'évaluation des paramètres « logistiques » ont permis de confirmer que :

- Le niveau de charge a un impact considérable sur les résultats de l'essai SDT. Un niveau de charge correspondant à 30 ou 40% de la résistance de conception permet une évaluation plus diagnostique des résultats de l'essai.
- Les paramètres habituels, i.e. l'aire d'hystérésis et la déformation plastique au cours des cinq cycles de chargement-déchargement, de même que la chute du module d'élasticité (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles), se sont avérés les plus diagnostiques pour l'essai SDT.
- Le paramètre d'aire d'hystérésis est généralement plus sensible aux conditions d'essais, notamment l'humidité de l'échantillon à l'essai, entraînant ainsi une variabilité plus grande de ses résultats.
- Il est nécessaire d'adopter des paramètres logistiques rigoureux pour réduire la variabilité des résultats de l'essai SDT, i.e. L/D des carottes de  $2.0 \pm 0,1$ , protection des échantillons contre le séchage après l'échantillonnage, reconditionnement des échantillons en chambre humide avant l'essai, surfaçage adéquat des extrémités des cylindres (meulage et coiffage au soufre ont offert des résultats équivalents).

La Figure 5.7 illustre les relations existant entre les différents paramètres du SDT (Figures 5.7A à 5.7C), de même que la relation entre les valeurs de *Stiffness Damage Index* (SDI) et les résultats de l'examen pétrographique par la méthode du DRI (Figure 5.7D). On note tout d'abord que les différents groupes d'échantillons montrent des tendances globalement semblables (parallèles) au niveau de l'évolution des différents paramètres entre eux (Figures 5.7A à 5.7C). Ceci suggère que l'endommagement de ces différents éléments par le phénomène de la RAS progresse de façon semblable (même mécanisme), ce qui était attendu compte-tenu qu'ils sont composés du même granulats réactif, ce qui est bien mis de l'avant dans le graphique mettant en relation le SDI et le module d'élasticité où une seule tendance très semblable est observée pour l'ensemble des échantillons (Figure 5.7C). Malgré tout, il est intéressant de constater que les différents éléments structuraux forment des groupes distincts de résultats sur ces différents graphiques, suggérant en effet que ces paramètres, tout en étant bien sûr interreliés, peuvent faire ressortir des propriétés différentes des bétons endommagés. De tous ces groupes, ce sont les carottes des colonnes en

« Y » qui montrent typiquement le niveau d'endommagement le moins élevé, caractérisé par les valeurs les plus faibles d'aire d'hystérésis, de SDI et les valeurs les plus élevées du module d'élasticité. Ce sont également ces échantillons qui ont offert les plus faibles valeurs d'endommagement mesurées par analyse pétrographique (DRI – Figure 5.7D).

Tel que mentionné précédemment, l'aire d'hystérésis est un paramètre très sensible à plusieurs conditions/caractéristiques d'essais ou des échantillons. L'utilisation de ce paramètre permet ainsi de faire ressortir certains comportements très intéressants. En effet, la relation entre les valeurs de SDI et d'aire d'hystérésis (Figure 5.7A) montre une démarcation entre les résultats obtenus pour les échantillons des bases massives et ceux du tablier. Ainsi, les bétons provenant du tablier montrent des valeurs plus élevées d'aire d'hystérésis, à valeurs égales de SDI, que le béton des bases massives. Cette différence est en partie attribuable au niveau de résistance de conception plus élevé du béton du tablier comparativement à celui des bases massives (28 MPa comparativement à 24 MPa); ainsi, les éprouvettes du tablier ont été testées à un niveau supérieur de charge, engendrant d'emblée des valeurs d'aire d'hystérésis plus élevées, et ce malgré le fait que l'examen pétrographique indique un niveau de fissuration significativement supérieur au niveau des bases massives (Figure 5.7D). Rappelons que le mécanisme de RAS de ce granulats calcaire réactif engendre la formation de veinules de gel de silice au sein des particules réactives affectant rapidement les valeurs de module d'élasticité du béton, tel que mentionné à la section 5.1.2.5. Il est toutefois important de noter que les fissures présentes au sein des particules de granulats et de la pâte de ciment du béton des bases massives sont majoritairement remplies de produits secondaires de la RAS, ce qui peut contribuer à réduire les valeurs d'aire d'hystérésis dans le cas des échantillons des bases massives (i.e. moins d'énergie requise/utilisée pour fermer ces fissures lors du chargement). D'un autre côté, la relation entre les valeurs de module d'élasticité et d'aire d'hystérésis montre une démarcation entre les résultats obtenus pour deux groupes de carottes provenant du tablier (Figure 5.7B). Les résultats obtenus par les carottes prélevées verticalement dans le tablier montrent en effet des valeurs d'aire d'hystérésis supérieures, à valeurs égales de module d'élasticité, que celles prélevées horizontalement dans les directions longitudinale et transversale (comparer les résultats pour Tablier (V) et Tablier (T+L) sur la Figure 5.7B). La raison exacte de cet écart est pour le moment inconnue; elle pourrait être associée à une différence dans l'orientation de la fissuration dans les différents éléments en question. Ceci reste toutefois à confirmer et des travaux sont en cours sur ce sujet.

Les travaux réalisés sur différents groupes de carottes prélevées à différentes profondeurs au sein de la base massive supportant les colonnes en « Y » a permis de constater qu'un endommagement différentiel existait entre la surface et le cœur de cet élément structural, de même qu'entre les portions plus ou moins exposées aux intempéries. Ces distinctions sont ressorties tout aussi bien par l'utilisation du SDT que du DRI, quoiqu'un écart plus important soit ressorti par les résultats de l'examen pétrographique.

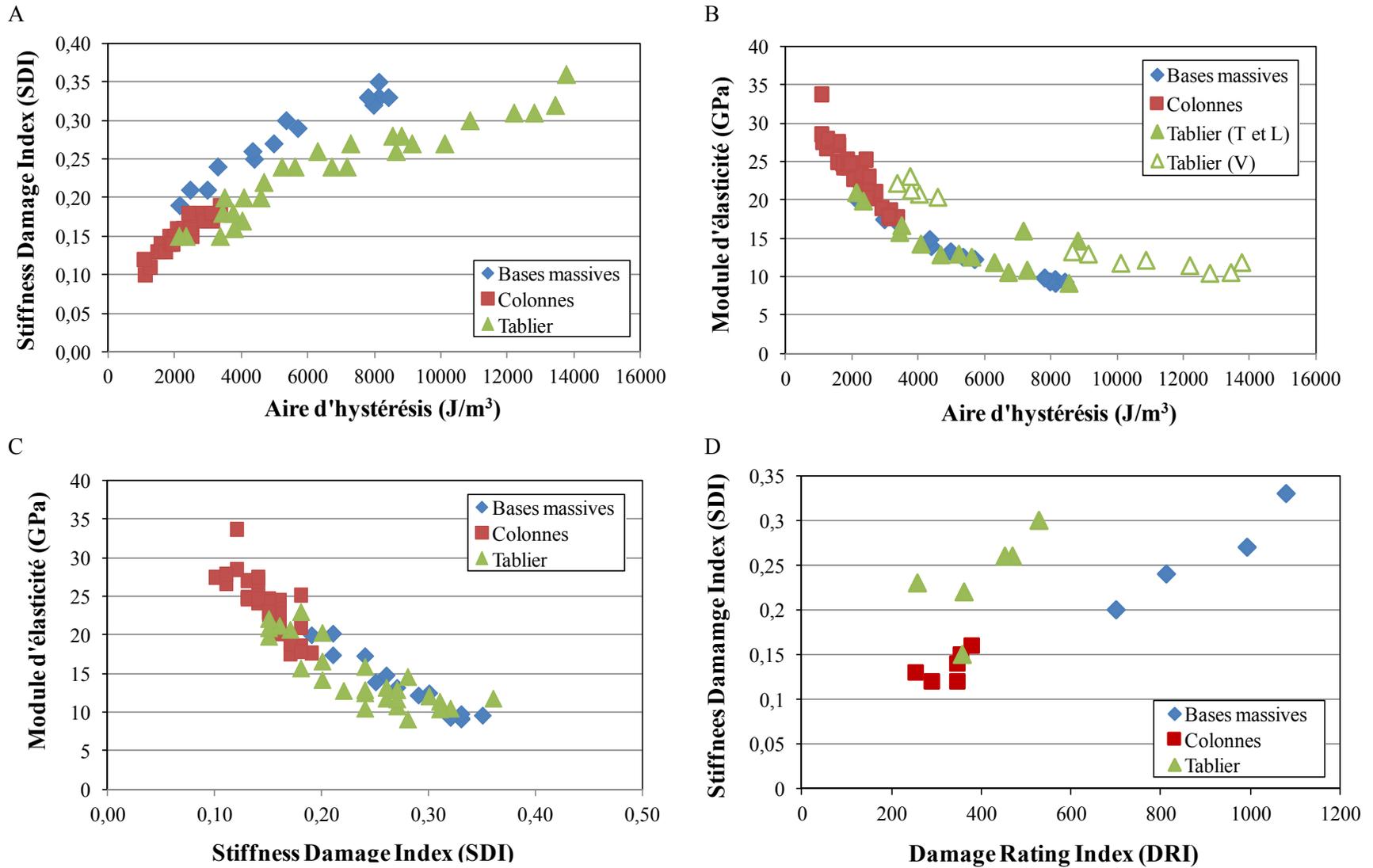


Figure 5.7 : Corrélation entre les divers paramètres de l'essai du *Stiffness Damage Test* (SDT) pour les différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. A. *Stiffness Damage Index* (SDI) versus Aire d'hystérésis ( $J/m^3$ ). B. Module d'élasticité (GPa) versus Aire d'hystérésis ( $J/m^3$ ). C. Module d'élasticité (GPa) versus SDI. D. SDI vs *Damage Rating Index* (DRI).

Les Tableaux 5.2 et 5.3 présentent quelques statistiques obtenues pour l'ensemble des carottes prélevées dans les différents éléments de l'échangeur, et ce pour certains paramètres des essais de SDT et pour le DRI. Malgré une variation parfois importante des résultats, il apparaît, tel que mentionné précédemment, que le niveau d'endommagement du béton le plus élevé se situe au sein des bases massives, et le moins élevé au niveau des colonnes. Dans le cas du tablier, une plus forte variation a été observée, laquelle est liée au fait que des valeurs d'aire d'hystérésis et de SDI significativement plus élevées ont été obtenues pour les carottes prélevées dans la direction verticale.

Tableau 5.2 : Analyse statistique des résultats d'essais de SDT effectués sur les carottes prélevés dans les différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.

Élément	Aire d'hystérésis (5 cycles, J/m <sup>3</sup> )				Stiffness Damage Index (SDI)				Module d'élasticité (GPa)			
	Min	Max	Moy	CV	Min	Max	Moy	CV	Min	Max	Moy	CV
Colonne	1084	3370	2079	31,4	0,10	0,19	0,15	15,5	17,6	33,7	23,8	15,6
Tablier	2134	13764	6902	51,1	0,15	0,36	0,24	24,6	9,1	23,0	14,8	28,6
Base massive	2151	8425	5440	42,2	0,19	0,35	0,28	18,8	9,1	20,2	13,5	29,5

Tableau 5.3 : Analyse statistique des résultats du *Damage Rating Index* (DRI) réalisé sur les carottes prélevés dans les différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest.

Élément	Damage Rating Index (DRI)			
	Min	Max	Moy	CV
Colonne	198	404	304	20,2
Tablier	258	529	405	24,1
Base massive	701	1080	868	13,8

Le Tableau 5.4 compare les classifications du degré d'endommagement des différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest selon les fourchettes de valeurs de SDI et DRI obtenues par Sanchez (2014) (Tableau 5.1) et par Fournier et al. (2009) (Tableau 2.4). Rappelons que les fourchettes générales de classification proposées par Sanchez (2014) sont basées sur des données obtenues pour des échantillons en expansion libre conservés sous des conditions accélérées en laboratoire, alors que celles de Fournier et al. (2009) sont basées sur des observations pétrographiques (DRI) effectuées sur des carottes prélevées au sein de piliers d'une structure en service (pont) affectée à divers degrés par la RAS. Malgré des écarts inévitables compte-tenu de la nature des outils et de l'origine des classifications utilisées, des niveaux d'endommagement « moyen » somme toute plutôt semblables ont été obtenus pour les différents

éléments de l'échangeur lorsque déterminés par les méthodes du *Stiffness Damage Index* (SDI) et du *Damage Rating Index* (DRI).

Tableau 5.4 : Classifications du degré d'endommagement des différents éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest selon les fourchettes de valeurs de SDI et DRI obtenues par Sanchez (2014) (Tableau 5.1) et par Fournier et al. (2009) (Tableau 2.4).

Élément	Sanchez (2014)		Fournier et al. (2009)
	SDI	DRI	DRI
Bases massive	Modéré à très élevé	Très élevé	Élevé à très élevé
Colonnes	Marginal	Marginal	Faible à modéré
Tablier	Modéré à très élevé	Marginal à modéré	Modéré

### 5.2.2 Efficacité des produits de réparation / traitement

Cette section vise à conclure sur l'efficacité des produits ayant été utilisés pour le traitement des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest au début des années 2000. Ces travaux avaient pour but de réparer les colonnes montrant différents niveaux d'endommagement, tout en tentant de ralentir le processus de détérioration associable à la RAS. Il appert toutefois qu'une telle évaluation ne permettra pas de conclure de façon définitive sur l'efficacité des traitements en question, compte tenu de l'absence d'information sur la condition des colonnes au moment de leur traitement. Bien que des carottes aient été prélevées et testées par l'équipe du Dr. Bérubé à l'époque, les essais SDT ont utilisé un niveau de charge inférieur à celui préconisé dans le cadre de cette étude, ce qui limite la comparaison des résultats; de plus, les échantillons utilisés pour l'examen pétrographique (DRI) ne sont plus disponibles pour fins de comparaison. Une analyse critique de l'efficacité probable des traitements sera malgré tout effectuée sur la base des résultats des travaux réalisés au cours des dernières années.

La Figure 5.8 résume les principaux résultats des travaux effectués dans le but d'évaluer la sévérité de l'endommagement externe (inspection visuelle) et interne (SDT – aire d'hystérésis et SDI; DRI) du béton des colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Il apparaît très clairement de ces résultats que les colonnes Y25, Y32 et Y17 situées aux extrémités des bases massives montrent un état sévère d'endommagement (cotes 4 à 5). L'examen visuel des colonnes non traitées Y32 (exposée, cote 5) et Y43 (non exposée, cote 3) laissait présager un niveau d'endommagement interne supérieur pour la première, compte-tenu de son exposition directe aux intempéries et de leur apparence visuelle respective. Les résultats des essais SDT et DRI suggèrent plutôt que l'endommagement interne du béton de la colonne 43 est supérieur à celui de la colonne 32. Bien qu'il soit possible que la colonne 43, soumise au brouillard soulevé lors des jours « humides » par les voitures circulant sur le boulevard Robert Bourassa, ait développé un

niveau d'endommagement supérieur à ce qui était attendu d'une colonne protégée de la pluie par le tablier, ce résultat nous apparaît quand même « anormalique » et difficile à expliquer. Une confusion au niveau de la numérotation des éprouvettes demeurent également une possibilité.

Si on considère les résultats obtenus sur la colonne Y17 comme référence (exposée et non traitée), il apparaît que l'état d'endommagement interne de la colonne Y25 (exposée et traitée avec *Masterseal*) est semblable ou plus sévère (selon les résultats du SDT ou du DRI), suggérant que le traitement au *Masterseal* appliqué n'a pas vraiment permis d'arrêter l'évolution de l'endommagement interne du béton associable à la RAS. Les colonnes adjacentes Y28 et Y29, traitées respectivement avec le *Masterseal* et le *Planiseal*, montrent un niveau d'endommagement interne inférieur à celui de la colonne Y25, et semblable ou inférieur à celui de la colonne Y17. Il est vraisemblable de penser que cette différence ne fait que représenter l'écart d'endommagement affectant ces colonnes au moment du traitement.

Les observations et résultats d'essais réalisés sur la colonne Y30 sont également surprenants. Cette colonne montre un état visuel fort acceptable de par la présence d'un enduit de surface (*Texcote*). L'examen visuel permet de reconnaître la trace de fissures sous-jacentes, possiblement présentes pour plusieurs d'entre elles au moment du traitement. Très peu de fissures sont réapparues à travers l'enduit *Texcote*, confirmant que ce dernier s'est bien comporté au cours des années. Il est à noter que cette colonne se situe sous le tablier de la structure et n'est conséquent pas directement soumise aux intempéries. Cette colonne Y30 montre toutefois un niveau d'endommagement interne important (voir Figure 5.8). Il est vraisemblable de croire, compte-tenu que les colonnes Y29 (non exposée, *Paniseal*, cote 2) et Y31 (cote 4, non exposée, non représentée sur le graphique mais examinée lors des travaux de terrain) montrent de nombreuses fissures à leur surface, qu'un niveau d'endommagement interne non négligeable était déjà présent au sein de la colonne Y30 au moment de son traitement, mais dont l'ampleur demeure toutefois incertain. L'application d'une couche de *Masterseal* suivie de l'enduit de surface *Texcote* n'aura donc vraisemblablement pas permis de prévenir la progression de cet endommagement interne, et pourrait même l'avoir accentué en piégeant l'humidité à l'intérieur de cet élément.

L'efficacité « mitigée » (i.e. face au développement de l'endommagement interne du béton face à la RAS) du traitement à l'aide d'enduit de surface est également suggérée par les résultats obtenus sur les colonnes Y22 et Y23. Tout comme dans le cas de la colonne Y30, ces colonnes montrent une apparence externe fort acceptable de par la présence d'enduits de surface (*Miracote* – Y22 et *Ambex* – Y23). Une fois de plus, très peu de fissures sont réapparues à travers les enduits, confirmant que ces derniers se sont bien comportés au fil des années. Toutefois, ces colonnes montrent un niveau d'endommagement interne égal ou supérieur à celui mesuré pour la colonne Y17 (voir Figure 5.8), non traitée et directement soumise aux intempéries.

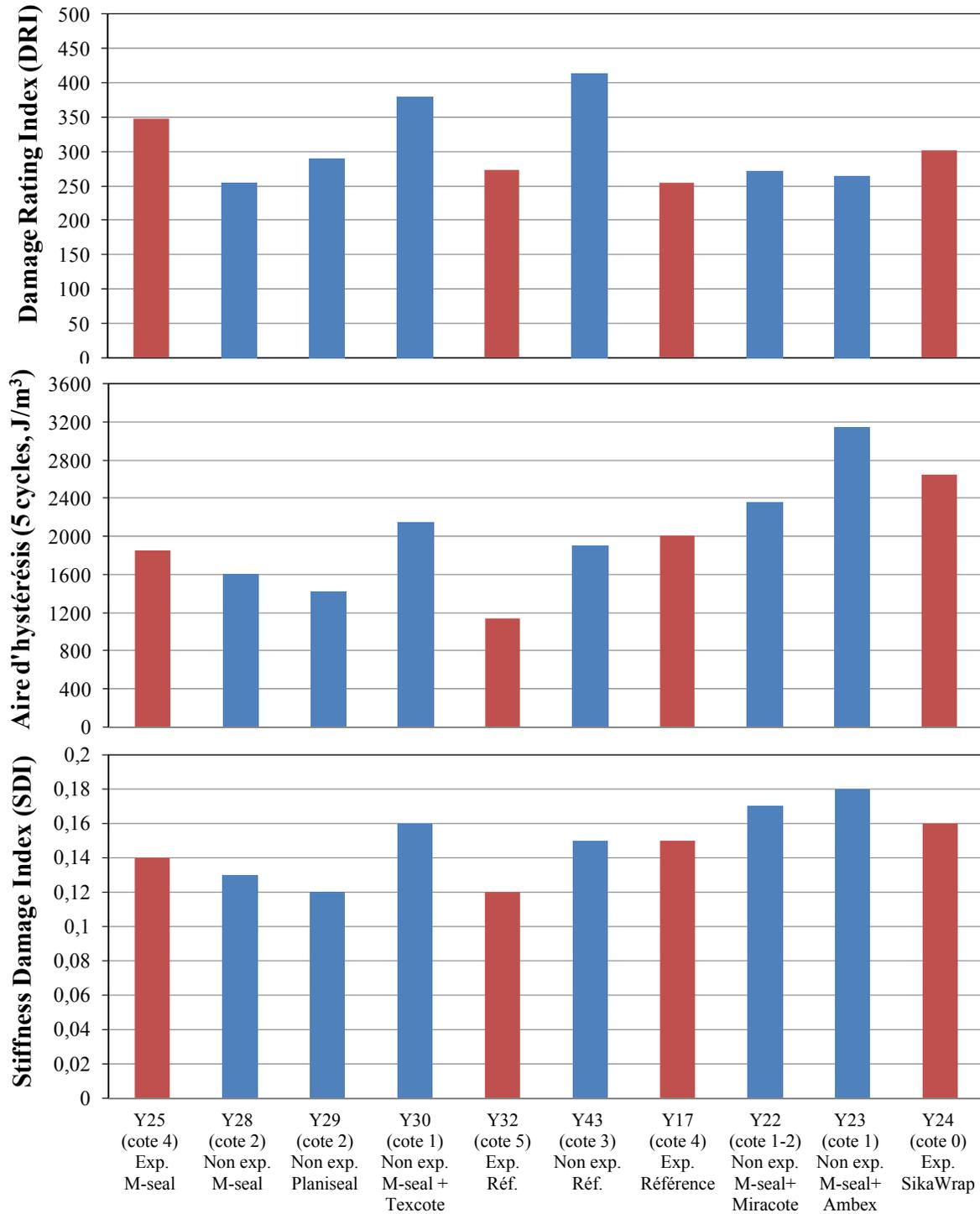


Figure 5.8 : Compilation des résultats des travaux effectués sur les colonnes de l'échangeur Robert Bourassa – Charest : examen visuel (cote) et essais effectués sur carottes [essai SDT (Aire d'hystérésis et SDI) et examen pétrographique (DRI)]. Exp. : colonne exposée (barres rouges); N. exp. : colonne non exposée (barres bleues). La cote d'endommagement visuel est donnée entre parenthèses sous le numéro de colonne. 0 : non endommagée; 1 : traces d'endommagement; 2 : endommagement notable mais globalement faible; 3 : endommagement moyen; 4 : endommagement élevé; 5 : endommagement très élevé. La nature des traitements est présentée en détail aux Figures 3.11 à 3.14.

