



**Étude du comportement structural de dalles épaisses
atteintes de la réaction Alcalis-Silice**

Projet R651

Anthony Allard ing. Jr.

Sébastien Bilodeau ing. Jr.

François Pissot

Josée Bastien ing. Ph.D.

Benoît Fournier ing. Ph.D.

Université Laval

Département de génie civil et de génie des eaux

Réalisé pour le compte du ministère des Transports du Québec

Mars 2016

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports du Québec et a été financée par la Direction de l'environnement de la recherche

Les opinions exprimées dans le présent rapport n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs et ne reflètent pas nécessairement les positions du ministère des Transports de Québec.

Collaborateurs (enlever cette section s'il n'y a pas de collaborateurs)

Nom du collaborateur, Titre si fourni, Organisme

Nom du collaborateur, Titre si fourni, Organisme

Soucieux de protéger l'environnement, le ministère des Transports du Québec favorise l'utilisation de papier fabriqué à partir de fibres recyclées pour la production de ses imprimés et encourage le téléchargement de cette publication.

Imprimé sur du papier Rolland Enviro100 contenant 100 % de fibres recyclées postconsommation, certifié Éco-Logo, procédé sans chlore, FSC recyclé et fabriqué à partir d'énergie biogaz.

© Université Laval de Québec

Dépôt légal – 2016

Bibliothèque et Archives nationales du Québec

Tous droits réservés. La reproduction de ce document par procédé mécanique ou électronique, y compris la microreproduction, et sa traduction, même partielles sont interdites sans l'autorisation écrite des Publications du Québec.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

AVANT-PROPOS

Le présent document est largement basé sur les travaux de thèse et/ou mémoires de messieurs Anthony Allard (étudiant au doctorat), Sébastien Bilodeau (étudiant à la maîtrise) et François Pissot (étudiant à la maîtrise), tous trois étudiants à l'université Laval sous la supervision des professeurs Josée Bastien et Benoît Fournier.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Ministère des Transports du Québec (MTQ) d'avoir commandité cette étude et remercient tout particulièrement Mr. Daniel Boulet et Mme Kim Lafrance du MTQ.

Les auteurs aimeraient aussi remercier Mr. Mathieu Thomassin, Mr. René Malo, Mr. Nicolas Rouleau du Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) de l'Université Laval, et aussi tous les étudiants et stagiaires ayant offert leur aide précieuse lors de cette étude.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

SOMMAIRE

Un grand nombre d'infrastructures en béton ont été construites en Amérique du Nord entre les années 1950 et 1970. Celles-ci se font vieillissantes et l'augmentation du trafic automobile au cours des années a engendré une augmentation des sollicitations auxquelles elles sont soumises. Parmi ce parc d'infrastructures, certaines structures, plus particulièrement celles de type dalle épaisse sans étrier coulée en place, éprouvent des pathologies liées à des sollicitations jugées excessives en cisaillement. De ce fait, plusieurs de ces ouvrages ont été soumis à des activités de renforcement ou simplement démantelés afin d'assurer la sécurité de tous.

Également, certains de ces ouvrages d'art sont atteints d'une réaction de gonflement endogène de type réaction alcalis-silice (RAS) causant une détérioration prématurée du matériau *béton*. Cette réaction chimique entre les phases siliceuses réactives des particules de granulats et les ions alcalins de la solution interstitielle du matériau engendre la formation d'un produit de réaction. Ce produit a la particularité d'augmenter en volume lorsqu'il absorbe l'eau disponible à l'intérieur de la matrice cimentaire. Cette augmentation de volume à l'intérieur d'un milieu confiné, tel qu'un élément en béton, crée des pressions internes qui engendrent de la fissuration lorsque les contraintes locales surpassent la résistance à la traction du matériau. La RAS entraîne ainsi un endommagement interne qui influence directement les propriétés mécaniques du béton.

Les travaux effectués lors de la présente étude avaient pour but de caractériser de façon détaillée l'endommagement du matériau à différents niveaux de développement de la RAS à travers deux séries de corps d'épreuve jugés représentatifs des ouvrages de type dalle épaisse.

Les différents niveaux de développement de la RAS ont été sélectionnés en fonction de l'évolution déformationnelle de la portion supérieure des corps d'épreuve. Pour un niveau particulier de développement de la RAS atteint,

l'examen de la déformation des corps d'épreuve montre une expansion hétérogène caractérisée par une nette progression de l'expansion de la base vers le sommet des corps d'épreuve.

Cette réaction de gonflement endogène qu'est la RAS cause l'apparition de fissures à l'intérieur du matériau béton. Dans le contexte de la présente étude, cette fissuration s'initie à l'intérieur des particules rigides de gros granulat puis, avec la progression de la RAS, la fissuration se propage dans la pâte de ciment. Éventuellement, avec un niveau dit élevé de RAS, un réseau de fissures se propageant d'une particule de granulat réactive à une autre se forme.

L'influence de l'ampleur de cette fissuration ou du réseau de fissuration sur les propriétés mécaniques du béton se manifeste dans les résultats des essais SDT, alors que l'ampleur du réseau de fissuration est documentée par l'analyse pétrographique DRI.