Finalement, la colonne Y24, enveloppée à l'aide du *SIKA wrap*, ne montrait pas de problèmes significatifs de décollement du recouvrement de surface (sur la base d'une observation visuelle seulement – pas de mesures d'arrachement effectuées lors de l'inspection); de plus, aucune fissuration ou détérioration significative n'a été notée, et ce malgré le fait qu'il s'agit d'une colonne « externe » exposée aux intempéries. Les mesures de SDT et de DRI effectuées sur les carottes prélevées au sein de cette colonne indiquent un niveau d'endommagement interne modéré à élevé. Ce niveau d'endommagement est même supérieur à celui mesuré pour la colonne Y17, non traitée et également soumise aux intempéries. Une fois de plus, il est probable que cet endommagement interne soit en partie un héritage de la condition du béton au moment du traitement; toutefois, il est également possible que la RAS ait continué de progresser, si on se fit sur la comparaison avec les résultats d'essais obtenus sur la colonne Y17.

### **5.3 Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR).**

Les travaux effectués dans cette partie du projet avaient pour objectif ultime de produire des recommandations quant aux meilleures méthodes permettant d'évaluer le potentiel de réactivité alcaline des GBR, notamment l'efficacité (indicateur absolu) et la précision de l'essai accéléré sur barres de mortier à évaluer ce potentiel. La réalité de l'utilisation potentielle des GBR dans le béton est en effet tout autre que celle des granulats conventionnels. Alors qu'un programme d'essais régulier permet de construire une base de données (essais sur mortier et béton) à moyen terme pour la plupart des sources de granulats conventionnels, il s'avère très difficile voire impossible d'appliquer une telle approche dans le cas des GBR. Ces granulats sont en effet souvent produits suite à la démolition ponctuelle d'une ou d'un groupe de structure(s). La pile de granulats ainsi produite est alors entreposée en vue d'une utilisation rapide. De plus, chaque chantier de démolition utilisera des bétons dont la nature pourra être fort différente, selon le type de structure source. Il s'avère donc essentiel de développer des outils permettant l'évaluation rapide mais fiable du potentiel de réactivité alcaline de ces GBR car le contexte ne permettra vraisemblablement pas d'attendre les résultats des essais sur éprouvettes de béton.

Afin d'atteindre l'objectif recherché, des essais sur barres de mortier et éprouvettes de béton (pour fins de validation) ont été réalisés sur des granulats de béton recyclés obtenus à partir de deux sources distinctes : 1) blocs de béton incorporant quatre granulats réactifs canadiens et ayant été exposés aux conditions environnementales naturelles pendant une période prolongée (site d'exposition de CANMET, Ottawa), et 2) trois éléments structuraux de l'échangeur Robert Bourassa – Charest (Québec) démoli en 2010. Ainsi, le potentiel de réactivité alcaline de GBR grossiers (particules 5 – 20 mm), de même que de deux types de matériaux recyclés fins, soit les  *fines de concassage*  (matériel issu du concassage primaire des blocs de démolition dans une opération commerciale ou industrielle) et les  *fines de GBR*  [matériel issu du concassage et du broyage des granulats de béton recyclés (particules 5 – 20 mm) en laboratoire] a ainsi été évalué.

De plus, afin de vérifier la variabilité de l'essai accéléré sur barres de mortier incorporant les deux types de GBR fins décrits précédemment, une étude interlaboratoire impliquant quatre participants du Canada et des États-Unis a été réalisée.

Les résultats des essais accélérés sur barres de mortier ont révélé des écarts importants entre le comportement expansif des  *fines de concassage*  et des  *fines de GBR* . Des travaux pétrographiques détaillés ont démontré que le degré de réactivité alcaline inférieur des  *fines de concassage*  est associable à une plus grande proportion de particules de mortier résiduel (MR) dans ces matériaux que dans les  *fines de GBR* , ces dernières étant plus représentatives du GBR grossier d'origine. Il s'avère donc que l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR grossiers (i.e. particules conventionnelles 5 – 20/25 mm) devra être effectuée sur un matériau qui aura préalablement été réduit à la granulométrie d'un sable à partir du GBR grossier en laboratoire. Pour ce faire, un processus de réduction très progressif par concassage / broyage devra être utilisé afin de maintenir la représentativité de l'échantillon. Une telle procédure est décrite en détail dans la méthode CSA A23.2-25A (essai accéléré sur barres de mortier).

L'étude interlaboratoire sur l'essai accéléré sur barres de mortier a révélé des résultats plutôt variables d'un laboratoire à un autre, selon le type de matériaux (GBR) utilisés. Ceci est lié aux processus de préparation des  *fines de GBR*  parfois variables d'un laboratoire à l'autre, de même qu'au fort pourcentage d'absorption des particules de GBR qui entraînent certaines difficultés au niveau de la fabrication des éprouvettes dans certains laboratoires. Il sera donc nécessaire, pour assurer une bonne reproductibilité de l'essai accéléré sur barres de mortier, de tenir compte du pourcentage d'absorption des particules de GBR dans la teneur en eau du mélange. On devra donc utiliser une partie de l'eau de gâchage, i.e.  $e/c = 0,50 + \% \text{ absorption du granulats de GBR}$ , pour permettre à ces particules d'effectuer de l'absorption sur une période de 30 minutes avant la confection du mortier. Ceci permettra d'obtenir des mortiers plus maniables et une meilleure consolidation du mortier dans les moules pour la fabrication des barres.

Différentes séries d'essais sur éprouvettes de béton ont été réalisées pour évaluer le potentiel de réactivité alcaline des GBR grossiers (i.e. particules 5 – 20 mm). Ces travaux visaient également à évaluer l'effet de la condition des GBR (i.e. particules préalablement saturées ou non) sur l'expansion des éprouvettes, de même que l'effet de la présence du mortier résiduel (MR) sur le potentiel de réactivité alcaline des GBR. Ainsi, une augmentation de l'expansion a généralement été obtenue lorsque les particules de GBR sont utilisées dans un état  *saturé-surface-sèche*  (SSS) lors de la fabrication du béton. Ceci suggère que malgré un ajustement de la quantité d'eau de gâchage pour tenir compte de l'absorptivité élevée des GBR lorsqu'utilisés à l'état sec au moment du gâchage, les particules de granulats de GBR ne deviendraient que partiellement saturées, réduisant ainsi la diffusion des espèces ioniques de la solution interstitielle au sein des particules de granulats réactives et conséquemment le taux d'expansion des éprouvettes de béton. De plus, l'ajout d'une quantité supplémentaire d'eau pour tenir compte de l'absorptivité des GBR lors du malaxage impliquant des GBR à l'état sec entraîne la fabrication de bétons fluides avec

risques de ségrégation lors de la fabrication des éprouvettes. Ainsi, il est recommandé, lors de la réalisation de l'essai sur éprouvettes de béton, d'utiliser des particules à l'état SSS afin d'éviter les problèmes mentionnés plus haut. De plus, compte-tenu de la densité plus faible/variable des GBR par rapport aux granulats conventionnels, on favorisera l'approche de la norme ASTM C 1293 qui préconise l'utilisation de la masse volumique du granulat (compactée ou pilonnée à sec) pour la détermination du rapport pierre : sable dans le béton, plutôt que l'utilisation d'un rapport fixe de 60 : 40 préconisée par la méthode CSA A23.2-14A.

Les résultats des essais réalisés sur éprouvettes de béton ont globalement mis en évidence une augmentation de l'expansion avec une proportion croissante de particules de GBR dans le béton. Ainsi, aucun effet *pessimum* n'a été observé pour les GBR incorporant les différents granulats réactifs sélectionnés pour cette étude, et ce pour des contenus en GBR variant entre 25 et 100%. Des niveaux d'expansion plus élevés ont souvent été obtenus lorsque des proportions égales du granulat d'origine sont présentes dans le mélange à l'état vierge (Série 2) plutôt qu'à l'intérieur des particules de GBR (Série 1). Ceci était attendu considérant que les particules de granulats d'origine utilisées dans la Série 2 sont vierges (non affectées par la RAS) et totalement exposées à la solution interstitielle du béton, ce qui n'est pas le cas des particules de GBR. L'écart entre ces deux séries d'essais s'est toutefois avéré plus faible dans le cas des GBR incorporant les granulats modérément réactifs PS et BL comparativement au GBR incluant le granulat fortement réactif SL. Les blocs de béton fabriqués avec le granulat SL avaient en effet subi une forte expansion (0,563%) en 17 ans d'exposition extérieure, ce qui a vraisemblablement contribué à épuiser une proportion notable de la silice réactive de ce granulat naturel. Ainsi, l'utilisation de particules de granulats SL vierges au sein des mélanges de la Série 2, en plus de ne pas être « encombrées » du mortier résiduel, a permis de générer plus d'expansion comparativement aux bétons de la Série 1 (incorporant les particules de GBR).

Un comportement opposé a toutefois été obtenu dans le cas du granulat AG. Cette situation est possiblement liée à la nature du granulat AG, un gravier bien arrondi d'origine fluvio-glaciaire. Les particules de gravier naturel arrondies ont généralement une surface plus lisse et relativement « stabilisée » lorsque peu affectées et fracturées par les opérations de concassage/tamissage à la source. La démolition des blocs incorporant le granulat AG a généré des particules de GBR avec la plus faible proportion de MR, de même que des particules avec plus de faces concassées, générant ainsi des surfaces « fraîches » et augmentant leur potentiel de réactivité alcaline, et ce malgré que les blocs aient subi une expansion non négligeable de 0,263% avant leur démolition.

La Figure 5.9 met en relation les résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton (Série 1) et sur barres de mortier, et ce pour les différents types de GBR utilisés dans le cadre de cette étude. Dans le cas des essais sur mortier, les résultats obtenus sur les  *fines de concassage*  et les  *fines de GBR*  sont comparés afin de déterminer quelle série d'échantillons offre une meilleure corrélation avec les résultats obtenus sur béton.

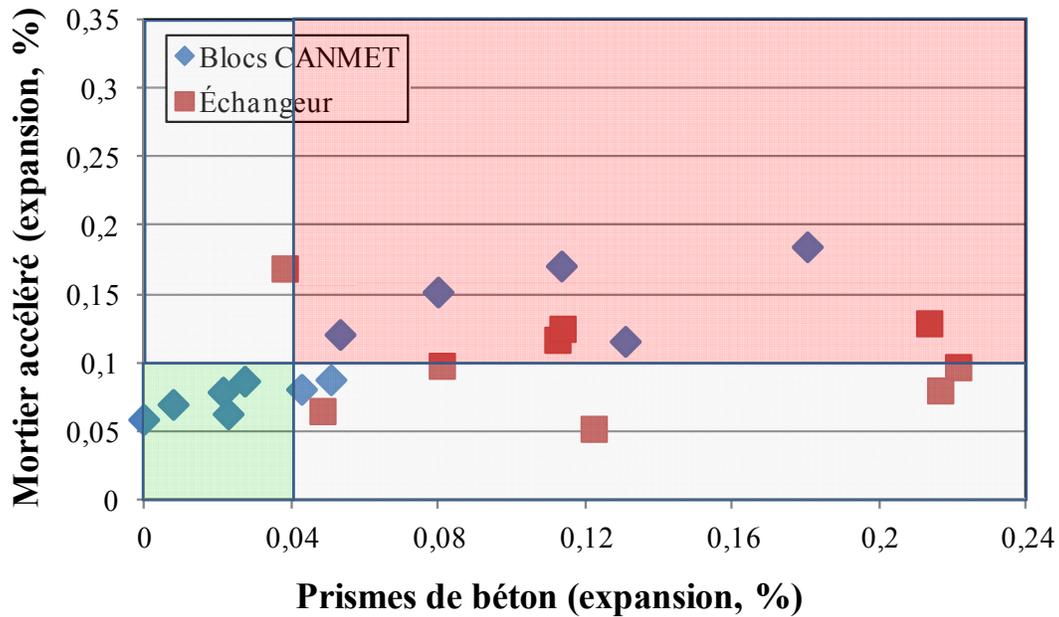
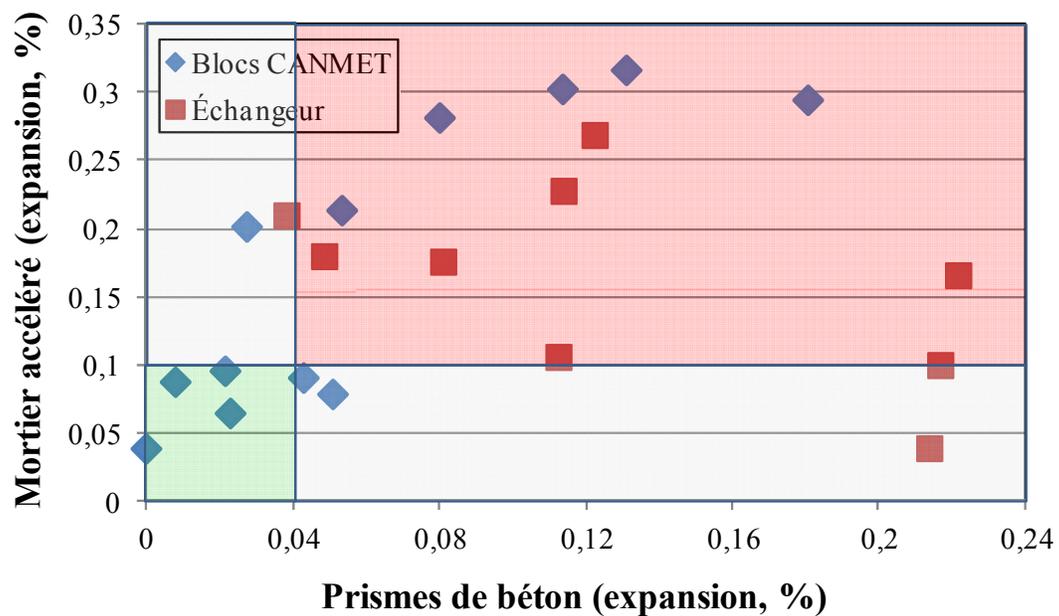
A – Essais sur mortier incorporant les  *fines de concassage*B - Essais sur mortier incorporant les  *fines de GBR*

Figure 5.9 : Comparaison des résultats d'essais accélérés sur barres de mortier et d'essais sur éprouvettes de béton pour l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé. A. Utilisation des  *fines de concassage* pour la réalisation des barres de mortier. B. Utilisation des  *fines de GBR* pour la réalisation des barres de mortier.

Quatre zones sont identifiées sur les graphiques de la Figure 5.9, soit les zones où les résultats des deux essais s'accordent (vert et rouge), et deux zones « grises » où les deux essais engendrent des résultats contradictoires. Pour ce faire, les limites d'expansion de 0,040% à 1 an à l'essai sur

éprouvettes de béton et de 0,10% à 14 jours pour l'essai sur barres de mortier ont été utilisées. La comparaison de ces deux séries de résultats indique qu'un niveau de corrélation supérieur avec les résultats sur béton est obtenu lorsque les  *fines de GBR*  sont utilisées plutôt que les  *fines de concassage* . Bien que la corrélation entre les résultats des deux essais ne soit pas entièrement satisfaisante, ce qui est souvent le cas de toute façon même pour les granulats naturels, les deux essais offrent des résultats concordant dans 76% des cas lorsque les  *fines de GBR*  (Figure 5.9B) sont utilisées comparativement à 62% pour les  *fines de concassage*  (Figure 5.9A).

Il appert qu'une évaluation somme toute raisonnablement fiable du potentiel de réactivité alcaline des GBR peut être obtenue par l'entremise de l'essai accéléré sur barres de mortier à condition qu'une série de conditions décrites précédemment soient respectées. Il sera toutefois important de valider cette affirmation par la mise à l'essai d'une plus grande quantité de GBR, et ce autant sur mortier que sur béton.

## 6. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La réaction alcalis-silice (RAS) fait partie des nombreux processus affectant la durabilité à long terme des infrastructures de béton. Bérubé et al. (2005a) et Fournier et al. (2010a) ont proposé des outils de gestion de structures affectées par ce phénomène, en impliquant une série d'essais de laboratoire, tels que l'essai cyclique de chargement – déchargement (*Stiffness Damage Test - SDT*), la mesure des alcalis solubles du béton et l'examen pétrographique quantitatif (*Damage Rating Index - DRI*). Ces essais possèdent plusieurs paramètres dont l'impact n'est pas bien compris ou contrôlé, ce qui réduit leur applicabilité à une vaste gamme de bétons. Ce programme de recherche visait donc à mieux comprendre l'impact de divers paramètres sur les résultats de ces essais et ainsi contribuer à améliorer l'efficacité des outils de gestion des structures affectées par la RAS.

Dans un autre ordre d'idées, l'utilisation des granulats de béton recyclé (GBR) pour la confection de nouveaux bétons, quoique peu répandue à ce jour dans le contexte québécois, est déjà appliquée dans plusieurs pays à travers le monde. Considérant le contexte dans lequel ces rebus sont générés et doivent être réutilisés, des recommandations sont nécessaires quant aux meilleurs moyens d'évaluer rapidement et de façon fiable leur potentiel de réactivité alcaline pour leur réutilisation éventuelle dans des bétons de granulats recyclés.

L'objectif global de ce projet consistait donc à renforcer les outils d'investigation qui permettront une gestion appropriée des structures et ouvrages d'art vieillissants et affectés par la RAS au Québec, de même que de nouvelles structures incorporant des granulats issus du recyclage du béton de démolition. Le projet comportait donc divers éléments visant les objectifs particuliers suivants :

1. Optimiser les conditions d'essais de laboratoire visant à déterminer le niveau d'endommagement actuel et futur d'un béton affecté par la RAS;
2. Évaluer la validité de ces outils d'investigation sur une structure de béton en service;
3. Évaluer l'effet de la nature des granulats réactifs et de l'ampleur de la détérioration sur le comportement de nouveaux bétons fabriqués avec des GBR atteints de RAS.
4. Proposer une méthodologie permettant de d'évaluer de façon fiable le potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR).

### 6.1 **Thème I - Outils d'évaluation de l'état d'endommagement actuel et du potentiel d'expansion futur du béton en voie de dégradation**

Une grande quantité d'éprouvettes ont été fabriquées en laboratoire à partir de mélanges de béton de 25, 35 et 45 MPa incorporant une variété de granulats réactifs. Ces éprouvettes ont été

conservées dans des conditions favorisant le développement de la RAS et leur changement dimensionnel suivis régulièrement. Un certain nombre de celles-ci ont été retirées à des niveaux d'expansion prédéterminés afin de les soumettre aux essais de *Stiffness Damage Test* (SDT) et de *Damage Rating Index* (DRI). Une fois optimisées avec une série restreinte de granulats réactifs, les paramètres d'essais SDT et DRI ont été appliqués à une plus vaste série d'éprouvettes de béton incorporant une variété de granulats. En parallèle avec ces travaux, une série d'éprouvettes de laboratoire ont été soumises à des essais visant à évaluer l'influence de paramètres « logistiques » sur la variabilité de l'essai SDT. Enfin, l'essai de lixiviation à l'eau chaude des alcalis du béton a été ré-évalué afin de déterminer son efficacité comme outil d'évaluation du potentiel d'expansion future de bétons affectés par la RAG. Les principales conclusions et recommandations issues des travaux réalisés sur cette partie du projet sont résumées ci-après :

- L'essai du SDT doit être réalisé à un niveau de charge correspondant à un pourcentage de la résistance de conception. Les niveaux de charge de 30% et encore mieux 40% de la résistance à 28 jours ont offert les résultats statistiquement les plus fiables.
- L'*aire d'hystérésis* (HA) et la *déformation plastique* (PD) mesurées lors des cinq cycles de chargement-déchargement, de même que le module d'élasticité (moyenne obtenue lors des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles), sont les meilleurs paramètres de sortie du SDT.
- Le *Stiffness Damage Index* (SDI), un indice qui tient compte du rapport entre l'énergie dissipée et l'énergie totale appliquée au système et calculé à partir des résultats du SDT, permet de s'affranchir des « erreurs » potentielles découlant d'un choix erroné du niveau de charge à utiliser pour la réalisation de l'essai SDT.
- L'examen pétrographique semi-quantitatif par la méthode du *Damage Rating Index* (DRI) (Villeneuve et al. 2012) permet d'évaluer de façon diagnostique l'état d'endommagement du béton associable à la RAG, et ce pour différents types de béton où la réaction nuisible est générée autant dans le granulats fin que dans le granulats grossier.
- L'évolution des propriétés mécaniques du béton (résistance à la compression, traction, rigidité), en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAS, a été analysée par l'entremise d'un modèle qualitatif d'endommagement du béton. Ainsi, les pertes de propriétés mécaniques ont été corrélées avec le développement de la fissuration au sein des particules de granulats et de la pâte de ciment en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAS.
- Un protocole pour l'évaluation de la condition d'un ouvrage de béton potentiellement affecté par la RAS par l'entremise de l'essai SDT est proposé. Ce protocole est basé sur les résultats d'essais réalisés dans le cadre de cette étude (laboratoire et terrain – Thèmes I et II). Son applicabilité devra faire l'objet de travaux de validation sur des structures en service.
- Dans le cas de l'évaluation de la condition d'un ouvrage en service, l'approche décrite ci-après est privilégiée pour l'essai du SDT. Celle-ci consiste à prélever un groupe de carottes dans une section saine ou moins détériorée du même élément structural (donc fabriqué avec un béton ayant les mêmes caractéristiques), de déterminer la résistance en compression de ce béton et d'utiliser 40% de cette valeur de résistance comme niveau maximum de charge pour

la poursuite des travaux sur les éléments « endommagés » de la structure. En fait, on pourra effectuer l'essai SDT sur la série de carottes du béton sain et déterminer la résistance en compression du béton sur cette même série d'éprouvettes. Sanchez (2014) a en effet démontré le caractère non destructif de l'essai SDT lorsque réalisé jusqu'à un maximum de 40% de la résistance de conception du béton (limite élastique). On pourra par la suite interpréter les résultats des essais SDT sur le béton « endommagé » en fonction de ceux obtenus sur le béton sain. Une charte de classification du degré d'endommagement du béton par la RAG basée sur l'évolution des paramètres du SDT et du DRI en fonction de l'augmentation de l'expansion du béton associable à la RAG est proposée. Les fourchettes de valeurs proposées dans cette charte sont présentées à titre indicatif et devront être confirmées par des essais réalisés sur des bétons en service.

- Les classes d'endommagement proposées pour le DRI par Sanchez (2014) s'apparentent fortement à celles décrites par Fournier et al. (2009) pour une structure en service fortement affectée par la RAS.
- La méthode *Espresso* est proposée pour la mesure des alcalis disponibles du béton par lixiviation à l'eau chaude. Cette méthode génère des résultats plus reproductibles que celle décrite par Bérubé et al. (2005a). Malgré que la méthode d'essai *Espresso* soit plus reproductible, des travaux supplémentaires seront nécessaires afin de déterminer dans quelle mesure les résultats obtenus par cette méthode sont une réelle indication des alcalis disponibles dans les bétons en service pour maintenir les effets de la RAS à long terme.

## **6.2 Thème II - Évaluation d'une structure en service affectée par la RAS (Échangeur Robert Bourassa – Charest)**

Les méthodes d'essais du SDT et du DRI ont été appliquées à l'évaluation de la condition des divers éléments structuraux de l'échangeur Robert Bourassa – Charest. Une inspection visuelle détaillée des colonnes en « Y » des structures *nord* et *sud* a été réalisée en 2010 et 2011; des échantillons ont par la suite été amassés au moment de la démolition des éléments de cette structure, et ce afin de réaliser des travaux en laboratoire. Les principales conclusions issues des travaux réalisés sur cette partie du projet sont résumées ci-après :

L'inspection visuelle des éléments de l'échangeur Robert Bourassa – Charest a démontré la grande influence des conditions d'exposition sur le développement de l'endommagement du béton associable à la RAS. Ainsi, les sections des bases massives de même que les colonnes situées près des extrémités de ces bases massives, donc exposées aux intempéries, montraient un niveau d'endommagement sévère à très sévère. Ce niveau élevé d'endommagement « visuel » s'estompait au fur et à mesure que l'on se dirigeait sous le tablier de l'échangeur.

De façon générale, les résultats des essais d'évaluation des paramètres « logistiques » du SDT effectués sur des carottes de béton de l'échangeur ont permis de confirmer que :

- Le niveau de charge a un impact considérable sur les résultats de l'essai SDT. Un niveau de charge correspondant à 30 ou 40% de la résistance de conception permet une évaluation plus diagnostique des résultats de l'essai.
- Les paramètres habituels, i.e. aire d'hystérésis et déformation plastique, obtenus après cinq cycles de chargement-déchargement, et la chute du module d'élasticité (moyenne des 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> cycles), se sont avérés les plus diagnostiques pour l'essai SDT.
- Le paramètre d'aire d'hystérésis est généralement plus sensible aux conditions d'essais, entraînant ainsi une variabilité plus grande de ses résultats.
- L'analyse combinée des différents paramètres de sortie du SDT a fait ressortir l'influence de différents paramètres sur les résultats de l'essai, tels que la résistance du béton d'origine et l'orientation de la fissuration présente au sein des échantillons.
- Des paramètres logistiques rigoureux doivent être adoptés pour réduire la variabilité des résultats de l'essai SDT, i.e. L/D des carottes de  $2.0 \pm 0,1$ , protection des échantillons contre le séchage après l'échantillonnage (enrobage dans une pellicule plastique), reconditionnement des échantillons en chambre humide pendant 48 heures avant l'essai, surfaçage adéquat des extrémités des cylindres.

Les travaux de SDT et DRI réalisés sur des groupes de carottes prélevées au sein de différentes sections des bases massives supportant les colonnes en « Y » a permis de constater qu'un endommagement différentiel existait entre la surface et le cœur de cet élément structural, de même qu'entre les portions plus ou moins exposées aux intempéries. De la même façon, les résultats d'essais réalisés sur des échantillons prélevés dans différentes directions du tablier de l'échangeur suggèrent la présence d'un réseau de fissures orientées (possiblement parallèles à la surface), affectant ainsi la réponse aux essais SDT selon l'orientation du prélèvement de la carotte (e.g. valeurs supérieures d'aire d'hystérésis (HA) pour les carottes prélevées verticalement dans cet élément structural).

Quant à l'efficacité des traitements réalisés au début des années 2000 sur différentes colonnes des structures *nord* et *sud* de l'échangeur, les interprétations suivantes sont proposées sur la base de l'inspection visuelle de ces éléments structuraux et des résultats d'essais SDT et DRI :

- Le traitement au silane (*Masterseal*) réalisé sur la colonne Y25 n'a vraisemblablement pas permis d'arrêter l'évolution de l'endommagement interne du béton associable à la RAS. Ceci est en partie lié à son niveau d'endommagement d'origine sans doute sévère (i.e. avant traitement), et au fait que cette colonne demeurait fortement exposée aux intempéries.
- Les colonnes traitées par l'application d'une couche de *Masterseal* suivie d'un enduit de surface (*Texcote*, *Ambex coat*, *Miracote*) montrent une apparence externe fort acceptable. Bien que l'examen visuel permet de reconnaître la trace de fissures sous-jacentes à l'enduit de surface, sans doute présentes pour plusieurs d'entre elles au moment du traitement, très peu de fissures sont réapparues à travers les enduits, confirmant que ces derniers se sont bien comportés au fil des années. Il est à noter que la plupart de ces colonnes étaient situées sous

le tablier du viaduc et ont été par conséquent partiellement ou entièrement protégées des intempéries au cours de leur vie utile. Toutefois, ces colonnes montrent un niveau d'endommagement interne (résultats des essais de SDT et DRI) égal ou supérieur à celui de colonnes adjacentes non traitée, soumises ou non aux intempéries. Ces observations suggèrent que ces traitements n'ont vraisemblablement pas permis de prévenir une certaine progression de l'endommagement interne associable à la RAG, et pourraient même l'avoir accentué, dans certains cas, en piégeant possiblement l'humidité à l'intérieur de cet élément. Toutefois, tel que mentionné précédemment, l'état visuel externe de ces colonnes était en général fort acceptable au moment de leur inspection visuelle.

- Quant à la colonne Y24, traitée à l'aide du *SIKA wrap*, elle montrait un état extérieur général fort acceptable. Les mesures de SDT et de DRI obtenues sur des carottes prélevées au sein de cette colonne indiquent un niveau d'endommagement interne élevé, sans doute en partie hérité de sa condition avant traitement. Il est également possible que la RAS ait continué de progresser, si on se fit sur la comparaison avec les résultats d'essais effectués sur la colonne de référence Y17, dont le niveau d'endommagement interne est inférieur à celui de la colonne Y24.

### **6.3 Thème III – Évaluation du potentiel de réactivité alcaline des granulats de béton recyclé (GBR).**

Les travaux effectués dans cette partie du projet avaient pour objectif ultime de produire des recommandations quant aux meilleures méthodes permettant d'évaluer le potentiel de réactivité alcaline des GBR. Ainsi, des essais de laboratoire ont été réalisés sur des GBR produits à partir de blocs confectionnés en laboratoire avec différents granulats réactifs et placés sur le terrain depuis une quinzaine d'années, de même qu'à partir de trois éléments structuraux de l'échangeur Robert Bourassa – Charest démolis en 2010. Les principales conclusions et recommandations issues des travaux réalisés sur cette partie du projet sont résumées ci-après :

- Lors de l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR grossiers par l'entremise de l'essai accéléré sur barres de mortier, le matériel d'essai doit provenir du concassage / broyage / tamisage très progressif des particules de GBR grossier. Les  *fines de concassage* , issues du processus de concassage des blocs de démolition dans les opérations industrielles, contiennent de fortes proportions de mortier résiduel et ne peuvent par conséquent pas être utilisées pour l'évaluation du potentiel de réactivité alcaline des GBR grossiers. Les  *fines de concassage*  pourront être soumises à l'essai accéléré sur barres de mortier dans la mesure où on voudra évaluer leur potentiel de RAS comme granulats fins à béton. Des travaux sont présentement en cours à l'Université Laval sur ce sujet.
- Compte-tenu de leur forte porosité, il est nécessaire de tenir compte du pourcentage d'absorption des particules de GBR dans la teneur en eau du mélange de mortier. On suggère d'utiliser une partie de l'eau de gâchage, i.e.  $e/c = 0,50 + \% \text{ absorption du granulats de GBR}$ ,

pour permettre l'absorption d'eau par ces particules sur une période de 30 minutes avant la confection du mortier.

- Pour la réalisation des essais sur éprouvettes de béton, il est recommandé, lors de la confection des éprouvettes, d'utiliser des particules de GBR à l'état saturé-surface-sèche (SSS). De plus, compte-tenu de la densité plus faible/variable des GBR par rapport aux granulats conventionnels, on favorisera l'approche de la norme ASTM C 1293 qui préconise l'utilisation de la masse volumique du granulat (compactée ou pilonnée à sec) pour la détermination du rapport pierre : sable dans le béton, plutôt que l'utilisation d'un rapport fixe de 60 : 40 préconisé par la méthode CSA A23.2-14A.
- Une évaluation somme toute raisonnablement fiable du potentiel de réactivité alcaline des GBR peut être obtenue par l'entremise de l'essai accéléré sur barres de mortier à condition que les conditions décrites précédemment soient respectées. Il sera toutefois important de valider cette affirmation par la mise à l'essai d'une plus grande quantité de GBR, et ce autant sur mortier que sur béton.

## 7. RÉFÉRENCES ET AUTRES PUBLICATIONS PERTINENTES

- Abbas, A. 2007. Durability of green concrete as a structural material. Department of Civil and Environmental Engineering. Carleton University. March 2007.
- Abbas, A., Fathifazl, G., Isgor, O.B., Razaqpur, A.G., Fournier, B. & Foo, S. 2008. Proposed method for determining the residual mortar content of recycled concrete aggregates. *Journal of ASTM International*, 5 (1).
- Abbas, A., Fathifazl, G., Fournier, B., Isgor, O.B., Zavadil, R., Razaqpur, A.G. & Foo, S. 2009. Quantification of the residual mortar content in recycled concrete aggregates by image analysis. *Materials Characterization Journal*, 60, 716-28.
- Alexander, M. G. & Milne, T. I. 1995. Influence of Cement Blend and Aggregate Type on Stress-Strain Behavior and Elastic Modulus of Concrete. *ACI Materials Journal*, May 1995, 92.
- ASTM C42 / C42M. 2013. Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. Annual book of ASTM Standards 2013, Vol. 04.02 Concrete and Aggregates, ASTM International, West Conshohocken (USA).
- ASTM C 856-02. 2003. Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete. Annual book of ASTM Standards 2003, Vol. 04.02 Concrete and Aggregates, ASTM International, West Conshohocken (USA).
- ASTM C 1074. 2011. Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method. Annual book of ASTM Standards 2011, Vol. 04.02 Concrete and Aggregates, ASTM International, West Conshohocken (USA).
- BCA (British Cement Association), 1992. The diagnosis of alkali-silica reaction - Report of a working party, British Cement Association, Wexham Springs, Slough, UK, SL3 6PL, 36p.
- Bérard, J. & Roux, R. 1986. La viabilité des bétons du Québec : le rôle des granulats. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 13 : 12-24.
- Bérubé, M.A. & Fournier, B. 1986. Les produits de la réaction alcalis-silice dans le béton: étude de cas de la région de Québec. *Canadian Mineralogist*, 24 : 271-288.
- Bérubé, M.A. & Tremblay, C. 2004. Chemistry of pore solution expressed under high pressure - Influence of various parameters and comparison with the hot-water extraction method. Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on AAR in concrete, Beijing (China), edited by Tang and Deng, Beijing World Publishing Corp., October 2004, 833-842.
- Bérubé, M.A., Frenette, J., Landry, M., McPhedran, D., Pedneault, A. & Ouellet, S. 1994. Évaluation du potentiel résiduel de réaction et d'expansion du béton en service atteint de réactivité alcalis-silice. Rapport final no.CO-93-04, soumis à Hydro Québec, 151 p.

- Bérubé, M.A., Pedneault, A., Chouinard, D., Duchesne, J. & Frenette, J. 1996. Évaluation, gérance, protection et réparation des ouvrages de béton affectés de réactivité alcalis-silice - Projets 1, 2 et 3. Rapport final, soumis à Hydro Québec, 68 p.
- Bérubé, M.A., Dorion, J.F. & Rivest, M. 2000. Distribution of alkalis in concrete structures affected by alkali-silica reactivity and contribution by aggregates. Proceedings, 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate reaction (AAR) in concrete, Québec (Canada), edited by Bérubé, Fournier & Durand, June 2000, 139-149.
- Bérubé, M.A., Frenette, J. & Rivest, M. 2002a. Laboratory Assessment of the Potential Rate of ASR Expansion of Field Concrete. *Cement, Concrete, and Aggregates*, 24 (1) : 28-36.
- Bérubé, M.A., Chouinard, D., Pigeon, M., Frenette, J., Rivest, M. & Vézina, D. 2002b. Effectiveness of Sealers in Counteracting Alkali-Silica Reaction in Highway Median Barriers Exposed to Wetting and Drying, Freezing and Thawing, and Deicing Salts. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29 (2) : 329-337.
- Bérubé, M.A., Chouinard, D., Pigeon, M., Frenette, J., Rivest, M. & Vézina, D. 2002c. Effectiveness of Sealers in Counteracting Alkali-Silica Reaction in Plain and Air-Entrained Laboratory Concretes Exposed to Wetting and Drying, Freezing and Thawing, and Salt Water. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 29 (2) : 289-300.
- Bérubé, M.A., Smaoui, N., Bissonnette, B. & Fournier, B. 2003. Évaluation du comportement des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats. Rapport soumis dans le cadre de l'entente no. 1220-99-BD04 entre le ministère des Transports du Québec et l'Université Laval. Janvier 2003, 111 p. + annexes.
- Bérubé, M.A., Smaoui, N. & Côté, T. 2004a. Expansion Tests on Cores from ASR-Affected Structures. Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on AAR in concrete, Beijing (China), edited by Tang and Deng, Beijing World Publishing Corp., October 2004, 821-832.
- Bérubé, M.A., Smaoui, N., Bissonnette, B. & Fournier, B. 2005a. Outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réactions alcalis-silice (RAS). Études et Recherches en Transport, Ministère des Transports du Québec, Septembre 2005, 140 p.
- Bérubé, M.A., Smaoui, N., Fournier, B., Bissonnette, B. & Durand, B. 2005b. Evaluation of the Expansion Attained to Date by Concrete Affected by ASR - Part III: Application to Existing Structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 32 : 463-479.
- Bérubé, M.A., Fournier, B. & Côté, T. 2012. Using the Damage Rating Index for assessing the expansion of concrete affected by freeze-thaw, sulphate attack, or ASR. Proceedings, 14<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concrete, May 2012, Austin (Texas).
- Clemena, G.G., Lane, S., Freeman, T. & Lozev, M. 2000. Evaluation of nondestructive evaluation methods for application in early detection of deterioration in concrete pavements. VTRC 00-R13. Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, USA, 26p.

- Concrete Materials and Methods of Concrete Construction (CSA A23.1) / Methods of Test and Standard Practices for Concrete (A23.2). 2009. Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada.
- Crisp, T. M., Waldron, P. & Wood, J. G. M. 1993. Development of a non destructive test to quantify damage in deteriorated concrete. *Magazine of Concrete Research*, 45 (165).
- Crisp, T. M., Wood, J. G. M. & Norris, P. 1989. Towards Quantification of Microstructural Damage. AAR Deteriorated Concrete. International Conference on Recent Developments on the Fracture of Concrete and Rock.
- Crouch, R. S. & Wood, J. G. M. 1990. Damage evolution in ASR affected concretes. *Engineering fracture mechanics*, 35 : 211- 218.
- CSA A23.2-14A. 2009. Potential Expansivity of Aggregates (Procedure for Length Change due to Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Prisms at 38°C). Methods of Test and Standard Practices for Concrete (A23.2), Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- CSA23.2-14C. 2009. Obtaining and Testing Drilled Cores for Compressive Strength Testing. Methods of Test and Standard Practices for Concrete (A23.2), Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- CSA A864-00. 2000. Guide to the Evaluation and Management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate Reaction. Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada, 108p.
- Diamond, S. 1989. ASR—Another look at mechanisms. Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, *edited by* K. Okada, S. Nishibayashi & M. Kawamura, Kyoto (Japan), August 1989, 83-94.
- Dunbar, P.A. & Grattan-Bellew, P.E. 1995. Results of damage rating evaluation of condition of concrete from a number of structures affected by ASR. CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions (AAR) in Concrete, Darmouth (Canada), October 1995, 257-266.
- Dunbar, P.A., Mukherjee, P.K., Bleszynski, R. & Thomas, M.D.A. 1996. A comparison of Damage Rating Index with long-term expansion of concrete prisms due to alkali-silica reaction, Proceedings, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, *edited by* A. Shayan, Melbourne (Australie), August 1996, 324- 331.
- Fathifazl, G, Abbas, A., Razaqpur, A.G., Isgor, O.B., Fournier, B. & Foo, S. 2008. Recycled aggregate concrete as a structural material. *CSCCE Canadian Civil Engineer*, 24 (5), 20-23.
- Fecteau, P.L., Fournier, B. & Duchesne, J. 2012. Residual expansion testing : new aspects on cores extracted from exposure blocks submitted to environmental conditions. Proceedings, 14<sup>th</sup> International Conference on alkali-aggregate reaction (AAR) in concrete, May 2012, Austin (Texas).

- Fournier, B. & Bérubé, M.A. 2000. Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27 (2) : 226-245.
- Fournier, B. & Bérubé, M.A. 2011. Programme d'investigation relatif à l'alcali-réaction au barrage Des Quinze, Département de géologie et de génie géologique de l'Université Laval. Rapport final remis au Centre d'Expertise hydrique du Québec, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Septembre 2011, 78p.
- Fournier, B. & Fecteau, P.L. 2011. Evaluation of damage in concrete affected by ASR. Progress report no. 1. Federal Highway Administration (USA) ASR Development and Deployment Program Field Application and Demonstration Projects, The Transtec Group, 120 p.
- Fournier, B., Canaj, R., Bilodeau, A., Brearley, G. & Malhotra, V.M. 1997. CANMET / Industry Joint Research Program on Alkali-Aggregate Reaction. CANMET Materials Technology Laboratory, 306 p.
- Fournier, B., Nkinamubanzi, P.C. & Chevrier, R. 2004a. Comparative Field and Laboratory Investigations on the Use of SCMs to Control ASR in Concrete. Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on AAR in concrete, Beijing (China), *edited by* Tang and Deng, Beijing World Publishing Corp., October 2004, 528-537.
- Fournier, B., Chevrier, R., Grosbois, M., Lisella, R., Shehata, M., Folliard, K., Ideker, J., Thomas, M.D.A. & Baxter, S. 2004b. The Accelerated Concrete Prism Test (60°C): variability of the Test Method and Proposed Expansion Limits. Proceedings, 12<sup>th</sup> International Conference on AAR in concrete, Beijing (China), *edited by* Tang and Deng, Beijing World Publishing Corp., October 2004, 314-323.
- Fournier, B., Nkinamubanzi, P.C., Lu, D., Thomas, M.D.A., Folliard, K.J. & Ideker, J. 2006. Evaluating potential alkali-reactivity of concrete aggregates – How reliable are the current and new test methods? II Symposium on alkali-aggregate reaction in concrete structures. Brazilian Concrete Institute-Ibracon and Brazilian Committee on Dams-CBDB, Rio de Janeiro, Brazil, September, 2006.
- Fournier, B., Lamothe, P. & Nkinamubanzi, P-C. 2007. Évaluation de l'effet combiné de la température et de l'humidité sur le développement de la RAS dans le béton. Rapport final, Laboratoire de béton, mars 2007, 100p. + annexes.
- Fournier, B., Tremblay, S. & Frenette, J. 2009. Results of the petrographic and stiffness damage testing of concrete cores from the Princess Margaret Bridge, Fredericton, NB., Report submitted to GEMTEC – Consulting Engineers and Scientists, April 2009, 17 p. + appendix (total 71p).
- Fournier, B., Bérubé, M.A., Folliard, K.J. & Thomas, M.D.A. 2010a. Report on the diagnosis, prognosis and mitigation of alkali-silica reaction (ASR) in transportation structures. Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-HIF-09-004, January 2010.