L'apparition de la fissuration dans les dalles réactives a eu un impact majeur sur les propriétés mécaniques des carottes extraites des corps d'épreuve. Cette fissuration a causé des diminutions parfois importantes de la résistance en compression, résistance à la fissuration (ou traction), et du module d'élasticité du matériau. La rigidité du béton est une propriété ayant été particulièrement touchée par le développement de la fissuration. En effet, des diminutions de rigidité jusqu'à 67% ont pu être observées par endroits.

Tous les essais de caractérisation du matériau démontrent les mêmes tendances, c'est-à-dire qu'il y a présence d'un gradient d'endommagement à l'intérieur des corps d'épreuve. Ainsi, l'endommagement est plus élevé dans la section supérieure des corps d'épreuve et il diminue progressivement en se dirigeant vers le lit d'armature de flexion présent dans la portion inférieure des corps d'épreuve. Cela peut être expliqué par le confinement apporté par la présence des barres d'armature de flexion. En effet, le lit d'armature restreint le

gonflement du béton causé par la RAS et par le fait même ralentit l'apparition du réseau de fissures. Dans la partie supérieure, l'effet de confinement des barres d'armature s'estompe et un comportement déformationnel expansif s'approchant d'une expansion libre peut être observé, engendrant ainsi un endommagement plus sévère.

Il y a lieu de souligner que les importantes diminutions des propriétés mécaniques observées sur les carottes issues des corps d'épreuves réactifs ne sont pas nécessairement représentatives des propriétés in situ du matériau. En effet, les carottes ayant été extraites de leur milieu confiné lors du carottage, il est probable que les résistances mécaniques obtenues soient inférieures à celles du matériau « confiné » des corps d'épreuves.

Le second volet de l'étude consistait à examiner l'influence de la RAS sur le comportement structural, et plus particulièrement sur la résistance à l'effort tranchant de structures atteintes de RAS. Les faibles propriétés mécaniques du béton atteint de RAS suggèrent une diminution de cette résistance à l'effort tranchant. Or, les essais structuraux réalisés en laboratoire ont révélé une capacité à l'effort tranchant supérieure pour les corps d'épreuve atteints de RAS en comparaison avec un corps d'épreuve sain.

Dans la littérature, ce gain de résistance est principalement associé au phénomène de précontrainte chimique qui serait d'une ampleur suffisante pour contrebalancer l'influence de la chute des propriétés mécaniques du béton. Toutefois, à l'inverse de la littérature, il fut démontré dans ce projet que l'influence de cette précontrainte chimique est relativement faible et ne peut à elle seule expliquer le gain de résistance observé.

Tel que mentionné précédemment, l'endommagement présent à l'intérieur des particules de granulat atteintes de RAS tend à créer des plans de faiblesse. Ces plans deviennent alors un chemin préférentiel pour la création d'une nouvelle fissure de cisaillement qui traverse plus ou moins totalement des

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

particules. L'augmentation du nombre de particules cisillées, bien que de faible ampleur dans cette étude, tend à diminuer la capacité de l'élément à transférer des efforts de cisaillement par la rugosité d'interface entre les lèvres de la fissure.

D'autre part, la progression de la RAS crée un réseau de microfissures plus ou moins organisé au niveau du béton. D'un point de vue structural, ces multiples fissures engendrent une flèche plus importante (déflexion) mais sont caractérisées par des ouvertures plus fines (comparativement aux corps d'épreuve de béton sain), ce qui favorise les différents mécanismes de résistance au cisaillement. Ce phénomène de fissuration multiple semble donc avoir une influence déterminante sur l'accroissement de la résistance à l'effort tranchant observé.

SYNTHÈSE DES CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Un certain nombre d'ouvrages de type dalle épaisse sans étrier coulée en place, éprouvent des pathologies liées à des sollicitations jugées excessives en cisaillement. Plusieurs d'entre eux sont atteints de réaction alcalis-silice (RAS) causant leur dégradation prématurée. Les travaux effectués lors de la présente étude visaient 1) à caractériser l'endommagement du matériau à différents niveaux de développement de la RAS à travers deux séries de corps d'épreuve jugés représentatifs des ouvrages de type dalle épaisse, et 2) à examiner l'influence de la RAS sur la résistance à l'effort tranchant de telles structures.

Pour un niveau particulier de développement de la RAS atteint, une expansion hétérogène caractérisée par une nette progression de l'expansion de la base vers le sommet des corps d'épreuve est observée. La fissuration associable à la RAS s'initie à l'intérieur des particules du gros granulat pour éventuellement former un réseau de fissures se propageant d'une particule de granulat réactive à une autre à travers la pâte de ciment. L'apparition de la fissuration dans les dalles réactives a causé des diminutions parfois importantes de la résistance en compression, résistance à la fissuration (ou traction), et du module d'élasticité du matériau. Des diminutions de module atteignant 67% ont pu être observées par endroits.

Tous les essais démontrent que l'endommagement du matériau *béton* augmente en se dirigeant vers la section supérieure des corps d'épreuve, ce qui peut être expliqué par la présence des barres d'armature de flexion en semelle de ces derniers. Ce lit d'armature restreint le gonflement du béton, sans toutefois complètement empêcher l'apparition de fissures à proximité. Dans la partie supérieure, un comportement déformationnel s'approchant d'une expansion libre est observé, engendrant ainsi un endommagement plus sévère.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Les importantes diminutions des propriétés mécaniques observées ne sont pas nécessairement représentatives des propriétés in situ du matériau puisque les éprouvettes soumises aux essais en laboratoire sont été extraites de leur milieu confiné lors du carottage.