- Fournier, B., Ideker, J.H., Folliard, K.J., Thomas, M.D.A., Nkinamubanzi, P.C. & Chevrier, R. 2010b. Effect of environmental conditions on expansion in concrete due to alkali-silica reaction (ASR). *Materials Characterization Journal*, 60 : 669-679.
- Fournier, B., Fecteau, P.L., Villeneuve, V., Tremblay, S. & Sanchez, L. 2015. Description of petrographic features of damage in concrete used in the determination of the *Damage Rating Index (DRI)*. Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, 58 p.
- Gao, X.X., Multon, S., Cyr, M. & Sellier, A. 2011. Optimising an expansion test for the assessment of alkali-silica reaction in concrete structures. *Materials and Structures*, 44 (9) : 1641-1653.
- Giannini, E. & Folliard, K. 2012. Stiffness damage and mechanical testing of core specimens for the evaluation of structures affected by ASR. Proceedings, 14<sup>th</sup> International conference on alkali-aggregate reaction (AAR) in concrete, Austin (Texas), May 2012.
- Gholamreza, F. 2007. Structural Performance of Steel Reinforced Recycled Concrete Members. Ph.D. Thesis, Carleton University, Ottawa, ON (Canada), 2007, 464 p.
- Grattan-Bellew, P.E. 1995. Laboratory evaluation of alkali-silica reaction in concrete from Saunders generating station, *ACI Materials Journal*, 92 (2) : 126-134.
- Grattan Bellew, P.E. & Danay, A. 1992. Comparaison of laboratory and field evaluation of alkali-silica reaction in large dams, Proceedings, International Conference on Concrete Alkali-Aggregate Reactions in Hydraulic Plants and Dams, Canadian Electrical Association, Fredericton, 1-23.
- Grattan-Bellew, P.E. & Mitchell, L.D. 2006. Quantitative petrographic analysis of concrete –The Damage Rating Index (DRI) method, a review. Proceedings, 8<sup>th</sup> International CANMET-ACI Conference on Recent Advances in Concrete Technology – Marc-André Bérubé Symposium on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, Montréal (Canada), May 2006, *edited by B. Fournier*, 321-334.
- Guo, J. S. & Waldron, P. 2000. Development of the stiffness damage test for characterization of thermally loaded concrete. *Materials and structures*, October 2000, 483-491.
- Ideker, J.H., East, B.L., Folliard, K.J., Thomas, M.D.A. & Fournier, B. 2010. The current state of the accelerated concrete prism test. *Cement and Concrete Research*, 40 : 550-555.
- ISE 1992. Structural effects of alkali-aggregate reaction: technical guidance on the appraisal of existing structures. The Institution of Structural Engineers (ISE), London, UK.
- Katz, A. 2003. Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete. *Cement and Concrete Research*, 33 (5) : 703-712.
- Komar, A., Hartell J. & Boyd, A. J. 2013. Pressure tension test: reliability for assessing concrete deterioration. Proceedings, 7th International Conference on Concrete under Severe Conditions - Environment and Loading. Nanjing (China), September 2013.

- Kubo, Y. & Nakata, M. 2012. Effect of reactive aggregate on mechanical properties of concrete affected by alkali-silica reaction. Proceedings, 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete. May 2012, Austin (Texas).
- Krezel, Z.A. & McManus, K.J. 2000. Recycling Demolition Waste to Fight Noise Pollution. 4th Annual Australian Environmental Engineering Research Event, Victor Harbor.
- Mindess, S., Young, J. F. & Darwin, D. 2003. Concrete. Book. Pearson Education Ltda. second edition.
- Nixon, P.J & Bollinghaus, R. 1985. The effect of alkali aggregate reaction on the tensile strength of concrete. *Durability of Building Materials*, 2 (3) : 243-248.
- Özkan, S., Canan, T. & Mehmet Ali, T. 2002. Influence of Aggregate Type on Mechanical Behavior of Normal- and High-Strength Concretes. *ACI Materials Journal*, 99 (6) : 528-544.
- Powers, L. & Shrimmer, F.H. 2007. Quantification of ASR in concrete: an introduction to the Damage-Rating method, Proceedings, 29th International Conference on Cement Microscopy, May 2007, Québec (Québec).
- Rivard, P. & Ballivy, G. 2005. Assessment of the expansion related to alkali-silica reaction by the Damage Rating Index method. *Construction and Building Materials*, 19 : 83-90.
- Rivard, P., Fournier, B. & Ballivy, G. 2002. The Damage Rating Index Method for ASR Affected Concrete – A Critical review of Petrographic Features of Deterioration and Evaluation Criteria. *Cement, Concrete & Aggregates*, 24 (2) : 1-11.
- Rivard, P., Fournier, B. & Ballivy, G. 2000. Quantitative Petrographic Technique for Concrete Damage Due to ASR: Experimental and Application. *Cement, Concrete & Aggregates*, 22 (1) : 63-72.
- Rogers, C.A. & Hooton, R.D. 1993. Reduction in mortar and concrete expansion with reactive aggregates due to alkali leaching. *Cement, Concrete and Aggregates*, 13 : 42-49.
- Rogers, C., Lane, B. & Hooton, R.D. (2000). Outdoor exposure for validating the effectiveness of preventive measures for alkali-silica reaction, Proceedings, 11<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in concrete, June 2000, Québec (Canada), *edited by Bérubé, Fournier & Durand*, 743-752.
- Salomon, M. & Panetier, J.L. 1994. Quantification du degré d'avancement de l'alkali-réaction dans les bétons et de la néofissuration associée, Proceedings, 3rd CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Nice (France), 383-401.
- Sanchez, L. F. M. 2014. Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction. Thèse de doctorat interuniversitaire en sciences de la Terre, Université Laval, Québec, 401p.
- Sanchez, L. F. M., Fournier, B., Jolin, M. & Bastien, J. 2015a. Evaluation of the Stiffness Damage Test (SDT) as a tool for assessing damage in concrete due to alkali-silica reaction

- (ASR): input parameters and variability of the test responses. *Construction and Building Materials*, 77 : 20-32.
- Sanchez, L.F.M., Fournier, B., Jolin, M. & Duchesne, J. 2015b. Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI). *Cement and Concrete Research*, 67 : 74-92.
- Sanchez, L.F.M., Multon, S., Sellier, A., Cyr, M., Fournier, B. & Jolin, M. 2014a. Comparative study of a chemo mechanical modeling for alkali-silica reaction (ASR) with experimental evidences. *Construction and Building Materials*, 72 : 301-315.
- Sanchez, L.F.M., Fournier, B., Jolin, M. & Bastien, J. 2014b. Evaluation of the Stiffness Damage Test (SDT) as a tool for assessing damage in concrete due to ASR: test loading and output responses for concretes incorporating fine or coarse reactive aggregates. *Cement and Concrete Research*, 56 : 213-229.
- Sanchez, L.F.M., Fournier, B., Jolin, M., Bedoya, M. A. B., Bastien, J. & Duchesne, J. 2014c. Use of the Damage Rating Index (DRI) to quantify damage due to alkali-silica reaction in concrete incorporating reactive fine and coarse aggregates. Soumis à *ACI Materials Journal*, octobre 2014.
- Sanchez, L. F. M., Fournier, B., Jolin, M. & Bastien, J. 2014d. Practical use of the Stiffness Damage Test (SDT) for assessing damage in concrete infrastructure affected by alkali-silica reaction. Soumis à *Cement and Concrete Composites*, septembre 2014.
- Shehata, M., Christidis, C., Mikhaïel, W., Rogers, C. & Lachemi, M. 2008. Reactivity of Reclaimed Concrete Aggregate Produced from Concrete Affected by Alkali-silica Reaction. Proceedings, 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) in concrete, Trondheim (Norvège), juin 2008.
- Shrimer, F.H. 2000. Application and use of Damage Rating Index in assessment of AAR-affected concrete-selected case studies. Proceedings, 11<sup>th</sup> International Conference on AAR in concrete, Québec (Canada), edited by Bérubé, Fournier & Durand, June 2000, 899-907.
- Sims, I., Hunt, B. & Miglio, B. 1992. Quantifying microscopical examinations of concrete for alkali aggregate reaction (AAR) and other durability aspects, American Concrete Institute, SP 131-114 : 267-287.
- Smaoui, N., Bérubé, M.A., Fournier, B., Bissonnette, B. & Durand, B. 2004a. Evaluation of the Expansion Attained to Date by Concrete Affected by ASR - Part I: Experimental Study. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31 (5) : 826-845.
- Smaoui, N., Fournier, B., Bérubé, M.A., Bissonnette, B. & Durand, B. 2004b. Evaluation of the Expansion Attained to Date by Concrete Affected by ASR - Part II : Application to Non-reinforced Concrete Specimens Exposed Outside. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31 : 997-1011.

- Smaoui, N., Bérubé, M. A., Fournier, B. & Bissonnette, B. 2004c. Influence of specimen geometry, orientation of casting plane, and mode of concrete consolidation on expansion due to ASR. *Cement, Concrete and Aggregates*, 26 (2) : 58-70.
- St-John, D, A. 1989. Alkali-Aggregate Reaction in New Zealand – A Continuing Problem. Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, Kyoto (Japan), *edited by* K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura. August 1989, 51-56.
- St-John, D.A., Poole, A.W. & Sims I. 1998. Concrete Petrography: A handbook of investigative techniques, Arnold, Londres, 474 p.
- Villeneuve, V. 2011. Détermination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative. Thèse de maîtrise, Université Laval, janvier 2011.
- Villeneuve, V. & Fournier, B. 2009. Détermination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative. Séminaire 2009, Chapitre du Québec et de l'est de l'Ontario de l'ACI, Boucherville (Canada), CD.
- Villeneuve, V., Fournier, B. & Duchesne, J. 2012. Determination of the damage in concrete affected by ASR – the Damage Rating Index (DRI). Proceedings, 14<sup>th</sup> International Conference on alkali-aggregate reaction (AAR) in concrete, May 2012, Austin (Texas)).
- Walker, H.N., Lane, S. & Stutzman, P.E. 2004. Petrographic methods of examining hardened concrete: a petrographic manual, FHWA-HRT-04-150, Virginia Transportation Research Council et Federal Highway Administration, États-Unis, 333 p.
- Walsh. J. B. 1965. The effects of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks. *Journal of Geophysical Research*, 70 : 339 - 411.
- Wood, G. M. & Johnson, R. A. 1989. An engineer's perspective on UK. Experience with alkali-aggregate reaction. Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, *edited by* K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura. August 1989, Kyoto (Japan), 785-790,
- Wood, G. M. & Johnson, R. A. 1993. The appraisal and maintenance of structures with alkali-silica reaction. Paper, Institution of Structural Engineers.
- Wood, G. M., Norris, P. & Leek, D. 1989. Physical Behavior of AAR Damaged Concrete in Structures and in Test Conditions. Proceedings, 8<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, Kyoto (Japan), *edited by* K. Okada, S. Nishibayashi and M. Kawamura. August 1989, 765-770.
- Wood, G. M. & Nixon, P.J. 1996. Livesey, Relating ASR Structural Damage to Concrete Composition and Environment. Proceedings, 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concrete, August 1996, *edited by* A. Shayan, Melbourne (Australie), 450–457.

## 8. Remerciements

Nous voulons d'abord remercier le personnel du secteur Béton de ciment, particulièrement M. Alain Hovington et Mme Nadia Pouliot, de même que le personnel technique de leur équipe, pour leur aide logistique et leur soutien exceptionnel dans la planification et la réalisation de ce projet. Leur aide/soutien, tant sur le terrain qu'en laboratoire, est certainement en partie responsable du succès de plusieurs éléments de ce projet de recherche. Nous tenons également à remercier les autres intervenants du ministère des transports du Québec qui ont de près ou de loin permis d'obtenir une panoplie d'échantillons au cours du processus de démolition de l'échangeur Robert Bourassa – Charest, opérations qui ont exigé des efforts logistiques et techniques exceptionnels !!

Nous aimerions remercier la compagnie Ciment Québec pour le don du ciment utilisé dans le cadre de ce projet, de même que le ministère des Ressources Naturelles Canada, division de CANMET, pour le support du personnel technique et la possibilité d'utiliser les équipements et laboratoires nécessaires à la préparation des granulats de béton recyclé.

Nous tenons à remercier messieurs Charles Lafrenière, Mathieu Turcotte-Robitaille, Anthony Allard, Mme Sofie Tremblay, de même que le personnel technique et les assistants de recherche (étudiants au baccalauréat en géologie et génie géologique) impliqués dans ce projet pour leur aide considérable dans la réalisation des différents essais et travaux effectués dans le cadre de ce projet.

## **Annexe A**

Extrait du rapport de Fournier et al. (2009) décrivant les caractéristiques pétrographiques de bétons provenant des piliers (affecté par la RAG) du *Princess Margaret Bridge*, Frédéricton (NB)

Fournier, B., Tremblay, S. & Frenette, J. 2009. Results of the Petrographic and Stiffness Damage Testing of Concrete Cores from the Princess Margaret Bridge, Fredericton, NB., Report submitted to Gemtec – Consulting Engineers and Scientists, April 2009, 17 p. + appendix (total 71p).

The following classification of the ASR-related damage in the set of concrete cores from the Princess Margaret Bridge is based on the DRI values and the petrographic observations. The ranges of DRI values are based on the method proposed by Grattan-Bellew & Danay (1992); however, the data have been re-calculated according to the method of Villeneuve et al. (2012) and the values are given in bracket.

**Damage Group 1: DRI values up to ~250/300 [0 – 200/250 according to Villeneuve et coll. (2012)]**

*General description* → Concrete in good condition with no signs of deterioration visible at the macro level (with naked eyes) and limited signs of deterioration at the micro level (under the stereomicroscope at the magnification used for the DRI). The signs of ASR in the cores of this group are generally at the trace level.

The general petrographic characteristics of the cores of this group are as follows:

- Limited cracking in the coarse aggregate particles; mostly “tight” cracks (likely caused by the quarrying operations), which are sometimes (but not commonly) filled with ASR gel (white veinlets) and that rarely extend into the cement paste. Reaction rims are found around only a few coarse aggregate particles and are often difficult to positively identify.
- Noticeable to mild cracking (< 0.02mm in width) is sometimes visible in the cement paste under the stereomicroscope, however mainly limited in extension (not connected into a network).
- Very limited deposits of secondary products in the voids of the cement paste; in most cases (i.e. for the cores of this group), the deposits of secondary products in the air voids correspond to ettringite. They are found lining and sometimes filling (e.g. E1VA) air voids of the paste.

**Damage Group 2: DRIs between ~250/300 and ~500 [200/250 - 400 according to Villeneuve et coll. (2012)]**

*General description* → Concrete generally in good condition with fair signs of deterioration visible at the macro level (with naked eyes) but fair to moderate signs of deterioration at the micro level (under the stereobinocular microscope at the magnification used for the DRI). Signs of ASR of the cores in this group are generally fair to moderate.

The general petrographic characteristics of the cores of this group are as follows:

- Fine cracking in several aggregate particles with a fair to moderate proportion of those being at least partially filled with ASR gel, mostly argillite aggregate particles; the aggregate cracks still rarely extend to a significant extent into the cement paste (at least at the magnification used for the DRI under the stereomicroscope).
- Mild to significant cracking (< 0.02mm with locally up to 0.05mm in width) is visible in the cement paste under the stereomicroscope; ASR gel can be present in some (but limited proportion) of those cracks.
- Reaction rims are observed around a significant proportion of aggregate particles, mostly argillite but also some greywacke aggregate particles.

- Deposits of secondary products are visible in a fair number of air voids of the cement paste; ettringite is generally the most common secondary products found in the voids, sometimes in large amounts.

**Exceptions:** Samples W3BV (DRI of 341), W1VA (DRI of 308), E3V (DRI of 392) could probably be classified, in terms of ASR-related damage, in Group 1. The high DRIs are largely attributed to the large proportion of air voids containing ettringite deposits, which is not really a damage per se.

**Damage Group 3: DRIs between ~500 and 900/1000 [400 - 700/750 according to Villeneuve et coll. (2012)]**

*General description* → Concrete with moderate signs of deterioration visible at the macro level (with naked eyes) and important signs of damage visible at the micro level (under the stereomicroscope at the magnification used for the DRI). Signs of ASR of the cores in this group are generally moderate to severe.

The general petrographic characteristics of the cores of this group are as follows:

- Cracks are observed in a large proportion of reactive aggregate particles (both greywacke and argillite aggregate particles), a large proportion of those being filled with reaction products (white veinlets, mainly in argilite but also in greywacke aggregate particles). In many cases, cracking in the aggregate particles extends into the cement paste (visible under the stereomicroscope) and sometimes connects reactive aggregate particles.
- Significant to important cracking is visible in the cement paste (< 0.02mm, locally up to 0.05mm); several cracks incorporate ASR gel.
- Reaction rims observed around a significant to large proportion of the aggregate particles, both argilite and greywacke aggregate particles.
- Deposits of secondary products in a significant number of air voids of the cement paste; both ettringite and alkali-silica gel can be present.

**Damage Group 4 : DRIs > 800-1000 (only two samples) [> 700/750 according to Villeneuve et coll. (2012)]**

*General description* → Concrete with severe signs of deterioration both at the macro (with naked eyes) and micro (under the stereomicroscope at the magnification used for the DRI) levels. Signs of ASR of the cores in this group are generally severe to very severe.

- Description similar to Group 3 but even more severe at the macro level, i.e. cracking visible with naked eye both in the aggregate particles (numerous white veinlets) and the cement paste (< 0.05mm with locally up to 0.20mm).

### Micrographs of the polished sections are given hereafter

Note: le tableau ci-dessous compare les valeurs de DRI obtenues selon les méthodes de Grattan-Bellew & Danay (1992) (valeur indiquées dans les légendes de micrographies) et Villeneuve et al. (2012) pour les échantillons illustrés dans les figures E1 à E8.

- Figure E1 : Sections polies E6 (1 of 3), W6HA (3 of 4) et E1VA (1 of 5)
- Figure E2 : Sections polies E4A (3 of 4) et W6HE (1 of 3)
- Figure E3 : Sections polies W3BV (1 of 3), WAH (2 of 4), E7V (4 of 4), et E14 (2 of 3)
- Figure E4 : Sections polie WAH (2 of 4)
- Figure E5 : Sections polie W4AV (9 of 9)
- Figure E6 : Sections polie E7 (old concrete)
- Figure E7 : Sections polie E5 (4 of 4)
- Figure E8 : Sections polie 1A

Échantillon	DRI selon Grattan-Bellew & Danay (1992)	DRI selon Villeneuve et al. (2012)
E6	<b>110</b>	<b>81</b>
W6HA	<b>207</b>	<b>171</b>
E1VA	<b>234</b>	<b>98</b>
E4A	<b>265</b>	<b>206</b>
W6HE	<b>285</b>	<b>237</b>
W3BV	<b>341</b>	<b>195</b>
WAH	<b>383</b>	<b>358</b>
E7V	<b>448</b>	<b>??</b>
E14	<b>506</b>	<b>361</b>
W4AV	<b>761</b>	<b>593</b>
E7	<b>796</b>	<b>596</b>
E5	<b>875</b>	<b>703</b>
1A	<b>1358</b>	<b>990</b>

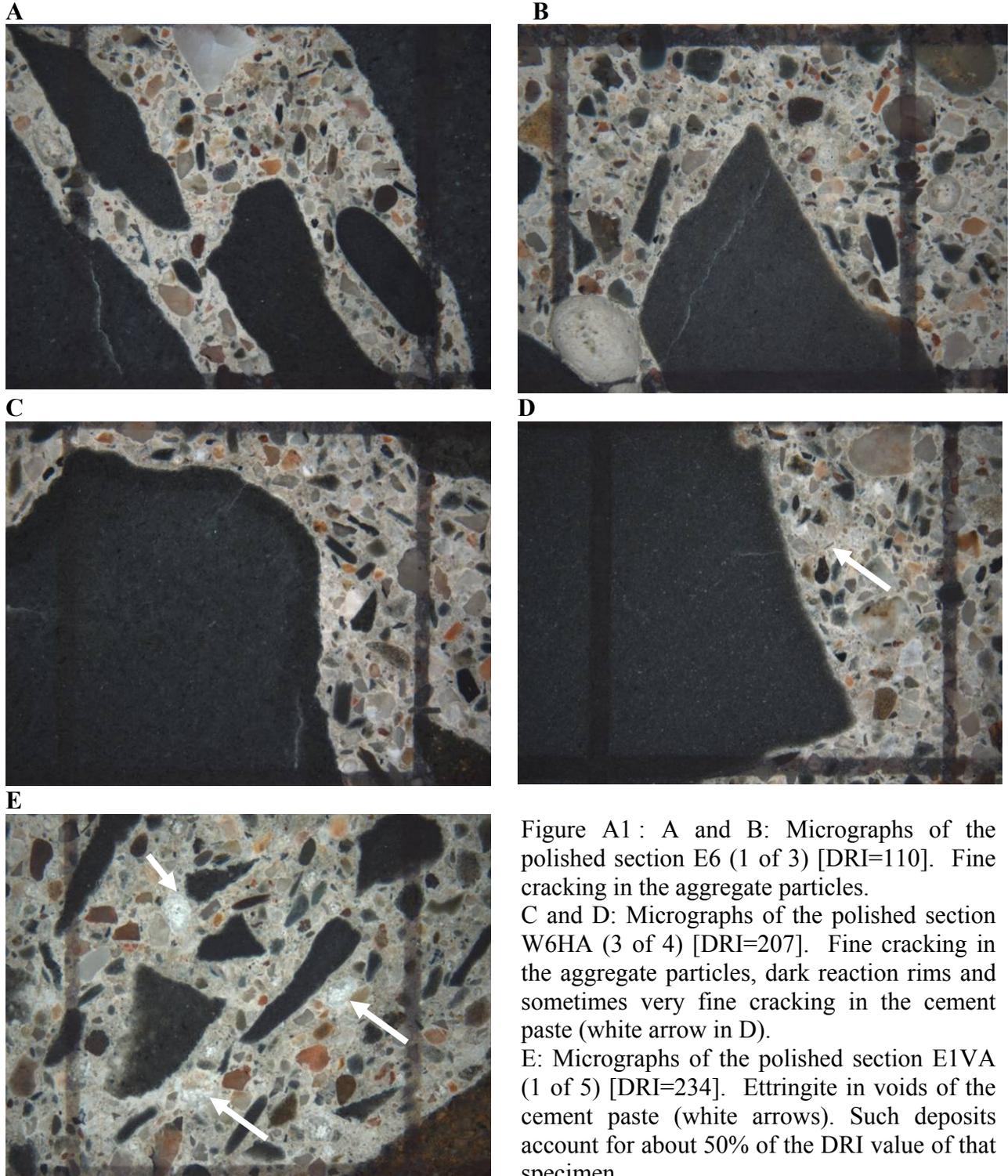


Figure A1 : A and B: Micrographs of the polished section E6 (1 of 3) [DRI=110]. Fine cracking in the aggregate particles.

C and D: Micrographs of the polished section W6HA (3 of 4) [DRI=207]. Fine cracking in the aggregate particles, dark reaction rims and sometimes very fine cracking in the cement paste (white arrow in D).

E: Micrographs of the polished section E1VA (1 of 5) [DRI=234]. Ettringite in voids of the cement paste (white arrows). Such deposits account for about 50% of the DRI value of that specimen.

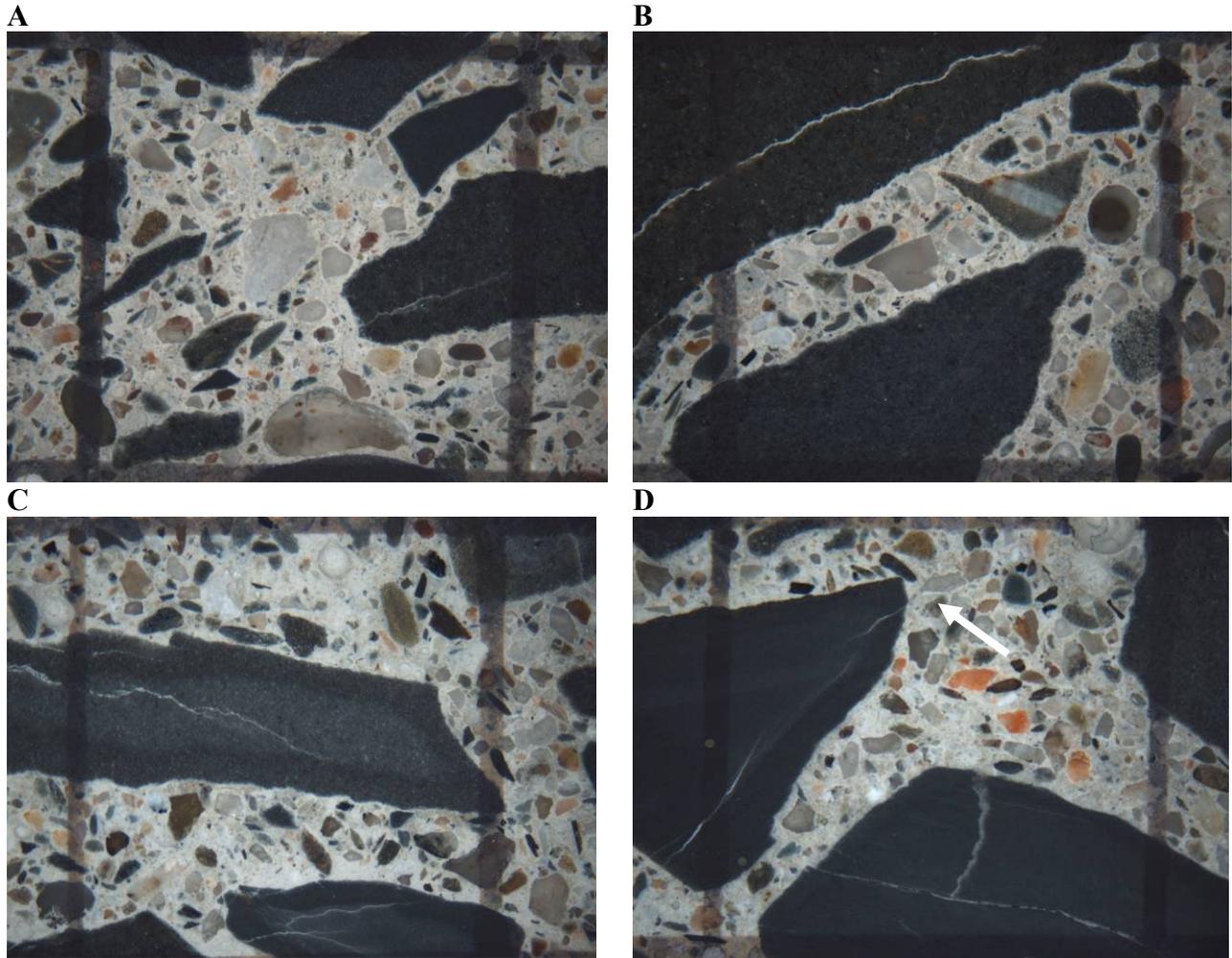


Figure A2 : A and B: Micrographs of the polished section E4A (3 of 4) [DRI=265]. Fine cracking in the aggregate particles, sometimes filled with alkali-silica reaction products (white veinlet in the left particle in B). C and D: Micrographs of the polished section W6HE (1 of 3) [DRI=285]. Fine cracking filled with alkali-silica reaction products in the aggregate particles (argilite), dark reaction rims. Noticeable cracking in the cement paste (white arrow in D).

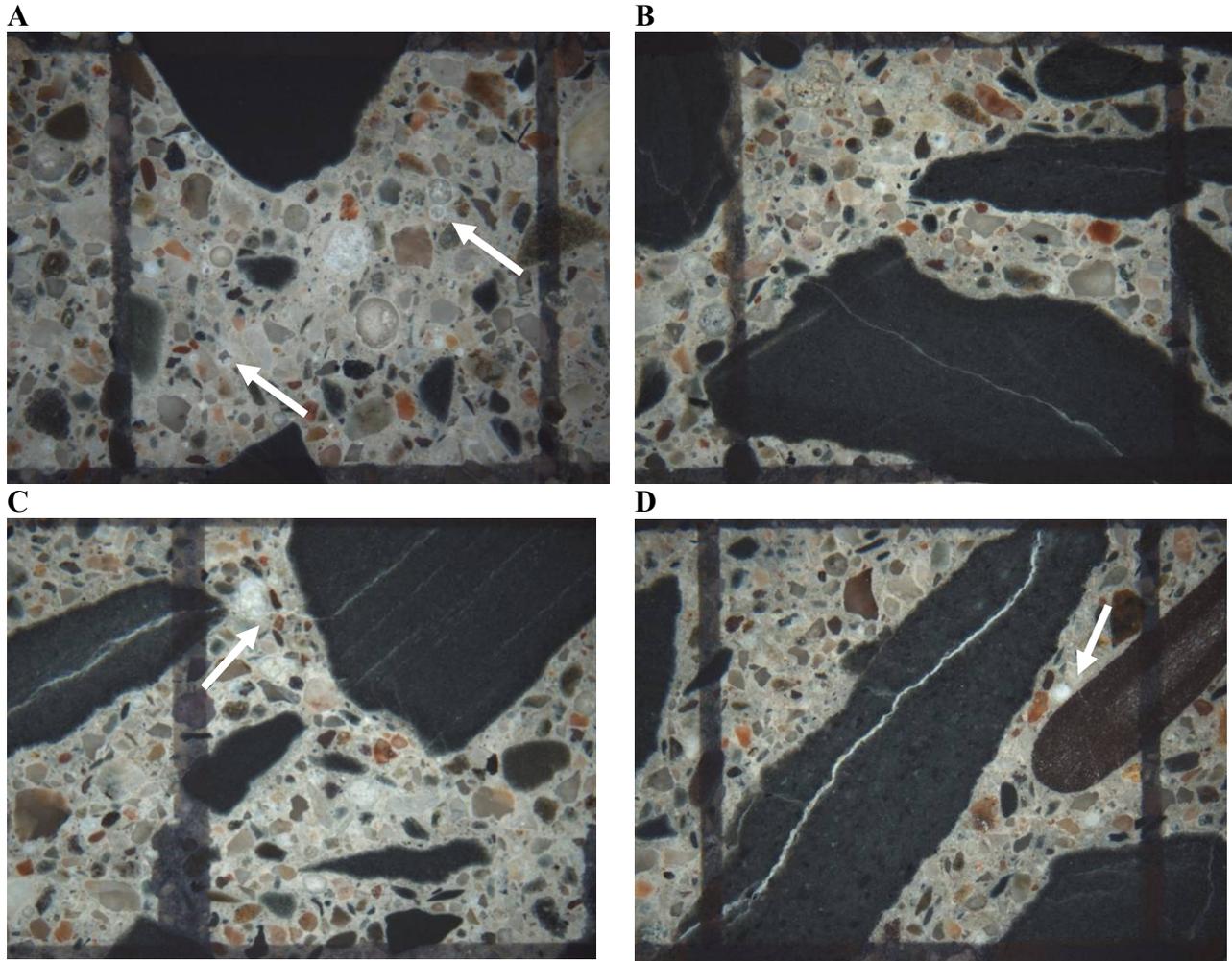


Figure A3 : A: Micrograph of the polished section W3BV (1 of 3) [DRI=341]. Ettringite deposits lining voids of the cement paste (white arrows). B: Micrograph of the polished section WAH (2 of 4) [DRI=383]. Fine cracking filled with alkali-silica reaction products in the aggregate particles, dark reaction rims. C: Micrograph of the polished section E7V (4 of 4) [DRI=448]. Fine cracking filled with alkali-silica reaction products in the aggregate particles, dark reaction rims. Noticable cracking in the cement paste, connecting two aggregate particles and alkali-silica gel lining air void (white arrow). D: Micrograph of the polished section E14 (2 of 3) [DRI=506]. Crack filled with alkali-silica reaction products a greywacke aggregate particle, dark reaction rims, alkali-silica gel filling an air void in the cement paste (white arrow).

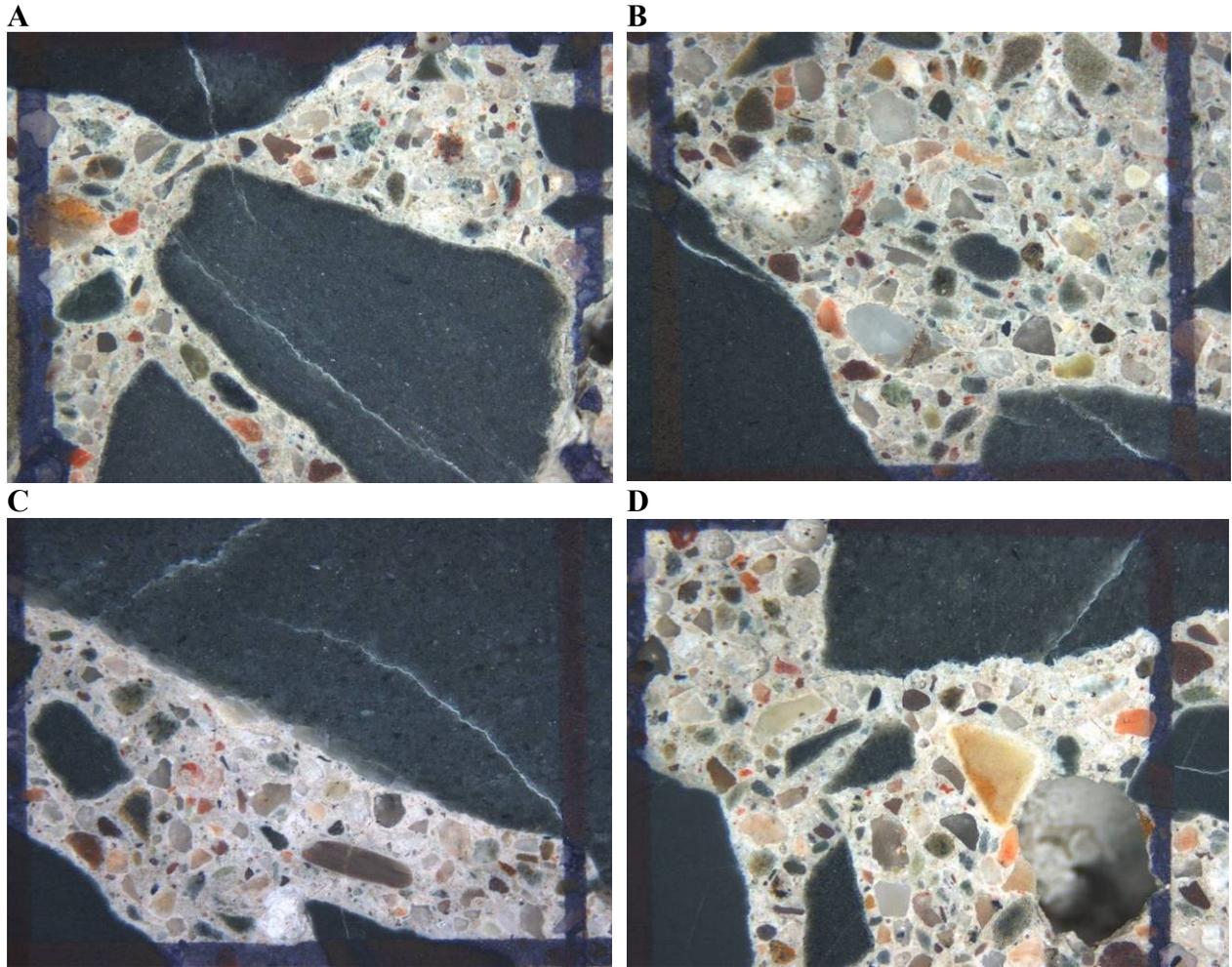


Figure A4 : Micrographs of the polished section WAH (2 of 4) [DRI=383]. Fair signs of ASR are observed, including cracking in the cement paste and the aggregate particles (with gel in many cases), reaction rims around reactive argillite and greywacke particles, and deposits of gel in the voids of the cement paste. Cracks are observed in the cement paste under the stereomicroscope but not easily with naked eyes.

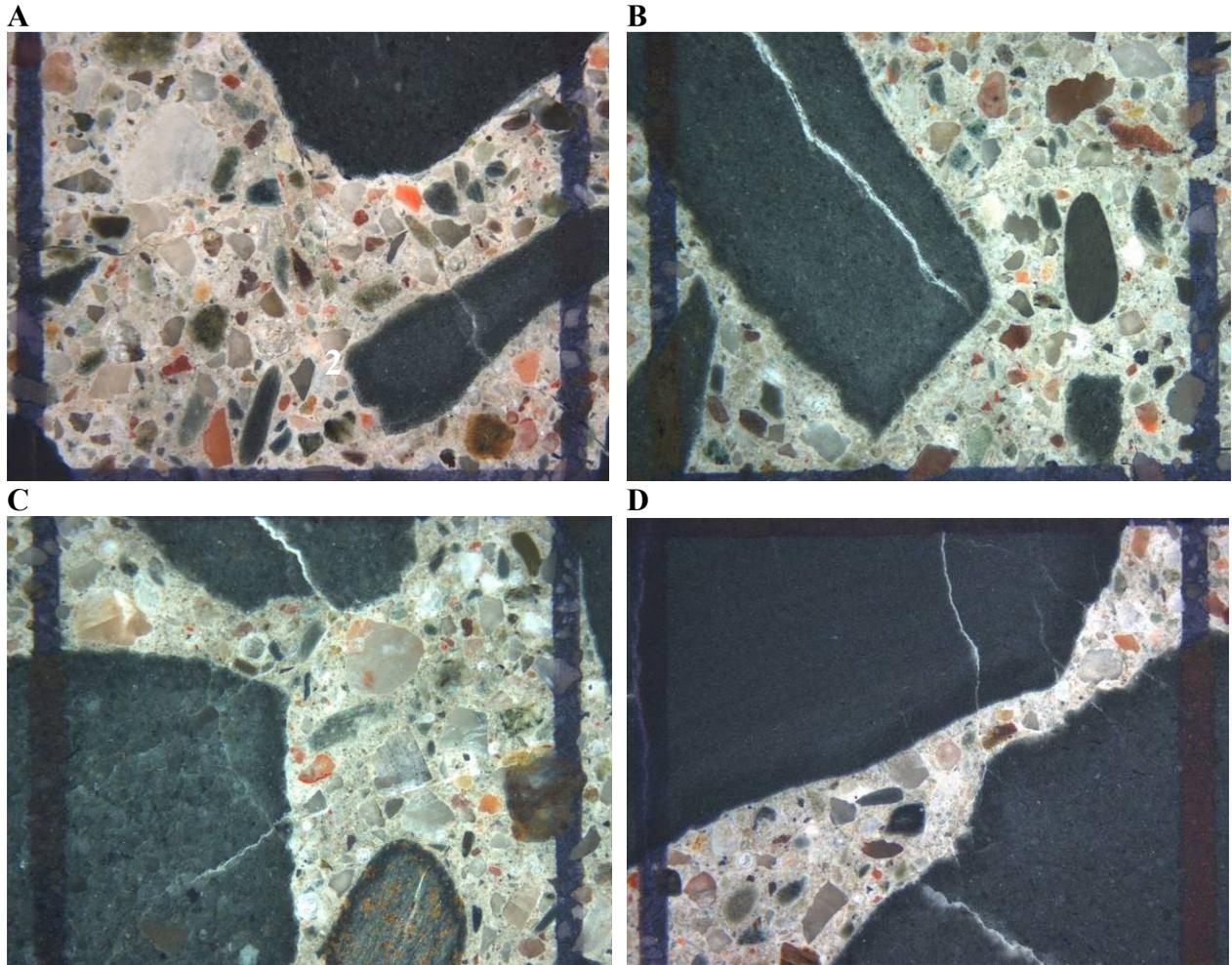


Figure A5 : Micrographs of the polished section W4AV (9 of 9) [DRI=761]. Moderate to severe signs of ASR are observed, including cracking in the cement paste and the aggregate particles (with gel in many cases), reaction rims around reactive argillite and greywacke particles, and deposits of gel in the voids of the cement paste. Numerous cracks are seen in the cement paste; however, they are not at large as in the case of the section 1A.

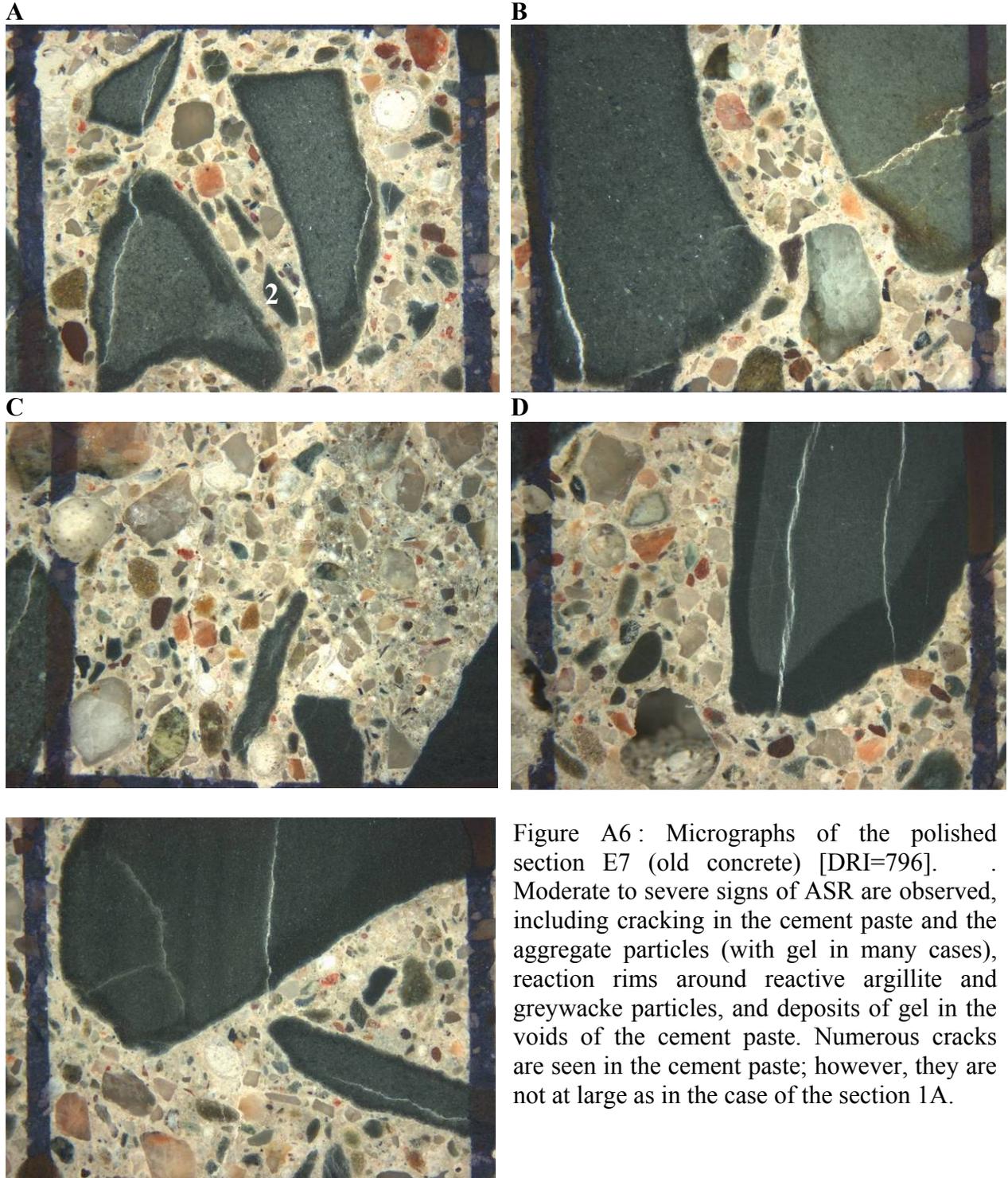


Figure A6: Micrographs of the polished section E7 (old concrete) [DRI=796]. Moderate to severe signs of ASR are observed, including cracking in the cement paste and the aggregate particles (with gel in many cases), reaction rims around reactive argillite and greywacke particles, and deposits of gel in the voids of the cement paste. Numerous cracks are seen in the cement paste; however, they are not at large as in the case of the section 1A.