Les essais structuraux réalisés lors du second volet de l'étude ont révélé une capacité à l'effort tranchant supérieure pour les corps d'épreuve atteints de RAS en comparaison avec un corps d'épreuve sain. Dans la littérature, ce comportement est principalement associé au phénomène de précontrainte chimique qui permettrait de contrebalancer l'influence de la chute des propriétés mécaniques du béton. Toutefois, il fut démontré dans ce projet que l'influence de phénomène est relativement faible et ne peut à lui seul expliquer le gain de résistance observé.

L'endommagement présent à l'intérieur des particules de granulat atteintes de RAS tend à créer des plans de faiblesse, i.e. un chemin préférentiel pour la création d'une nouvelle fissure de cisaillement traversant plus ou moins totalement les particules. L'augmentation du nombre de particules cisillées, bien que de faible ampleur dans cette étude, tends à diminuer la capacité de l'élément à transférer des efforts de cisaillement par la rugosité d'interface entre les lèvres de la fissure.

La progression de la RAS crée un réseau de microfissures plus ou moins organisé au niveau du béton. D'un point de vue structural, ces multiples fissures engendrent une flèche plus importante (déflexion) mais sont caractérisées par des ouvertures plus fines (comparativement aux corps d'épreuve de béton sain), favorisant ainsi les différents mécanismes de résistance au cisaillement. Ce phénomène de fissuration multiple semble donc avoir une influence déterminante sur l'accroissement de la résistance à l'effort tranchant observé.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Les thématiques suivantes mériteraient une attention particulière dans la perspective plus globale d'appréciation et d'évaluation du comportement structural d'éléments in-situ affectés par la RAS.

- Le petit nombre de corps d'épreuve testés ne permet pas la généralisation d'une approche globale pour l'évaluation de la capacité portante et de la résistance à l'effort tranchant, bien qu'elle en ait dégagé certains paramètres clés.
- Les corps d'épreuve ayant été supportés uniformément lors de leur conditionnement afin de s'affranchir d'un gradient de contrainte résultant de conditions simplement appuyées, il y aurait lieu d'examiner le comportement à l'effort tranchant apporté par d'autres conditions d'appui lors du développement de la RAS.

Le niveau de confinement du matériau béton constituant l'élément structural soumis à la RAS s'avère déterminant sur le comportement structural anticipé. Ainsi, des travaux additionnels seraient nécessaires afin d'évaluer l'effet de divers paramètres sur ce comportement structural, incluant, par exemple, des corps d'épreuve de géométries différentes (colonne, poutre, dalle sur sol), différents types de granulats réactifs (gravier vs pierre concassée), l'influence de l'orientation préférentielle de la fissuration, l'effet combinée de la RAS et d'autres pathologies (e.g. gel-dégel), de même que de la représentativité/fiabilité des essais de caractérisation mécaniques réalisés sur carottes extraites de ces éléments structuraux sous confinement.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

TABLE DES MATIÈRES

Chapitre 1 CONTEXTE.....	57
Chapitre 2 MANDAT ET PORTÉE DU RAPPORT	61
Chapitre 3 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	63
3.1 Introduction	63
3.2 La réaction alcalis-granulats dans le béton.....	64
3.2.1 Définition de la RAG	64
3.2.2 Définition de la RAS.....	64
3.3 Conditions nécessaires au développement de la RAS.....	65
3.3.1 Granulats réactifs.....	66
3.3.2 Teneur en hydroxydes alcalins.....	66
3.3.3 Teneur en humidité.....	67
3.3.4 Autres facteurs.....	68
3.4 Les effets de la réaction	69
3.4.1 Expansion du béton	70
3.4.2 Fissuration	71
3.4.3 Gel de réaction	75
3.4.4 Auréoles de réaction.....	76
3.4.5 Éclatement du béton (pop outs).....	78
3.5 Influence de la RAS sur l'endommagement physique du béton	78
3.5.1 Influence de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton	78
3.5.2 Influence de la RAS sur le béton armé/confiné	87
3.6 Évaluation de l'endommagement causée par la RAS	91
3.6.1 Propriétés mécaniques du béton.....	92
3.6.2 Stiffness Damage Test (SDT)	97
3.6.3 Damage Rating Index (DRI).....	101

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

3.7 Études sur le comportement structural de dalles/poutres atteintes de RAS	106
3.7.1 Présentation des études	107
3.7.2 Récapitulatif	115
3.8 Le cisaillement	117
3.8.1 Mécanismes de résistance au cisaillement	117
3.8.2 Paramètres influençant la résistance au cisaillement	122
3.8.3 Méthode de calcul de la norme CAN/CSA S6-14	129
Chapitre 4 MÉTHODOLOGIE	137
4.1 Caractéristique des corps d'épreuve	138
4.1.1 Géométrie	138
4.1.2 Expansion des dalles	139
4.1.3 Nomenclature des dalles	139
4.1.4 Propriétés des matériaux	140
4.2 Conception du ferrailage	144
4.3 Coffrage et ferrailage (fabrication et mise en place)	146
4.4 Instrumentation des corps d'épreuve	147
4.4.1 Plots de surface	147
4.4.2 Jauges noyées au béton	149
4.4.3 Jauges de déformation pour l'acier	150
4.4.4 Jauges à fibre optique (Série 2)	151
4.5 Codification de l'instrumentation	153
4.5.1 Plots	153
4.5.2 Jauge de déformation	154
4.5.3 Fibre optique	156
4.6 Coulées et cure des dalles de béton	156
4.7 Conditionnement	157
4.7.1 Dalles	157