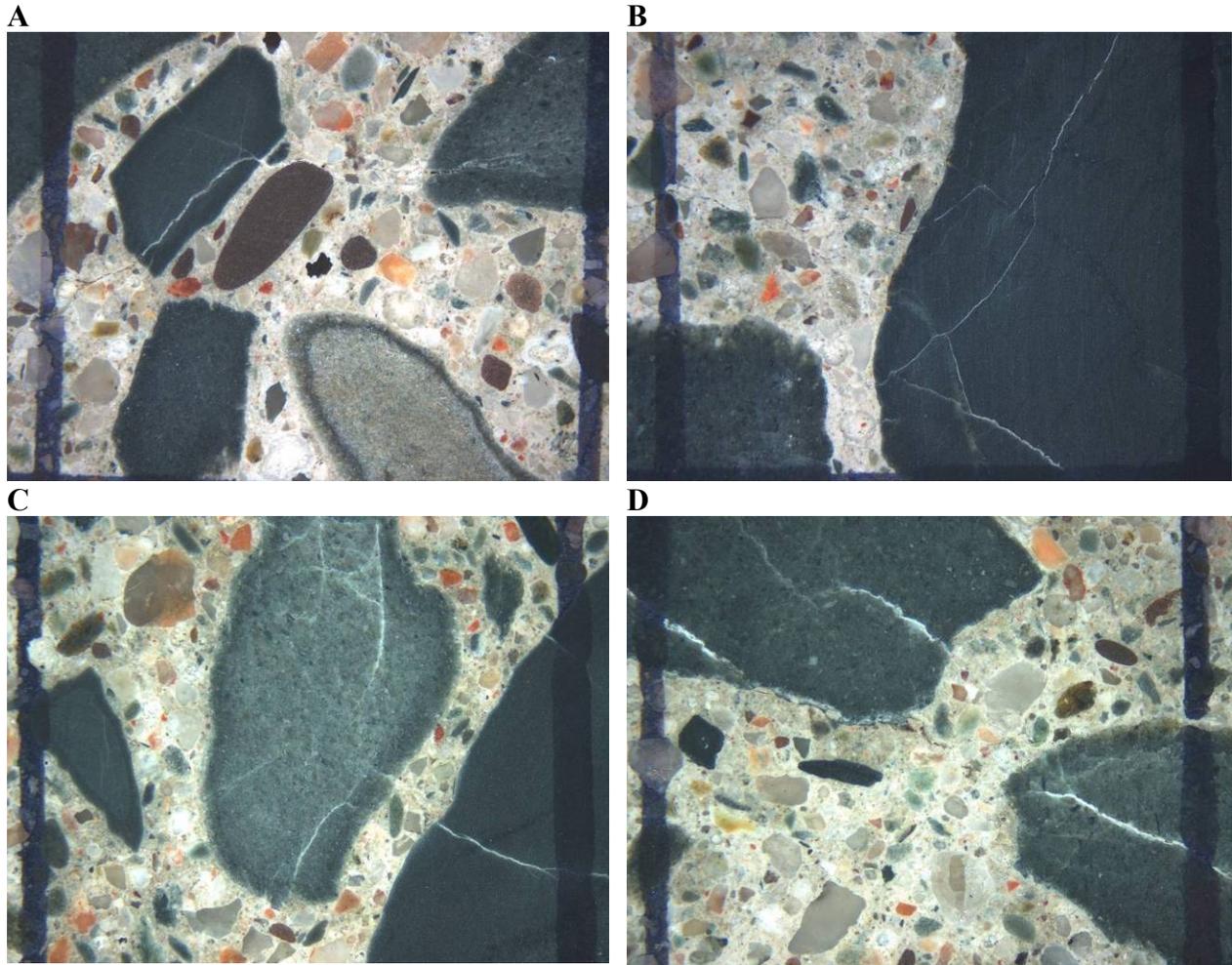


Figure A7 : Micrographs of the polished section E5 (4 of 4) [DRI=875]. Moderate to severe signs of ASR are observed, including cracking in the cement paste and the aggregate particles (with gel in many cases), reaction rims around reactive argillite and greywacke particles, and deposits of gel in the voids of the cement paste. Numerous cracks are seen in the cement paste; however, they are not at large as in the case of the section 1A.

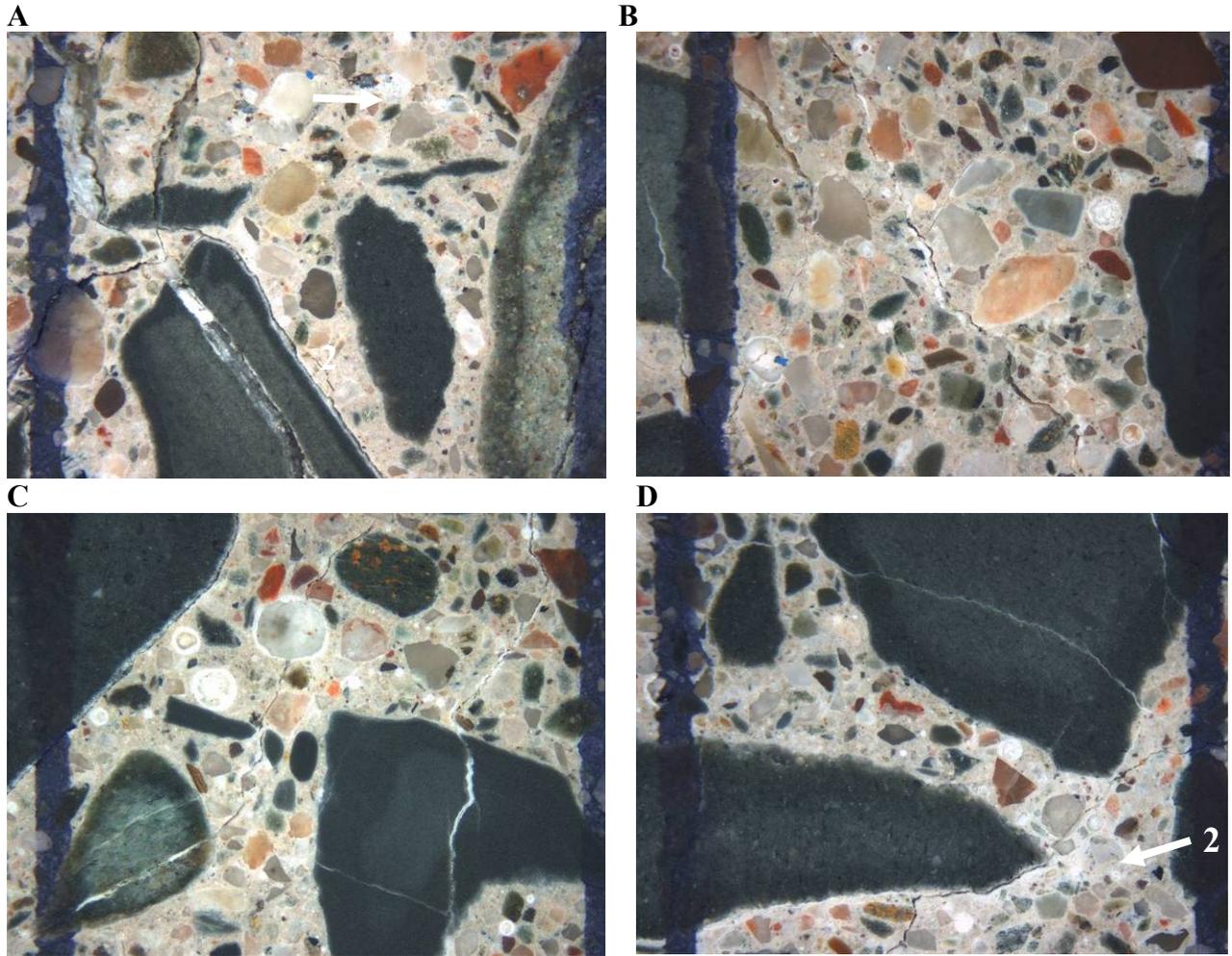


Figure A8 : Micrographs of the polished section 1A [DRI=1358]. Very severe signs of ASR are observed, including extensive cracking in the cement paste and the aggregate particles (with gel in many cases), reaction rims around reactive argillite and greywacke particles, and deposits of gel in the voids of the cement paste.

## **Annexe B**

### **Vue générale des colonnes**

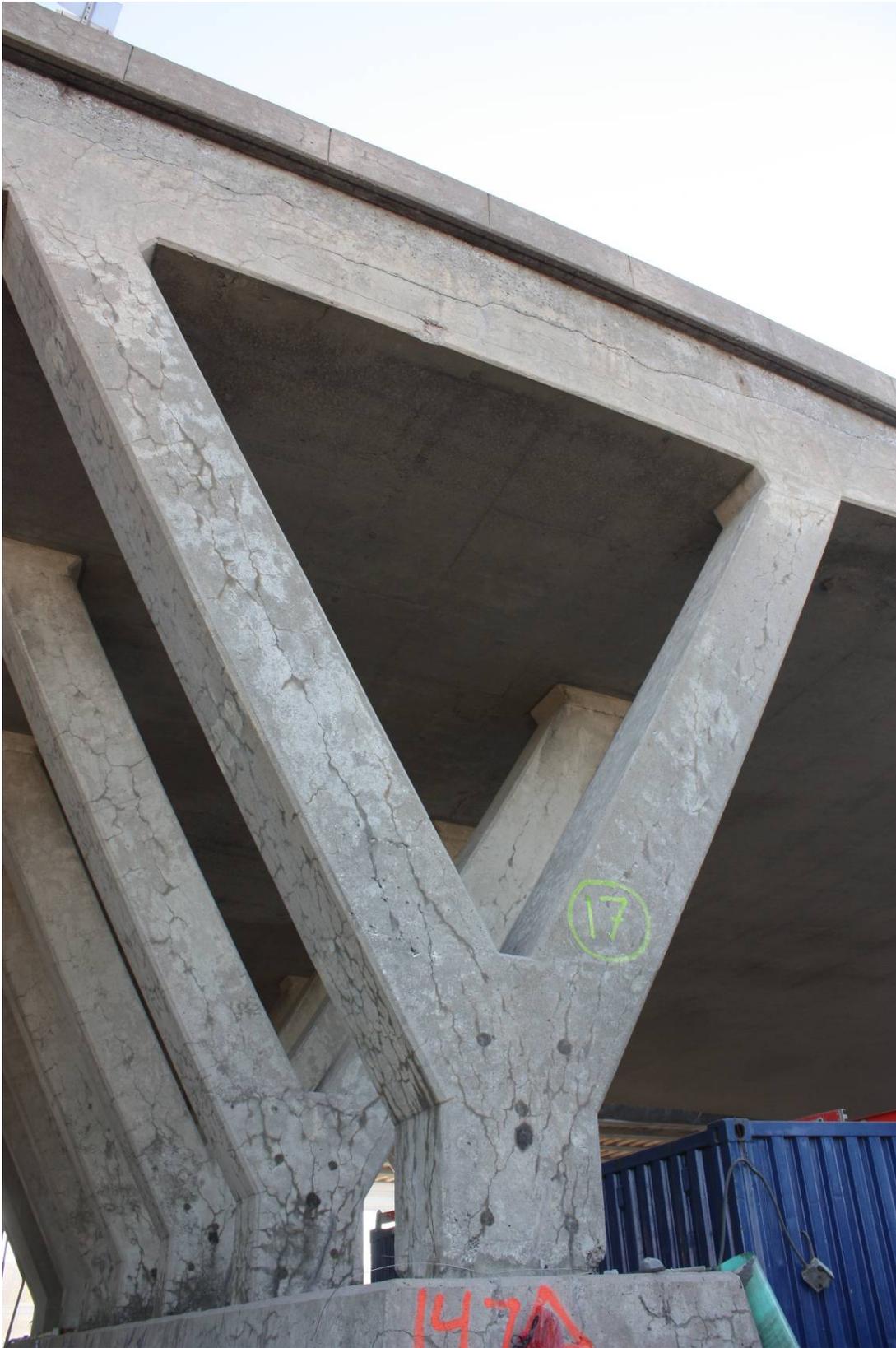


Figure B1 : Vue d'ensemble, colonne Y17 (Groupe nord-ouest)

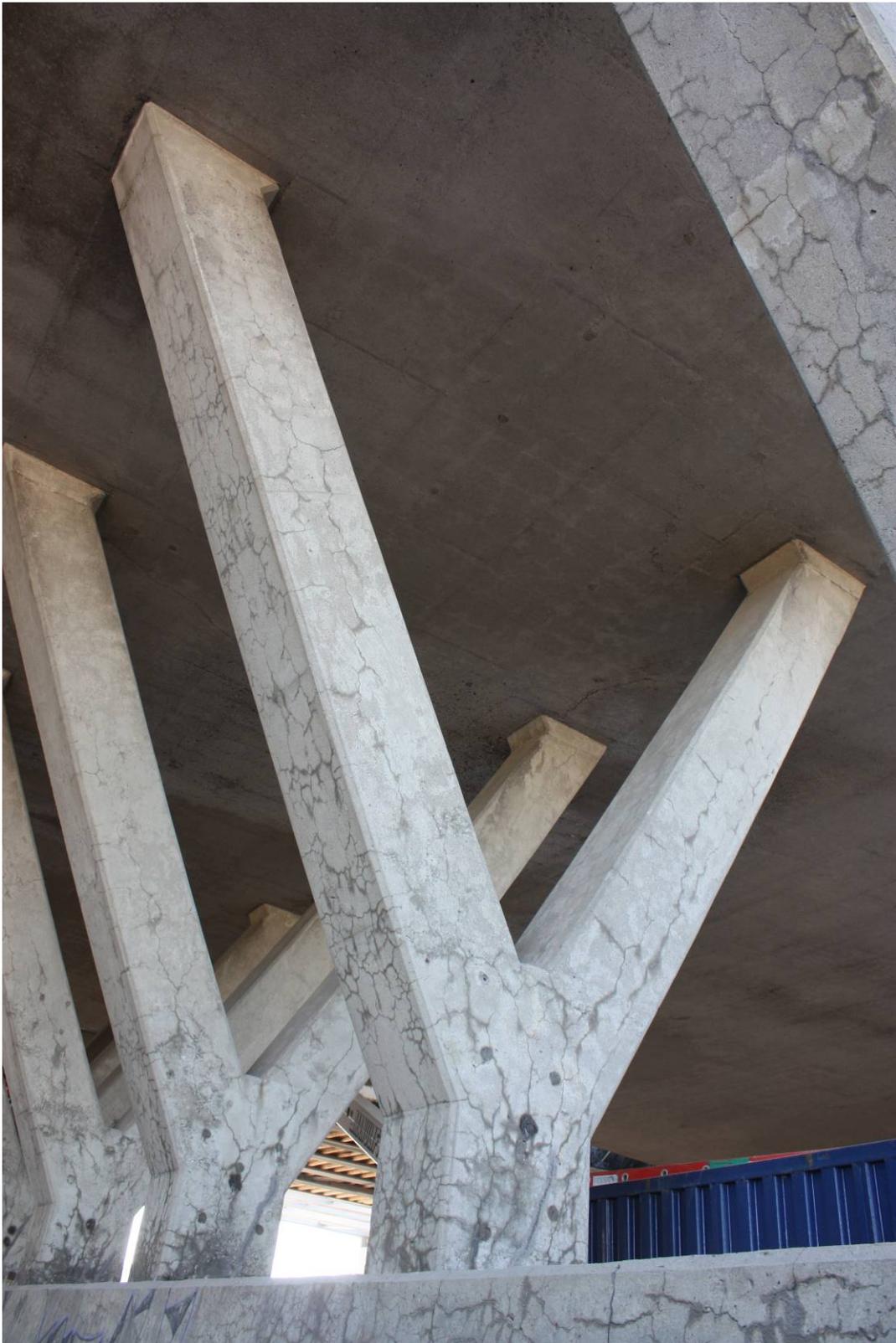


Figure B2 : Vue d'ensemble, colonne Y18 (Groupe nord-ouest)



Figure B3 : Vue d'ensemble, colonne Y19 (Groupe nord-ouest)

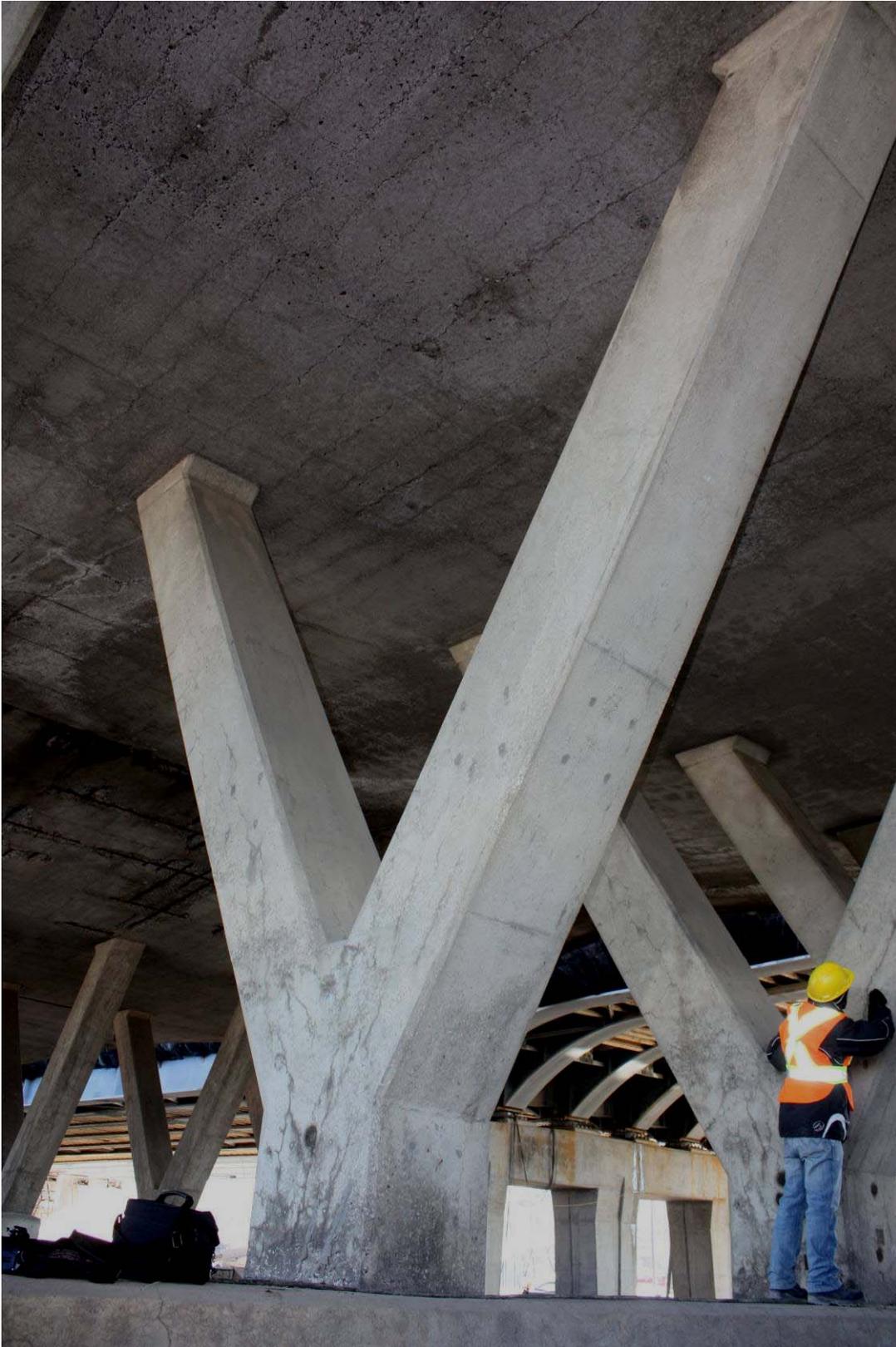


Figure B4 : Vue d'ensemble, colonne Y20 (Groupe nord-ouest)

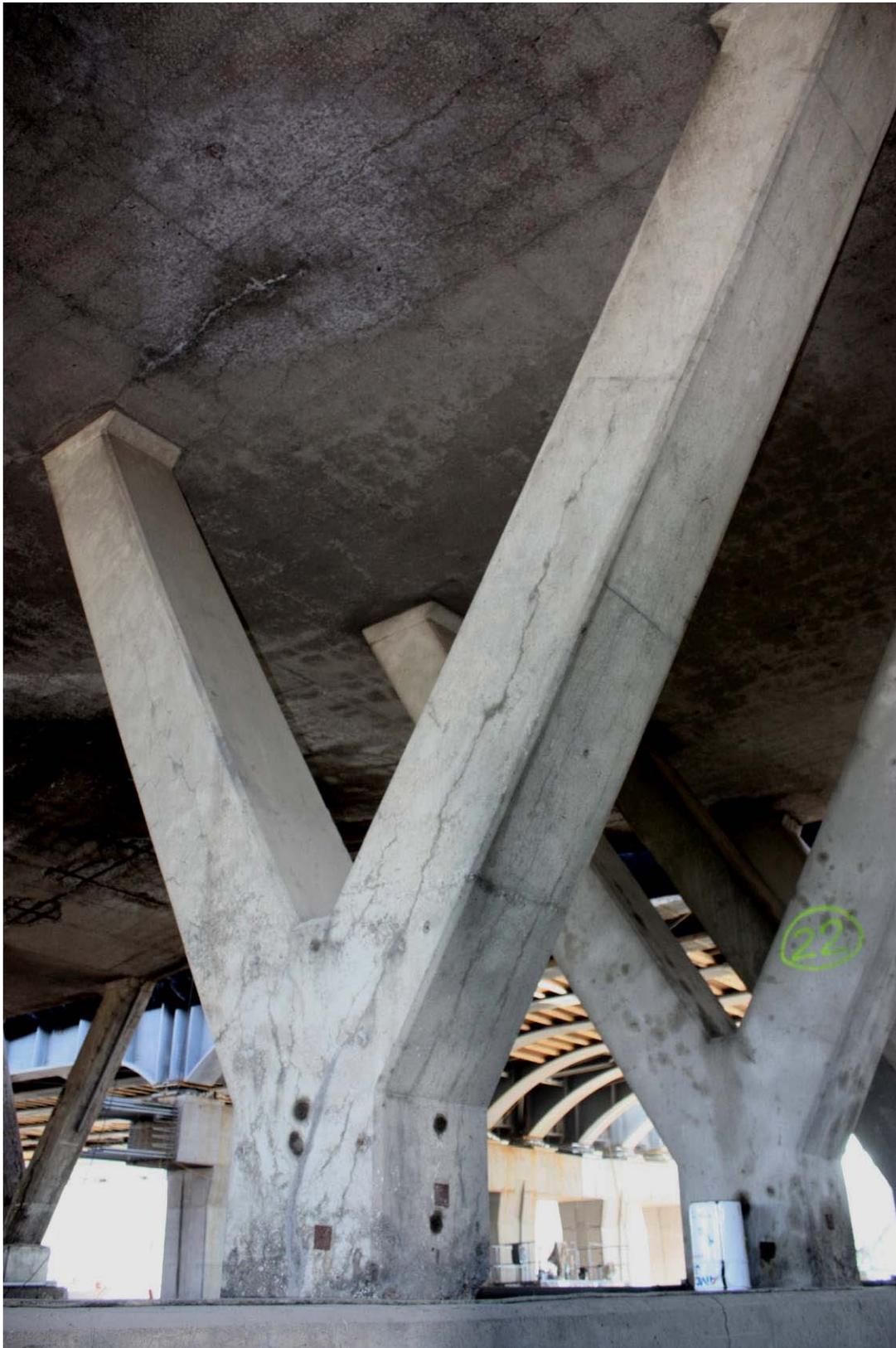


Figure B5 : Vue d'ensemble, colonne Y21 (Groupe nord-ouest)

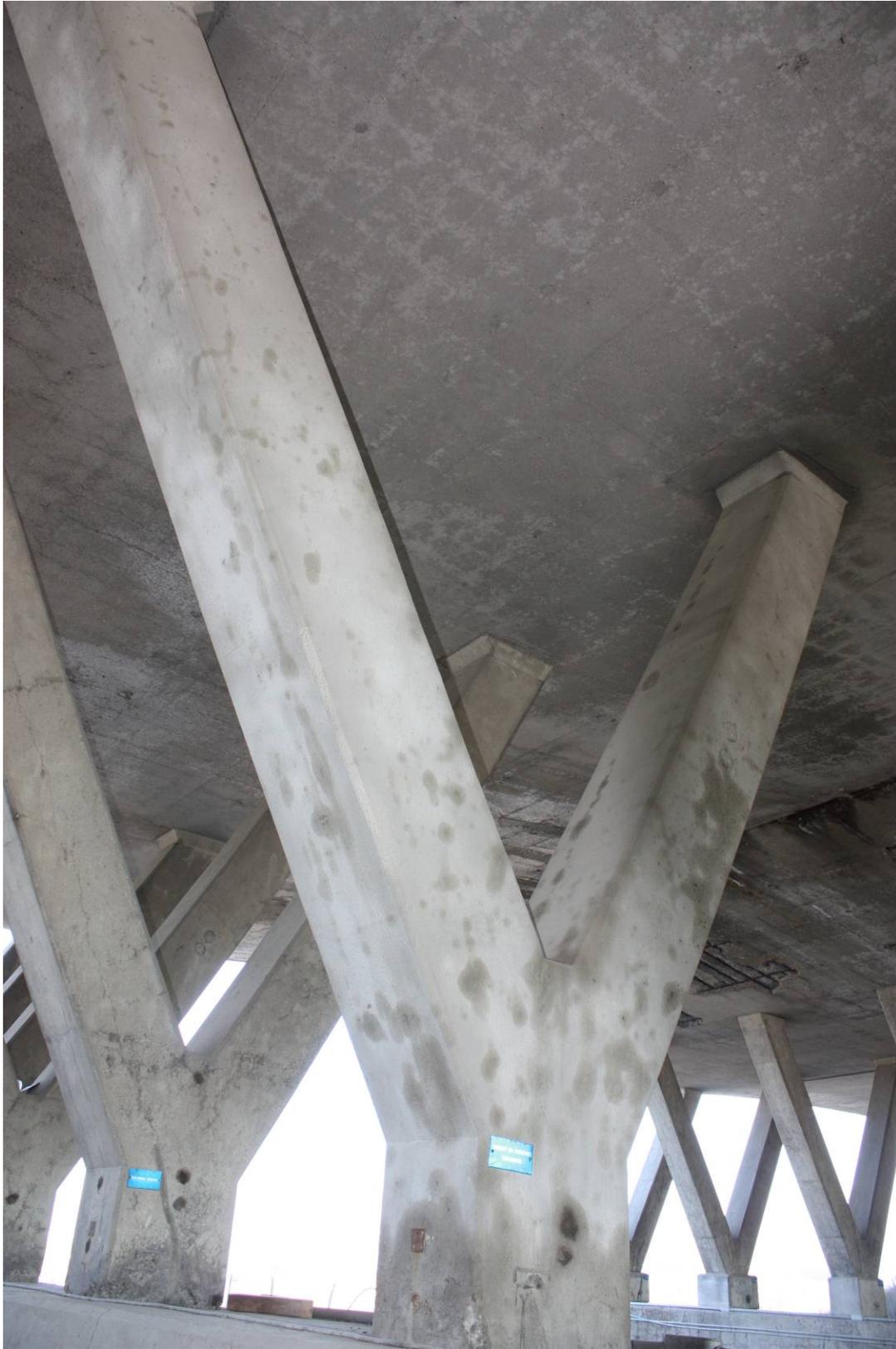


Figure B6 : Vue d'ensemble, colonne Y22 (Groupe nord-ouest)



Figure B7 : Vue d'ensemble, colonne Y23 (Groupe nord-ouest)



Figure B8 : Vue d'ensemble, colonne Y24 (Groupe nord-ouest)



Figure B9 : Vue d'ensemble, colonne Y25 (Groupe sud-ouest)



Figure B10 : Vue d'ensemble, colonne Y26 (Groupe sud-ouest)



Figure B11 : Vue d'ensemble, colonne Y27 (Groupe sud-ouest)



Figure B12 : Vue d'ensemble, colonne Y28 (Groupe sud-ouest)



Figure B13 : Vue d'ensemble, colonne Y29 (Groupe sud-ouest)



Figure B14 : Vue d'ensemble, colonne Y30 (Groupe sud-ouest)



Figure B15 : Vue d'ensemble, colonne Y32 (Groupe sud-ouest)



Figure B16 : Vue d'ensemble, colonne Y41 (Groupe sud-est)



Figure B17 : Vue d'ensemble, colonne Y42 (Groupe sud-est)



Figure B18 : Vue d'ensemble, colonne Y43 (Groupe sud-est)



Figure B19 : Vue d'ensemble, colonne Y46 (Groupe sud-est)



Figure B20 : Vue d'ensemble, colonne Y48 (Groupe sud-est)

## **Annexe C**

**Aspect visuel des colonnes sélectionnées pour le carottage**

A



Figure C1 : Vue d'ensemble, colonne Y25 (traitée avec *Masterseal SL*).

B



C



D



E



Figure C1 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y25. B. Fût, face sud. C. Branche est – dessus. D. gros plan de la fissuration. E. Branche est, face nord.

A



Figure C2 : Vue d'ensemble, colonne Y28 (traitée avec *Masterseal SL*)

B



C



D



E



Figure C2 (suite): Vues rapprochées, colonne Y28 (traitée avec *Masterseal SL*) . B. Fût, face sud. C. Branche est – dessus. D. Fût, face ouest. E. Branche est, face sud.

F



G



H



Figure C2 (suite): F à H : Vues rapprochées de la fissuration, colonne Y28 (traitée avec *Masterseal SL*).

A



Figure C3 : Vue d'ensemble, colonne Y29 (traitée avec *Planiseal*).

B



C



D



E



Figure C3 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y29 (traitée avec *Planiseal*). B. Fût, face sud. C. Branche est – face nord. D. Branche ouest, face dessous. E. Fût, face nord.

F



G



Figure C3 (suite): F et G : Vues rapprochées de la fissuration, colonne Y29 (traitée avec *Planiseal*).

A



Figure C4 : Vue d'ensemble, colonne Y30 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Texcote*).

B



C



D



E



Figure C4 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y30 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Texcote*). B. Fût, face ouest. C. Branche ouest – face sud. D. Branche est, face dessus. E. fût, face nord.

F



G



H



Figure C4 (suite): F à H : Vues rapprochées de la fissuration, colonne Y28 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Texcote*).

A



Figure C5 : Vue d'ensemble, colonne Y32 (non traitée).

B



C



D



E



Figure C5 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y32 (non traitée). B. Fût, face nord. C. Branche est – face sud. D. Branche ouest, face dessus. E. Branche ouest, dessous.

A



Figure C6 : Vue d'ensemble, colonne Y43 (non traitée).

B



C



D



E



Figure C6 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y43. B. Fût, face nord. C. Branche est – face dessous. D. Branche est, face sud. E. Branche ouest, dessus.

A

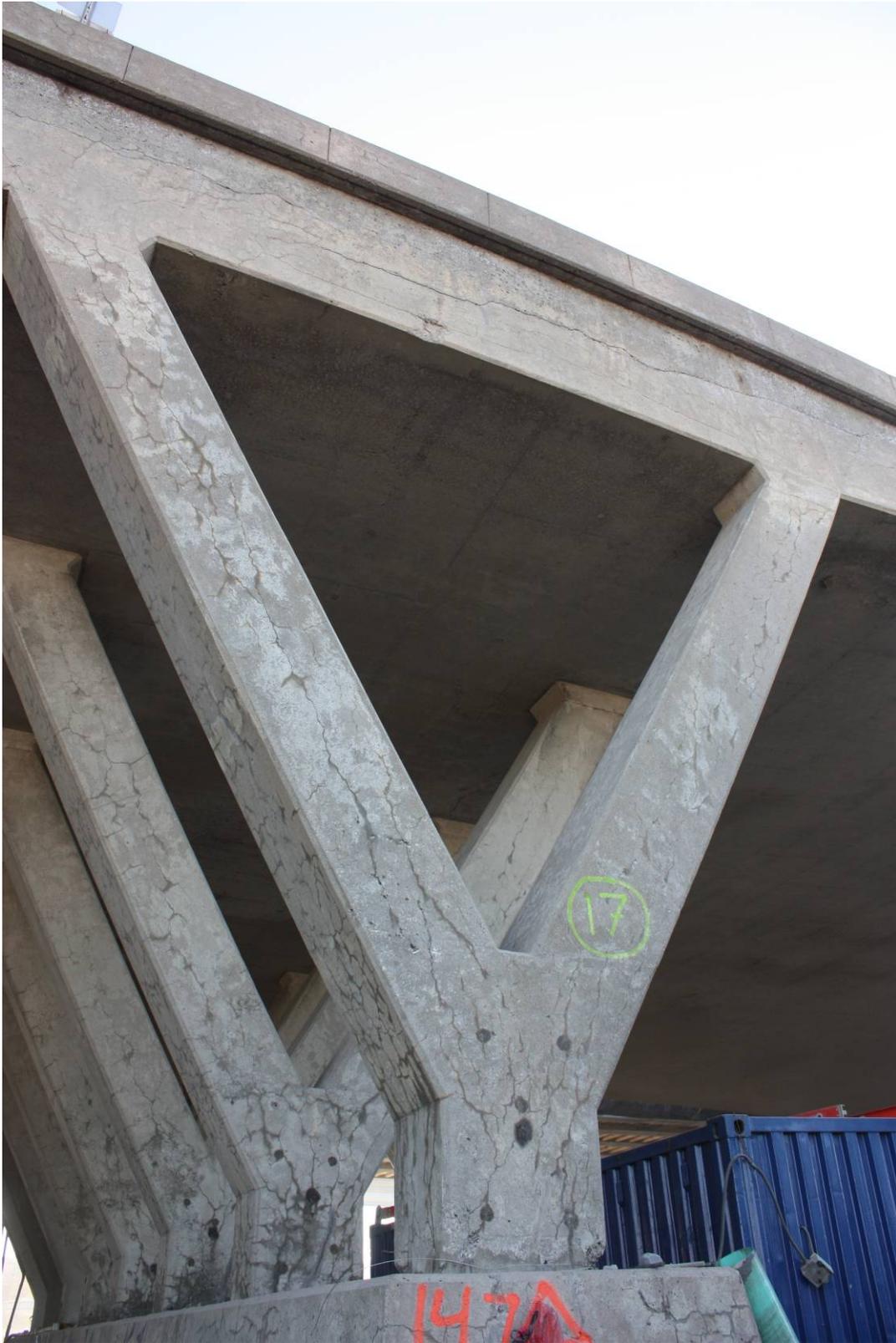


Figure C7 : Vue d'ensemble, colonne Y17 (non traitée).

B



C



D



E



Figure C7 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y17 (non traitée). B. Fût, face sud. C. Branche est – face dessus. D. Branche est, face nord. E. Branche ouest, dessous.

A



Figure C8 : Vue d'ensemble, colonne Y22 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Miracote*).

B



C



D



E



Figure C8 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y22 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Miracote*). B. Fût, face sud. C. Branche est – dessous. D. Branche est, face dessous. E. Branche est, dessous.

F



G



H



Figure C8 (suite) : colonne Y22 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Miracote*) : F et G : Vues rapprochées de la fissuration (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Miracote*).

A



Figure C9: Vue d'ensemble, colonne Y23 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Ambex*).

B



C



D



E



Figure C9 : Vues rapprochées, colonne Y23 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Ambex*). B. Fût, face sud. C. Branche ouest – face sud. D. Branche est, face dessus. E. Branche est, face sud.

F



G



H



Figure C9 (suite) : F et G : Vues rapprochées de la fissuration, colonne Y23 (traitée avec *Masterseal SL* et enduit *Ambex*).

A



Figure C10 : Vue d'ensemble, colonne Y24 (traitée avec *Sika wrap*).

B



C



D



E



Figure C10 (suite) : Vues rapprochées, colonne Y24 (traitée avec *Sika wrap*). B. Fût, face nord. C. Branche ouest – face dessus. D. Fût, face est. E. Branche ouest, face sud.

## **Annexe D**

### **Résultats des essais de Stiffness Damage Test (Thème II)**

Tableau D1A : Résultats détaillés des essais de SDT sur les échantillons de la base massive du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Élément	Démolition	Condition	Valeurs brutes					
			Éch.	HA 5 (J/m <sup>3</sup> )	PD 5 (μdef.)	E (GPa)	SDI	PDI
Base massive Structure sud	1	Section exposée	7A	8135	280	9,6	0,35	0,21
	1	Section exposée	7B	8143	190	9,1	0,33	0,16
	1	Section exposée	12B	5351	200	12,5	0,30	0,20
Base massive (surface) Structure nord	2	Section exposée	8B	8425	420	9,25	0,33	0,28
	2	Section exposée	9B	7980	383	9,3	0,32	0,27
	2	Section exposée	10B	7815	340	9,8	0,33	0,25
Base massive (coeur) Structure nord	2	Section exposée	8C	5701	250	12,2	0,29	0,24
	2	Section exposée	9C	4393	170	13,9	0,25	0,19
	2	Section exposée	10C	4979	230	13,2	0,27	0,23
Base massive (surface) Structure nord	2	Section non exposée	24B	2983	90	17,4	0,21	0,13
	2	Section non exposée	27B	4346	190	14,8	0,26	0,22
	2	Section non exposée	29B	3297	150	17,3	0,24	0,21
Base massive (coeur) Structure nord	2	Section non exposée	24C	2151	90	20	0,19	0,15
	2	Section non exposée	29C	2467	90	20,2	0,21	0,17

Tableau D1B : Valeurs moyennes des résultats des essais de SDT sur les échantillons de la base massive du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Valeurs moyennes										
Élément	HA 5 (J/m <sup>3</sup> ) (moyenne)	HA 5 (%) (Ecart- type)	PD 5 ( $\mu$ déformation) (moyenne)	PD 5 (%) (Ecart- type)	E (GPa) (moyenne)	E (%) (Ecart- type)	SDI - (moyenne)	SDI (%) (Ecart- type)	PDI - (moyenne)	PDI (%) (Ecart- type)
Base massive Section exposée Structure sud	7210	22,3	223	22,1	<b>10,4</b>	17,7	<b>0,33</b>	7,7	<b>0,19</b>	13,9
Base massive Section exposée (surface) Structure nord	8073	3,9	381	10,5	<b>9,5</b>	3,2	<b>0,33</b>	1,8	<b>0,27</b>	5,7
Base massive Section exposée (coeur) Structure nord	5024	13,0	217	19,2	<b>13,1</b>	6,5	<b>0,27</b>	7,4	<b>0,22</b>	12,0
Base massive Section non exposée (surface) Structure nord	3542	20,2	143	35,1	<b>16,5</b>	8,9	<b>0,24</b>	10,6	<b>0,19</b>	26,4
Base massive Section non exposée (coeur) Structure nord	2309	9,7	90	0,0	<b>20,1</b>	0,7	<b>0,20</b>	7,1	<b>0,16</b>	8,8

Tableau D2A : Résultats détaillés des essais de SDT sur les échantillons du tablier du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Élément	Demolition	Condition	Valeurs brutes					
			Éch.	HA 5 (J/m <sup>3</sup> )	PD5 (µdef.)	E (GPa)	SDI	PDI
Tablier Longitudinal	1	Longitudinal	3-4	2341	90	19,8	0,15	0,05
	1	Longitudinal	3-6	5613	280	12,5	0,24	0,17
	1	Longitudinal	3-10	2134	100	20,9	0,15	0,06
	1	Longitudinal	3-12	6295	360	11,8	0,26	0,22
Tablier Transversal	1	Transversal	T3-1	5225	220	12,9	0,24	0,13
	1	Transversal	T3-3	6721	310	10,5	0,24	0,19
	1	Transversal	T3-7	4680	220	12,8	0,22	0,20
	1	Transversal	T3-9	7287	370	10,8	0,27	0,26
Tablier Vertical Sommet	1	Vertical	3-17(2)	4079	140	14,2	0,20	0,15
	1	Vertical	3-17(3)	8548	470	9,1	0,28	0,28
	1	Vertical	3-21(1)	3438	150	15,7	0,18	0,09
	1	Vertical	3-21(2)	3500	160	16,6	0,20	0,10
Tablier Longitudinal	2	Longitudinal	1-1L	4031	130	20,7	0,17	0,09
	2	Longitudinal	1-1L2	3789	90	21,2	0,16	0,12
	2	Longitudinal	1-2L	4589	150	20,3	0,20	0,18
	2	Longitudinal	1-3L	3755	100	23,0	0,18	0,12
	2	Longitudinal	1-3L2	3365	70	22,1	0,15	0,08
Tablier Transversal	2	Transversal	1-3T	7177	210	15,9	0,24	0,19
	2	Transversal	1-6T	8818	350	14,6	0,28	0,27
Tablier Vertical Base	2	Vertical	1-3V	13764	590	11,8	0,36	0,34
	2	Vertical	1-4V	12196	440	11,4	0,31	0,25
	2	Vertical	1-5V	13436	540	10,5	0,32	0,29
	2	Vertical	2-3V	10874	260	12,1	0,30	0,14
	2	Vertical	2-4V	12802	660	10,4	0,31	0,33
	2	Vertical	2-5V	10112	460	11,7	0,27	0,23
	2	Vertical	2-6V	8651	330	13,2	0,26	0,24
	2	Vertical	2-7V	9133	360	12,9	0,27	0,18