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

4.7.2 Éprouvettes de laboratoire	161
4.8 Mesures de changement dimensionnel des dalles	161
4.9 Programme d'essais.....	162
4.9.1 Programme d'essais structuraux.....	164
4.9.2 Programme d'essais de caractérisation du matériau.....	170
4.9.3 Programme d'auscultation des plans de rupture des dalles	173
Chapitre 5 RÉSULTATS D'EXPANSION ET ÉTAT DES CORPS D'ÉPREUVE	175
5.1 Mesures d'expansion des dalles épaisses - Plots.....	175
5.1.1 Critère d'Expansion.....	175
5.1.2 Série 1	175
5.1.3 Série 2	182
5.1.4 Manifestation de l'expansion	189
5.2 Mesures d'expansion des dalles épaisses (Fibre optique).....	193
5.2.1 Série 2	193
5.3 Mesures d'expansion des dalles épaisses (jauges de déformation)....	195
5.3.1 Jauges noyées au béton	195
5.3.2 Jauges de déformation fixées aux barres d'armature	197
5.4 Comparatif entre les méthodes.....	204
5.4.1 Plots d'expansion et Fibre optique	204
5.4.2 Plots d'expansion et jauges de déformation	210
5.5 Analyse sommaire des méthodes.....	214
Chapitre 6 RÉSULTATS MATÉRIAUX.....	217
6.1 Propriétés du béton frais	217
6.2 Résistance en compression.....	218
6.3 Résistance à la traction	224
6.4 Module élastique	228

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

6.5 Résultats de <i>Stiffness Damage Test (SDT)</i>	230
6.6 Résultats de <i>Damage Rating Index (DRI)</i>	234
6.7 Propriétés mécaniques des corps d'épreuves soumis aux essais structuraux	236
6.8 Propriétés de l'acier d'armature	238
6.9 État général des corps d'épreuves	239
 Chapitre 7 RÉSULTATS STRUCTURAUX.....	 241
7.1 Courbes de chargement	241
7.2 Résistance (V_r) des dalles à l'effort tranchant	245
7.3 Fissuration des corps d'épreuve	247
7.3.1 Patron de fissuration	247
7.3.2 Position et angle de fissuration	250
7.3.3 Ouverture et glissement des fissures principales de cisaillement ..	251
7.4 Mode de rupture	257
7.5 Analyse sommaire des résultats structuraux	265
 Chapitre 8 DISCUSSION DES RÉSULTATS	 267
8.1 Caractérisation de l'état d'endommagement du <i>matériau</i>	267
8.1.1 Compression.....	268
8.1.2 Résistance à la traction.....	273
8.1.3 Module d'élasticité	283
8.1.4 <i>Stiffness Damage Test</i>	287
8.1.5 <i>Damage Rating Index (DRI)</i>	293
8.1.6 État global de l'endommagement.....	309
8.2 Comportement des dalles à la rupture	311
8.3 Courbes de chargement	312
8.4 Résistance en fonction de l'expansion.....	315
8.5 Calculs de la résistance ultime à l'effort tranchant selon la norme CAN/CSA S6-14.....	317

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

8.5.1 Propriétés mécaniques des corps d'essais	318
8.5.2 Résistance théorique des dalles (sans ajustement)	319
8.5.3 Positions d'analyses et méthodes de calculs	321
8.5.4 Précontrainte chimique	324
8.5.5 Analyse des plans de fissuration.....	327
8.5.6 Espacement des fissures	342
8.5.7 Résumé des paramètres.....	345
Chapitre 9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	355
9.1 Généralités.....	355
9.2 Expansion des corps d'épreuve.....	357
9.3 Endommagement du <i>matériau béton</i>	358
9.4 Résultats des essais structuraux	360
9.5 Recommandations :	362
Chapitre 10 BIBLIOGRAPHIE	365
Annexe A FABRICATION DES COFFRAGE ET DES CAGE D'ARMATURE.....	373
Annexe A.1 : Coffrage	375
Annexe A.2 : Cages d'armature.....	377
Annexe A.3 Coulée des dalles	379
Annexe B RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT EXPÉRIMENTALE.....	383
Annexe C RÉSULTATS DES ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES AINSI QUE DES ANALYSES CIMENTAIRES	387
Annexe D RÉSULTATS MATÉRIAU.....	395
Annexe D.1 Résistance en compression	397
Annexe D.1.1 Série 1.....	397
Annexe D.1.2 Série 2.....	400
Annexe D.2 Résistance en tension.....	401

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe D.2.1 Série 1.....	401
Annexe D.2.2 Série 2.....	403
Annexe D.3 Résultats SDT et module d'élasticité.....	404
Annexe D.3.1 Série 1.....	404
Annexe D.3.2 Série 2.....	408
Annexe D.4 Résultats détaillés du DRI.....	411
Annexe D.4.1 Série 1.....	411
Annexe D.4.2 Série 2.....	420
Annexe E REPRÉSENTATION SPATIALE.....	427
Annexe E.1 Perte de résistance en compression	430
Annexe E.1.1 Série 1.....	430
Annexe E.1.2 Série 2.....	431
Annexe E.2 Perte de résistance au fendage	432
Annexe E.2.1 Série 1.....	432
Annexe E.2.2 Série 2.....	433
Annexe E.3 Pertes de rigidité	434
Annexe E.3.1 Série 1.....	434
Annexe E.3.2 Série 2.....	435
Annexe E.4 Représentation de l'endommagement selon le SDI.....	436
Annexe E.4.1 Série 1.....	436
Annexe E.4.2 Série 2.....	437
Annexe E.5 Représentation de l'endommagement selon le DRI.....	438
Annexe E.5.1 Série 1.....	438
Annexe E.5.2 Série 2.....	439
Annexe F PROPRIÉTÉS DE L'ACIER D'ARMATURE	441
Annexe G RÉSULTATS D'EXPANSION	445

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe G.1 Expansion (plots).....	447
Annexe G.1.1 Série 1	447
Annexe G.1.2 Série 2	457
Annexe H ESSAIS STRUCTURAUX	467
Annexe H.1 Plan de fissuration	469
Annexe H.2 : Position de la fissure et angle de fissuration	474
Annexe I RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT	477
Annexe I.1 : Exemple de calculs selon la norme CAN/CSA S6-14	479
Annexe I.1.1 Exemple de calculs détaillé selon la méthode générale ...	479
Annexe I.1.2 Exemple de calculs détaillé selon la méthode du commentaire (méthode complexe).....	482
Annexe I.2 : Résumé des calculs de résistance présentés dans le corps du rapport.....	485
Annexe I.2.1 Analyse selon les paramètres de base.....	486
Annexe I.2.2 Analyse selon diverses positions et méthodes	492
Annexe I.2.3 Analyse en incluant la précontrainte chimique	498
Annexe I.2.4 Analyse selon une grosseur de granulats équivalent	501
Annexe I.3 Analyse de la résistance au cisaillement en fonction du facteur d'espacement des fissures et des propriétés mécaniques.....	502
Annexe I.4 Paramètres utilisés pour l'analyse Moment-Courbure.....	505
Annexe I.4.1 Béton en compression	505
Annexe I.4.2 Béton en traction.....	506
Annexe I.4.3 Acier en traction et en compression	507

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : INDICES PÉTROGRAPHIQUES D'ENDOMMAGEMENT RÉPERTORIÉS SELON LA MÉTHODE PROPOSÉE PAR GRATTAN-BELLEW ET MITCHELL (2006) ET SELON LA MÉTHODE MODIFIÉE DE VILLENEUVE, (VILLENEUVE, 2011). ...	103
TABLEAU 2 : MODES DE RUPTURE EN FONCTION DE L'ÉLANCEMENT A/D POUR DES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ.	126
TABLEAU 3 : NIVEAUX D'EXPANSION VISÉS.....	139
TABLEAU 4 : FACIÈS PÉTROGRAPHIQUES DU GRANULAT DU NOUVEAU-MEXIQUE, AINSI QUE LEURS PHASES POTENTIELLEMENT RÉACTIVES (VILLENEUVE 2011).	141
TABLEAU 5 : PROPORTION DES MÉLANGES DE BÉTON POUR LA 1 ^{ÈRE} SÉRIE DE DALLES ÉPAISSES.	143
TABLEAU 6 : PROPORTION DES MÉLANGES DE BÉTON POUR LA 2E SÉRIE DE DALLES ÉPAISSES.	144
TABLEAU 7 : RÉCAPITULATIF DE LA GÉOMÉTRIE DES DALLES.....	145
TABLEAU 8 : CODIFICATION DES LVDT POUR LES ESSAIS DE LA PREMIÈRE SÉRIE DE DALLES.	169
TABLEAU 9 : CODIFICATION DES LVDT POUR LES ESSAIS DE LA DEUXIÈME SÉRIE DE DALLES.	170
TABLEAU 10 : EXPANSION FINALE DES DALLES DE LA SÉRIE 1.	176
TABLEAU 11 : VALEURS D'EXPANSION MOYENNE (%), À ÉCHÉANCE FINALE, SELON LES DIFFÉRENTES FACES ET ORIENTATIONS POUR CHACUNE DE DALLES DE LA SÉRIE 1.	181