Tableau D2B : Valeurs moyennes des résultats des essais de SDT sur les échantillons du tablier du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Échantillons	HA 5 (J/m <sup>3</sup> ) (moyenne)	HA 5 (%) – (Écart type)	PD 5 (µstrain) (moyenne)	PD 5 (%) (Écart type)	E (GPa) (moyenne)	E (%) (Écart type)	SDI (moyenne)	SDI (%) (Écart type)	PDI (moyenne)	PDI (%) (Écart type)
Tablier Longitudinal	<b>4096</b>	52,9	<b>208</b>	64,6	<b>16,3</b>	29,3	<b>0,20</b>	29,2	<b>0,13</b>	66,8
Tablier Transversal	<b>5978</b>	20,5	<b>280</b>	26,2	<b>11,8</b>	10,9	<b>0,24</b>	8,5	<b>0,20</b>	27,3
Tablier Vertical Sommet	<b>4891</b>	50,2	<b>230</b>	69,7	<b>13,9</b>	24,1	<b>0,22</b>	20,6	<b>0,16</b>	56,4
Tablier Longitudinal	<b>3906</b>	11,5	<b>108</b>	29,6	<b>21,5</b>	5,1	<b>0,17</b>	11,2	<b>0,12</b>	33,0
Tablier Transversal	<b>7998</b>	14,5	<b>280</b>	35,4	<b>15,3</b>	6,0	<b>0,26</b>	10,9	<b>0,23</b>	24,6
Tablier Vertical Base	<b>11371</b>	17,3	<b>455</b>	30,0	<b>11,8</b>	8,5	<b>0,30</b>	11,0	<b>0,25</b>	27,7

Tableau D3A : Résultats détaillés des essais de SDT sur les échantillons des colonnes de la structure sud du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Élément	Demolition	Condition	Traitement	Valeurs brutes					
				Éch.	HA 5 (J/m <sup>3</sup> )	PD 5 (µdef.)	E (GPa)	SDI	PDI
Colonne 25 Structure sud	1	Exposée	Masterseal	25-3(1)	1487	60	27,07	0,13	0,14
	1	Exposée	Masterseal	25-4(1)	1598	40	27,11	0,14	0,09
	1	Exposée	Masterseal	25-4(3)	2495	90	20,2	0,16	0,14
Colonne 28 Structure sud	1	Non exposée	Masterseal	28-3(2)	1228	30	26,7	0,11	0,07
	1	Non exposée	Masterseal	28-5(3)	1853	40	24,2	0,15	0,08
	1	Non exposée	Masterseal	28-6(2)	1742	40	24,2	0,14	0,08
Colonne 29 Structure sud	1	Non exposée	Planiseal	29-2(1)	1565	60	24,9	0,13	0,10
	1	Non exposée	Planiseal	29-3(2)	1110	0	27,5	0,10	0,00
	1	Non exposée	Planiseal	29-5(2)	1587	60	27,5	0,14	0,13
Colonne 30 Structure sud	1	Non exposée	Masterseal + Texcoat	30-1(2)	2049	70	22,7	0,15	0,12
	1	Non exposée	Masterseal + Texcoat	30-3(2)	2255	80	21,4	0,16	0,13
Colonne 32 Structure sud	1	Exposée	Non traitée	32-1(1)	1084	40	28,5	0,12	0,09
	1	Exposée	Non traitée	32-2(3)	1258	40	27,9	0,11	0,09
	1	Exposée	Non traitée	32-3(2)	1084	20	33,7	0,12	0,06
Colonne 43 Structure sud	1	Non exposée	Non traitée	42-2(2)	2081	60	24,5	0,16	0,12
	1	Non exposée	Non traitée	42-3(2)	1716	50	24,7	0,13	0,10

Tableau D3B : Valeurs moyennes des résultats des essais de SDT sur les échantillons des colonnes de la structure sud du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Valeurs moyennes										
Échantillons (condition)	HA5 (J/m <sup>3</sup> ) (moyenne)	HA5 (%) (Écart type)	PD5 ( $\mu$ strain) (moyenne)	PD5 (%) (Écart type)	E (GPa) (moyenne)	E (%) (Écart type)	SDI (moyenne)	SDI (%) (Écart type)	PDI (moyenne)	PDI (%) (Écart type)
Colonne 25 Structure sud (exposée & traitée)	1860	29,7	63	39,7	<b>24,8</b>	16,0	<b>0,14</b>	10,7	<b>0,12</b>	23,4
Colonne 28 Structure sud (non exposée & traitée)	1608	20,7	37	15,7	<b>25,0</b>	5,8	<b>0,13</b>	15,6	<b>0,08</b>	7,5
Colonne 29 Structure sud (non exposée & traitée)	1421	19,0	40	86,6	<b>26,6</b>	5,6	<b>0,12</b>	16,9	<b>0,08</b>	88,8
Colonne 30 Structure sud (non exposée & traitée)	2152	6,8	75	9,4	<b>22,1</b>	4,2	<b>0,16</b>	4,6	<b>0,13</b>	5,7
Colonne 32 Structure sud (exposée & non traitée)	1142	8,8	33	34,6	<b>30,0</b>	10,6	<b>0,12</b>	4,9	<b>0,08</b>	21,7
Colonne 43 Structure sud (non exposée & non traitée)	1899	13,6	55	12,9	<b>24,6</b>	0,6	<b>0,15</b>	14,6	<b>0,11</b>	12,9

Tableau D4A : Résultats détaillés des essais de SDT sur les échantillons des colonnes de la structure nord du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Élément	Demolition	Condition	Traitement	Valeurs brutes					
				Éch.	HA 5 (J/m <sup>3</sup> )	PD5 (µdef.)	E (GPa)	SDI	PDI
Colonne 17 (28 MPa) Structure nord	2	Exposée	Non traitée	17-7-1	2279	100	23,4	0,16	0,14
	2	Exposée	Non traitée	17-7-2	1859	60	25,2	0,14	0,08
	2	Exposée	Non traitée	17-1-2	1996	60	24,7	0,15	0,11
	2	Exposée	Non traitée	17-7-4	1909	40	24,7	0,14	0,09
Colonne 17 (35 MPa) Structure nord	2	Exposée	Non traitée	17-4-2	2929	80	24,4	0,15	0,12
	2	Exposée	Non traitée	17-5-2	3491	90	22,8	0,16	0,13
Colonne 22 (28 MPa) Structure nord	2	Non-exposée	Masterseal + Miracote	22-1-1	2714	90	21	0,18	0,13
	2	Non-exposée	Masterseal + Miracote	22-1-2	2420	80	25,2	0,18	0,11
	2	Non-exposée	Masterseal + Miracote	22-4-2	1940	30	24,7	0,14	0,06
Colonne 22 (35 MPa) Structure nord	2	Non-exposée	Masterseal + Miracote	22-4-3	2469	70	22,7	0,17	0,10
	2	Non-exposée	Masterseal + Miracote	22-6-2	2949	80	24,6	0,15	0,11
Colonne 23 (28 MPa) Structure nord	2	Non-exposée	Masterseal + Ambex	23-2-1	3370	110	17,7	0,19	0,15
	2	Non-exposée	Masterseal + Ambex	23-2-2	3133	110	17,6	0,17	0,15
	2	Non-exposée	Masterseal + Ambex	23-6-1	3161	120	18,6	0,18	0,16
	2	Non-exposée	Masterseal + Ambex	23-6-2	2899	110	18,9	0,17	0,15
Colonne 23 (35 MPa) Structure nord	2	Non-exposée	Masterseal + Ambex	23-3-2	5076	150	17,7	0,18	0,16
	2	Non-exposée	Masterseal + Ambex	23-4-2	4118	120	20,3	0,17	0,13
Colonne 24 (28 MPa) Structure nord	2	Exposée	Sika wrap	24-1-2	2488	60	21,1	0,16	0,06
	2	Exposée	Sika wrap	24-2-1	3104	110	17,9	0,18	0,12
	2	Exposée	Sika wrap	24-2-2	2511	60	23	0,15	0,09
	2	Exposée	Sika wrap	24-7-2	2465	80	20,3	0,16	0,09
Colonne 24 (35 MPa) Structure nord	2	Exposée	Sika wrap	24-3-2	4084	90	20,8	0,17	0,10
	2	Exposée	Sika wrap	24-7-2	4377	110	19,8	0,17	0,12

Tableau D4B : Valeurs moyennes des résultats des essais de SDT sur les échantillons des colonnes de la structure nord du viaduc Robert Bourassa-Charest.

Valeurs moyennes										
Échantillons	HA5 (J/m <sup>3</sup> ) (moyenne)	HA5 (%) (Écart type)	PD5 (µstrain) (moyenne)	PD5 (%) (Écart type)	E (GPa) (moyenne)	E (%) (Écart type)	SDI (moyenne)	SDI (%) (Écart type)	PDI (moyenne)	PDI (%) (Écart type)
Colonne 17 (28 MPa) Exposé & nord traité Structure nord	2011	9,3	65	38,7	<b>24,5</b>	3,1	<b>0,15</b>	6,5	<b>0,11</b>	25,2
Colonne 17 (35 Mpa) Exposé & nord traité Structure nord	3210	12,4	85	8,3	<b>23,6</b>	4,8	<b>0,16</b>	4,6	<b>0,13</b>	5,7
Colonne 22 (28 MPa) Non exposé & traité Structure nord	2358	16,6	67	48,2	<b>23,6</b>	9,7	<b>0,17</b>	13,9	<b>0,10</b>	36,1
Colonne 22 (35 MPa) Non exposé & traité Structure nord	2709	12,5	75	9,4	<b>23,65</b>	5,7	<b>0,16</b>	8,8	<b>0,11</b>	6,7
Colonne 23 (28 MPa) Non exposé & traité Structure nord	3141	6,1	112,5	4,4	<b>18,2</b>	3,6	<b>0,18</b>	5,4	<b>0,15</b>	3,3
Colonne 23 (35 MPa) Non exposé & traité Structure nord	4597	14,7	135	15,7	<b>19</b>	9,7	<b>0,18</b>	4,0	<b>0,15</b>	14,6
Colonne 24 (28 MPa) Exposé & traité Structure nord	2642	11,7	77,5	30,5	<b>20,575</b>	10,3	<b>0,16</b>	7,7	<b>0,09</b>	27,2
Colonne 24 (35 MPa) Exposé & traité Structure nord	4230,5	4,9	100	14,1	<b>20,3</b>	3,5	<b>0,17</b>	0,0	<b>0,11</b>	12,9

## **Annexe E**

### **Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton (Thème III – Granulats de béton recyclé)**

Tableau E1 : Résultats des essais d'expansion sur prismes de béton incorporant le granulat SL. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	SL 25% GBR	0,003	0,006	0,009	0,016	0,026	0,021	0,021	0,026	0,027
	SL 50% GBR	0,001	0,008	0,011	0,022	0,034	0,060	0,066	0,075	0,080
	SL 100% GBR	0,010	0,009	0,016	0,043	0,089	0,102	0,115	0,123	0,131
2	SL 25% équivalent	-0,001	0,012	0,006	0,014	0,013	0,019	0,028	0,053	0,073
	SL 50% équivalent	-0,003	-0,003	0,012	0,014	0,021	0,037	0,063	0,107	0,141
	SL 100% équivalent	-0,005	-0,002	-0,005	0,003	0,027	0,073	0,134	0,185	0,227
3	SL 100% GBR (SSS)	0,008	0,021	0,030	0,040	0,066	0,095	0,146	0,193	0,225
4	SL 100% équivalent (SSS)	-0,002	0,004	0,009	0,018	0,041	0,112	0,175	0,200	0,220
5	SL cont	0,005	0,016	0,046	0,069	0,100	0,169	0,266	0,296	0,309

Tableau E2 : Résultats des essais d'expansion sur prismes de béton incorporant le granulat BL. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	BL 25% GBR	0,002	0,004	0,007	0,021	0,016	0,019	0,044	0,028	0,008
	BL 50% GBR	0,008	0,008	0,012	0,019	0,022	0,026	0,043	0,037	0,022
	BL 100% GBR	0,005	0,007	0,013	0,024	0,031	0,040	0,041	0,043	0,043
2	BL 25% équivalent	-0,004	0,002	0,012	0,015	0,005	0,002	0,002	0,006	0,027
	BL 50% équivalent	-0,001	0,010	0,013	0,019	0,023	0,020	0,016	0,025	0,031
	BL 100% équivalent	-0,010	-0,012	0,002	0,007	0,010	0,014	0,021	0,040	0,050
3	BL 100% GBR (SSS)	0,009	0,015	0,023	0,034	0,030	0,041	0,053	0,075	0,096
4	BL 100% équivalent (SSS)	0,008	0,009	0,011	0,011	0,014	0,037	0,060	0,075	0,085
5	BL cont	0,015	0,030	0,058	0,067	0,080	0,094	0,146	0,154	0,155

Tableau E3 : Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton incorporant le granulat AG. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	AG 25%	0,004	0,004	0,000	-0,002	0,009	0,012	0,022	0,033	0,053
	AG 50%	-0,001	-0,011	-0,008	-0,002	0,007	0,029	0,046	0,073	0,114
	AG 100%	0,007	0,010	0,012	0,024	0,042	0,064	0,109	0,147	0,181
2	AG 25% équivalent	0,016	0,026	0,030	0,039	0,031	0,027	0,031	---	0,060
	AG 50% équivalent	-0,005	0,002	0,006	0,019	0,007	0,024	0,036	---	0,062
	AG 100% équivalent	-0,011	0,000	0,002	0,018	0,020	0,031	0,036	---	0,080
3	AG 50% GBR (SSS)	0,005	0,013	0,018	0,035	0,040	0,053	0,075	0,095	0,107
	AG 100% GBR (SSS)	0,007	0,015	0,025	0,055	0,068	0,096	0,115	0,131	0,146
4	AG 100% équivalent (SSS)	-0,007	-0,003	0,003	0,008	0,022	0,055	0,073	0,087	0,095
5	Alberta cont	0,023	-0,005	0,031	0,044	0,064	0,083	0,113	0,130	0,140

Tableau E4 : Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton incorporant le granulat PS. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	PS 25%	-0,015	-0,007	0,006	0,008	0,003	0,001	0,011	0,005	-0,010
	PS 50%	0,000	0,001	0,004	0,015	0,016	0,017	0,021	0,021	0,023
	PS 100%	0,005	0,011	0,020	0,026	0,028	0,029	0,032	0,042	0,051
2	PS 25% <i>équivalent</i>	-0,002	0,004	0,006	0,011	0,001	-0,001	-0,001	0,009	0,015
	PS 50% <i>équivalent</i>	0,005	0,002	0,008	0,009	0,006	0,008	0,011	0,024	0,040
	PS 100% <i>équivalent</i>	-0,003	-0,001	0,013	0,003	0,005	0,008	0,013	0,044	0,065
3	PS 100% GBR (SSS)	0,005	0,006	0,009	0,017	0,0201	0,019	0,041	0,065	0,075
4	PS 100% <i>équivalent</i> (SSS)	0,002	0,007	0,011	0,014	0,013	0,030	0,044	0,055	0,062
5	PS cont	0,003	0,006	0,031	0,038	0,048	---	0,095	0,104	0,112

Tableau E5 : Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton incorporant le granulat DVb. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	DVb 25%	0,008	-0,006	0,009	0,006	0,014	0,000	0,019	0,041	0,038
	DVb 50%	0,019	0,014	0,018	0,024	0,042	0,044	0,073	0,105	0,114
	DVb 100%	0,028	0,028	0,025	0,049	0,085	0,107	0,143	0,192	0,222
3	DVb 50% GBR (SSS)	0,001	0,010	0,015	0,035	0,032	0,040	0,059	0,069	0,078
	DVb 100% GBR (SSS)	-0,002	0,003	0,023	0,049	0,064	0,085	0,115	0,132	0,147
4	DVb 25% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,007	-0,004	0,017	0,020	---	0,028	0,041	0,053	0,063
	DVb 50% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,001	0,005	0,023	0,044	---	0,091	0,101	0,113	0,120
	DVb 100% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,003	-0,002	0,027	0,028	---	0,048	0,096	0,123	0,127

Tableau E6 : Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton incorporant le granulat DVc. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	DVc 25%	0,003	0,009	0,009	0,019	0,006	0,012	0,044	0,045	0,081
	DVc 50%	0,005	0,011	0,017	0,026	0,031	0,042	0,051	0,076	0,112
	DVc 100%	0,001	0,015	0,031	0,064	0,077	0,092	0,128	0,156	0,214
3	DVc 50% GBR (SSS)	0,000	0,010	0,021	0,050	0,054	0,068	0,099	0,111	0,120
	DVc 100% GBR (SSS)	0,003	0,019	0,047	0,094	0,118	0,134	0,188	0,210	0,222
4	DVc 25% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,007	-0,004	0,017	0,020	---	0,028	0,041	0,053	0,063
	DVc 50% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,001	0,005	0,023	0,044	---	0,091	0,101	0,113	0,120
	DVc 100% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,003	-0,002	0,027	0,028	---	0,048	0,096	0,123	0,127

Tableau E7 : Résultats des essais d'expansion sur éprouvettes de béton incorporant le granulats DVt. Chaque valeur dans le tableau correspond à la moyenne obtenue sur trois éprouvettes de béton.

Série	Mélange	Expansion (%) en fonction du temps (semaines)								
		1	2	4	8	13	18	26	39	52
1	DVt 25%	0,010	0,010	0,024	0,021	0,039	0,016	0,030	0,048	0,048
	DVt 50%	0,017	0,016	0,017	0,031	0,054	0,059	0,085	0,114	0,122
	DVt 100%	0,016	0,015	0,036	0,086	0,120	0,148	0,173	0,216	0,217
3	DVt 50% GBR (SSS)	0,005	0,006	0,011	0,041	0,037	0,054	0,076	0,092	0,104
	DVt 100% GBR (SSS)	0,003	0,021	0,032	0,079	0,104	0,122	0,159	0,174	0,184
4	DVt 25% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,007	-0,004	0,017	0,020	---	0,028	0,041	0,053	0,063
	DVt 50% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,001	0,005	0,023	0,044	---	0,091	0,101	0,113	0,120
	DVt 100% <i>équivalent</i> (SSS)	-0,003	-0,002	0,027	0,028	---	0,048	0,096	0,123	0,127

## **Annexe F**

### **Méthode Espresso pour la détermination de la teneur en alcalis solubles (lixiviation à l'eau chaude) du béton**

## **Méthode Espresso pour la détermination de la teneur en alcalis solubles (lixiviation à l'eau chaude) du béton**

### **Préparation des échantillons**

Un échantillon de béton d'au moins 2 kg est concassé et broyé de façon à ce que tout le matériel original passe à travers le tamis 150-160  $\mu\text{m}$ . La procédure suivante est proposée pour la préparation du matériel pour l'essai :

- Séparer l'éprouvette cylindrique (100 x 200 mm) dans le sens de la longueur en utilisant une scie à béton.
- Briser la demi-carotte en fragments avec un marteau de façon à produire des particules de tout au plus 25 mm de diamètre.
- Au moyen d'un petit concasseur à mâchoires (ou d'un autre outil approprié), concasser les particules de béton par passages multiples, i.e. en réduisant de façon progressive l'ouverture entre les mâchoires.
- Tamiser le matériel entre chaque passage au moyen d'un tamis de 5 mm, et ce jusqu'à ce que tout le matériel traverse ce tamis.
- Séparer le matériel (< 5 mm) par quartage de façon à récupérer un sous-échantillon représentatif d'environ 1000 g.
- Pulvériser ce sous-échantillon à l'aide d'un pulvérisateur à disques (ou d'un autre outil approprié; voir figure 3.7A pour l'appareillage utilisé dans le cadre de ce projet) de façon à ce que tout le sous-échantillon traverse le tamis 150  $\mu\text{m}$ . Une fois de plus, il est important de procéder de façon progressive car une réduction trop rapide/importante de l'ouverture entre les mâchoires, rouleaux ou disques des outils mécaniques ou un temps de broyage trop long dans le cas d'un pulvérisateur de type *Spex* (Figure 1A), risque d'entraîner la production excessive de poussière. Il est difficile d'indiquer combien de temps de concassage/pulvérisation sera requis, spécialement dans le cas d'échantillons de béton composés d'éléments de dureté/porosité fort distinct, i.e. la pâte de ciment et différents types de granulats. Le jugement de l'opérateur sera donc de mise afin d'adopter une procédure rigoureuse de travail.
- Obtenir finalement deux (ou trois) sous-échantillons représentatifs de  $10 \pm 0,1\text{g}$  par quartage pour les essais de détermination de la teneur en alcalis solubles à l'eau chaude. Ces derniers sont placés dans des sacs sous vide et conservés au congélateur jusqu'au moment de l'analyse. Il est également approprié de conserver le restant du matériel préparé à < 150  $\mu\text{m}$  dans un (ou des) sac(s) sous vide au congélateur pour de possibles mesures ultérieures.

### **Méthode Espresso**

Chaque échantillon de  $10 \pm 0,1\text{ g}$  est placé dans contenant-filtre installé au dessus d'un flacon Buchner (Figure 1B). Une quantité choisie d'eau distillée ( $300 \pm 5\text{ ml}$ ) maintenu à  $100^\circ\text{C}$  est déversée progressivement dans le contenant-filtre (papier Whatnam no. 1) et la solution filtrée

sous vide. Pour ce faire, une pompe ou un montage installé à partir d'un robinet et connecté au flacon Buchner peuvent être utilisés. Une fois la filtration complétée, la solution est laissée à refroidir jusqu'à  $23 \pm 1^\circ\text{C}$ . Le volume de solution est alors complété à 500 ml à l'aide d'un ballon volumétrique. La solution est alors bien mélangée et un sous échantillon représentatif est prélevé afin d'effectuer l'analyse des alcalis (Na et K) en solution par absorption ou émission atomique à flamme, ou autre méthode appropriée (e.g. ICP).

A



B



Figure F1 : A. Outil mécanique utilisé pour l'étape finale de préparation (pulvérisation) des échantillons pour l'essai de lixiviation à l'eau chaude. B. Montage utilisé pour la méthode *Espresso*, impliquant le filtrage sous vide de la solution.