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 12 : NIVEAU D'EXPANSION (%) FINAL DES DALLES DE LA 2 ^E SÉRIE.....	182
TABLEAU 13 : MESURES D'EXPANSION MOYENNE (%), À ÉCHÉANCE, SELON LES DIFFÉRENTES FACES ET ORIENTATIONS POUR CHACUNE DE DALLES DE LA SÉRIE 2.	188
TABLEAU 14 : EXPANSION EN DIRECTION LONGITUDINALE OBTENUE À PARTIR DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE, AVANT ET APRÈS AJUSTEMENT POUR LES FISSURES EXCLUES DU CHAMP DE LECTURE.....	208
TABLEAU 15 : EXPANSION DES CORPS D'ÉPREUVE AU NIVEAU DES RANGS D'ARMATURE SELON UNE INTERPOLATION RÉALISÉE À PARTIR VALEURS D'EXPANSION LONGITUDINALE ISSUES DES PLOTS.	213
TABLEAU 16 : COMPARAISON ENTRE LES VALEURS D'EXPANSION OBTENUES AVEC LES JAUGES SOUDÉES ET LES PLOTS (NIVEAU D'ARMATURE INFÉRIEUR).....	213
TABLEAU 17 : EXPANSION DES BARRES D'ARMATURE (PRÉCONTRAÎNTE CHIMIQUE).	215
TABLEAU 18 : PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS DES MÉLANGES DE LA SÉRIE 1.....	217
TABLEAU 19 : PROPRIÉTÉS DU BÉTON FRAIS DES MÉLANGES DE LA SÉRIE 2.....	218
TABLEAU 20 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON ISSUES DES CYLINDRES ASSOCIÉS AUX DALLES DE LA SÉRIE 1. LE MODE DE CONSERVATION DES ÉPROUVETTES AVANT LES ESSAIS EST ÉGALEMENT INDIQUÉ.	219
TABLEAU 21 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON ISSUES DES CYLINDRES ASSOCIÉS AUX MÉLANGES DES DALLES DE LA SÉRIE 2. LE MODE DE CONSERVATION DES ÉPROUVETTES AVANT LES ESSAIS EST ÉGALEMENT INDIQUÉ.....	220
TABLEAU 22 : RÉSISTANCE EN COMPRESSION, COEFFICIENT DE VARIATION (CV) ET NOMBRE D'ÉCHANTILLONS POUR LE BÉTON DES DALLES NON RÉACTIVES DE CHACUNE DES SÉRIES.	222

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 23 : RÉSISTANCE EN COMPRESSION, COEFFICIENT DE VARIATION (CV) ET NOMBRE D'ÉCHANTILLONS POUR LES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	224
TABLEAU 24 : RÉSISTANCE À LA TRACTION POUR LES ÉCHANTILLONS DES DALLES NON RÉACTIVES, SELON LEUR ORIENTATION ET POSITION.	226
TABLEAU 25 : RÉSISTANCE À LA TRACTION POUR LES ÉCHANTILLONS DES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i> , SELON LEUR ORIENTATION ET POSITION.....	228
TABLEAU 26 : MODULE D'ÉLASTICITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DES DALLES NON RÉACTIVES, SELON LEUR ORIENTATION ET POSITION.....	229
TABLEAU 27 : MODULE D'ÉLASTICITÉ POUR LES ÉCHANTILLONS DES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i> , SELON LEUR ORIENTATION ET POSITION.....	230
TABLEAU 28 : <i>STIFFNESS DAMAGE INDEX (SDI)</i> POUR LES ÉCHANTILLONS DES DALLES NON RÉACTIVES, SELON L'ORIENTATION ET LA POSITION.	233
TABLEAU 29 : <i>STIFFNESS DAMAGE INDEX (SDI)</i> POUR LES ÉCHANTILLONS DES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i> , SELON L'ORIENTATION ET LA POSITION.	233
TABLEAU 30 : RÉSULTATS DE <i>DAMAGE RATING INDEX (DRI)</i> DES CAROTTES HORIZONTALES POUR LES DALLES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	235
TABLEAU 31 : RÉSULTATS DE <i>DAMAGE RATING INDEX (DRI)</i> DES CAROTTES VERTICALES POUR LES DALLES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	236
TABLEAU 32 : RÉSISTANCE EN COMPRESSION, COEFFICIENT DE VARIATION (CV) ET NOMBRE D'ÉCHANTILLONS POUR LES DALLES 1-R1 ET 1-R3 (I.E. AYANT SUBI UN ESSAI STRUCTURAL).....	237

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 33 : RÉSISTANCE EN TRACTION, COEFFICIENT DE VARIATION (CV) ET NOMBRE D'ÉCHANTILLONS POUR LES DALLES 1-R1 ET 1-R3 (I.E. AYANT SUBI UN ESSAI STRUCTURAL).....	237
TABLEAU 34 : STIFFNESS DAMAGE INDEX, COEFFICIENT DE VARIATION (CV) ET NOMBRE D'ÉCHANTILLONS POUR LES DALLES 1-R1 ET 1-R3 (I.E. AYANT SUBI UN ESSAI STRUCTURAL).....	238
TABLEAU 35 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE L'ACIER D'ARMATURE UTILISÉ POUR LA CONFECTION DES DALLES ÉPAISSES.....	239
TABLEAU 36 : RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT EXPÉRIMENTALE ET GAIN DE RÉSISTANCE.	246
TABLEAU 37 : POSITION ET ANGLE DE RUPTURE POUR LA PHASE DE CHARGEMENT.	250
TABLEAU 38 : MODE DE RUPTURE DE LA DALLE 1-NR.	259
TABLEAU 39 : MODE DE RUPTURE DE LA DALLE 1-R1.....	260
TABLEAU 40 : MODE DE RUPTURE DE LA DALLE 1-R3.....	261
TABLEAU 41 : MODE DE RUPTURE DE LA DALLE 2-NR.	262
TABLEAU 42 : MODE DE RUPTURE DE LA DALLE 2-R1.	263
TABLEAU 43 : MODE DE RUPTURE DE LA DALLE 2-R2.	264
TABLEAU 44 : CLASSIFICATION DU NIVEAU D'ENDOMMAGEMENT DU BÉTON CAUSÉ PAR LA RÉACTION ALCALIS-SILICE. MODIFIÉ DE SANCHEZ (2014).	268
TABLEAU 45 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE EN COMPRESSION ET CHUTE PAR RAPPORT AUX DALLES NON RÉACTIVES CORRESPONDANTES, SELON L'ORIENTATION ET LA POSITION POUR LES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	270

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 46 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE EN COMPRESSION ET CHUTES CORRESPONDANTES PAR RAPPORT AUX DALLES NON-RÉACTIVES DE LA MÊME SÉRIE, ET CE EN FONCTION DE LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (1/3 ET 3/3 ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET 2/3 LA SECTION CENTRALE AU CŒUR DU CORPS D'ÉPREUVE).....	272
TABLEAU 47 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE EN COMPRESSION ET CHUTES CORRESPONDANTES PAR RAPPORT AUX DALLES NON-RÉACTIVES DE LA MÊME SÉRIE, ET CE EN FONCTION DE LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (A ET C ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET B LA SECTION CENTRALE AU CŒUR).....	273
TABLEAU 48 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE À LA TRACTION ET DIMINUTION PAR RAPPORT AUX DALLES NON RÉACTIVES CORRESPONDANTES, SELON L'ORIENTATION ET LA POSITION POUR LES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	275
TABLEAU 49 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE À LA TRACTION SELON L'ORIENTATION DES DIFFÉRENTES SÉRIES DE CAROTTES « HORIZONTALES » POUR LA DALLE 2-R3.....	279
TABLEAU 50 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE À LA TRACTION SELON L'ORIENTATION DES DIFFÉRENTES SÉRIES DE CAROTTES « VERTICALES » POUR LA DALLE 2-R3.....	279
TABLEAU 51 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE À LA TRACTION ET CHUTES CORRESPONDANTES PAR RAPPORT AUX DALLES NON-RÉACTIVES DE LA MÊME SÉRIE, ET CE EN FONCTION DE LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (1/3 ET 3/3 ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET 2/3 LA SECTION CENTRALE AU CŒUR DU CORPS D'ÉPREUVE).....	281

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 52 : VALEURS MOYENNES DE RÉSISTANCE À LA TRACTION ET CHUTES CORRESPONDANTES PAR RAPPORT AUX DALLES NON-RÉACTIVES DE LA MÊME SÉRIE, ET CE EN FONCTION DE LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (A ET C ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET B LA SECTION CENTRALE AU CŒUR DU CORPS D'ÉPREUVE).....	282
TABLEAU 53 : VALEURS MOYENNES DE MODULE D'ÉLASTICITÉ ET DIMINUTION PAR RAPPORT AUX DALLES NON RÉACTIVES CORRESPONDANTES, SELON L'ORIENTATION ET LA POSITION POUR LES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	284
TABLEAU 54 : VALEURS MOYENNES DE MODULE D'ÉLASTICITÉ ET CHUTES CORRESPONDANTES PAR RAPPORT AUX DALLES NON-RÉACTIVES DE LA MÊME SÉRIE, ET CE EN FONCTION DE LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (1/3 ET 3/3 ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET 2/3 LA SECTION CENTRALE AU CŒUR).	286
TABLEAU 55 : VALEURS MOYENNES DE MODULE D'ÉLASTICITÉ ET CHUTES CORRESPONDANTES PAR RAPPORT AUX DALLES NON-RÉACTIVES DE LA MÊME SÉRIE, ET CE EN FONCTION DE LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (1/3 ET 3/3 ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET 2/3 LA SECTION CENTRALE AU CŒUR).	287
TABLEAU 56 : ÉCHELLE D'ENDOMMAGEMENT EN FONCTION DU SDI.	289
TABLEAU 57 : VALEURS MOYENNES DE SDI ET NIVEAU D'ENDOMMAGEMENT CORRESPONDANT SELON L'ORIENTATION ET LA POSITION DES ÉCHANTILLONS PRÉLEVÉS DANS LES DALLES NON RÉACTIVES.	289
TABLEAU 58 : VALEURS DE <i>SDI</i> ET NIVEAU D'ENDOMMAGEMENT DES DALLES RÉACTIVES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i> SELON LA POSITION ET L'ORIENTATION.	290

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 59 : VALEURS MOYENNES DE SDI SELON LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (1/3 ET 3/3 ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET 2/3 LA SECTION CENTRALE AU CŒUR).	292
TABLEAU 60 : VALEURS MOYENNES DE SDI SELON LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (A ET C ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET B LA SECTION CENTRALE AU CŒUR)..	293
TABLEAU 61 : ÉCHELLE D'ENDOMMAGEMENT DU BÉTON SELON LE DRI, ADAPTÉE DES TRAVAUX DE SANCHEZ (2014) ET FOURNIER <i>ET AL.</i> , (2009).....	294
TABLEAU 62 : INDICES D'ENDOMMAGEMENT RÉPERTORIÉS ET VALEURS MOYENNES DE DRI SELON L'ORIENTATION POUR LES DALLES NON RÉACTIVES.....	295
TABLEAU 63 : NIVEAU D'ENDOMMAGEMENT DÉTERMINÉ PAR LA MÉTHODE DU DRI, POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À DIFFÉRENTS NIVEAUX DES DALLES RÉACTIVES.....	298
TABLEAU 64 : NIVEAU D'ENDOMMAGEMENT DÉTERMINÉ PAR LA MÉTHODE DU DRI POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT DANS LES DALLES RÉACTIVES.	298
TABLEAU 65 : INDICES D'ENDOMMAGEMENT ET VALEURS MOYENNES DE DRI DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À DIFFÉRENTS NIVEAUX DES DALLES RÉACTIVES.	299
TABLEAU 66 : INDICES D'ENDOMMAGEMENT ET VALEURS MOYENNES DE DRI POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT DANS LES DALLES RÉACTIVES.	301
TABLEAU 67 : VALEURS MOYENNES DE DRI SELON LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (1/3 ET 3/3 ÉTANT DES SECTIONS LATÉRALES ET 2/3 LA SECTION CENTRALE AU CŒUR).	307

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 68 : VALEURS MOYENNES DE DRI SELON LA POSITION DES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT À L'INTÉRIEUR DES DALLES RÉACTIVES (SECTION A ET C ÉTANT LATÉRALE, ET B CENTRALE).....	308
TABLEAU 69 : RIGIDITÉ INITIALE DES DALLES (MESURÉ ENTRE 0,0 ET 0,5 MM DE FLÈCHE).....	314
TABLEAU 70 : COEFFICIENT B DES DIFFÉRENTES DALLES EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION ET À LA FISSURATION.....	316
TABLEAU 71 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES DALLES UTILISÉES POUR LES CALCULS DE RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT.....	319
TABLEAU 72 : EXEMPLE DE CALCULS POUR LE RATIO MOYEN DES RÉSISTANCES V_{EXP}/V_{NORME}	322
TABLEAU 73 : DÉFORMATIONS AXIALES DANS LES BARRES D'ARMATURE.....	324
TABLEAU 74 : EFFORTS ENGENDRÉS PAR LA PRÉCONTRAÎNTE CHIMIQUE.....	325
TABLEAU 75 : TAILLE DES PARTICULES AJUSTÉES EN FONCTION DU POURCENTAGE DE PARTICULES CISAILLÉES.....	339
TABLEAU 76 : EXEMPLE DE CALCULS POUR LA DÉTERMINATION DU A_G ÉQUIVALENT.....	339
TABLEAU 77 : FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) CALCULÉES POUR LES DIFFÉRENTES DALLES.....	344
TABLEAU 78 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [KN] POUR LA DALLE 2-NR EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (F'_c) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=423$ KN).....	346
TABLEAU 79 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [KN] POUR LA DALLE 2-NR EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA FISSURATION (F_{CR}) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=423$ KN).....	346

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 80 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 2-R1 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (F'_c) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=471$ kN).....	347
TABLEAU 81 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 2-R1 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA FISSURATION (F_{CR}) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=471$ kN).....	347
TABLEAU 82 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 2-R2 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (F'_c) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=476$ kN).....	348
TABLEAU 83 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 2-R2 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA FISSURATION (F_{CR}) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=471$ kN).....	348
TABLEAU 84 : ANGLE DE FISSURATION EXPÉRIMENTALE ET THÉORIQUE EN DEGRÉS (SELON LA MÉTHODE GÉNÉRALE DE LA NORME).....	350
TABLEAU 85 : RÉSISTANCE EN COMPRESSION DES ÉCHANTILLONS DE LA PREMIÈRE SÉRIE.....	397
TABLEAU 86 : RÉSISTANCE EN COMPRESSION DES ÉCHANTILLONS DE LA SÉRIE 2.	400
TABLEAU 87 : RÉSISTANCE AU FENDAGE ET À LA TRACTION DES ÉCHANTILLONS DE LA SÉRIE 1.....	401
TABLEAU 88 : RÉSISTANCE AU FENDAGE ET À LA TRACTION DES ÉCHANTILLONS DE LA SÉRIE 2.....	403
TABLEAU 89 : RÉSULTATS EXTRAITS DES ESSAIS DE <i>STIFFNESS DAMAGE TEST</i> POUR LES ÉCHANTILLONS DE LA DALLE 1-NR.....	404
TABLEAU 90 : RÉSULTATS EXTRAITS DES ESSAIS DE <i>STIFFNESS DAMAGE TEST</i> POUR LES ESSAIS DE LA DALLE 1-R1.....	405

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 91 : RÉSULTATS EXTRAITS DES ESSAIS DE STIFFNESS DAMAGE TEST POUR LES ÉCHANTILLONS DE LA DALLE 1-R2.....	406
TABLEAU 92 : RÉSULTATS EXTRAITS DES ESSAIS DE STIFFNESS DAMAGE TEST POUR LES ÉCHANTILLONS DE LA DALLE 1-R3.....	407
TABLEAU 93 : RÉSULTATS EXTRAITS DES ESSAIS DE STIFFNESS DAMAGE TEST POUR LES ÉCHANTILLONS DE LA DALLE 2-NR.....	408
TABLEAU 94 : RÉSULTATS EXTRAITS DES ESSAIS DE STIFFNESS DAMAGE TEST POUR LES ÉCHANTILLONS DE LA DALLE 2-R3.....	409
TABLEAU 95 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 1-R2.....	412
TABLEAU 96 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 1-R2.....	415
TABLEAU 97 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 1-NR.....	418
TABLEAU 98 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 1-NR.....	419
TABLEAU 99 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 2-R3.....	420
TABLEAU 100 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 2-R3.....	423

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 101 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES VERTICALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 2-NR.....	425
TABLEAU 102 : RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES MESURES DE <i>DAMAGE RATING INDEX</i> (DRI) OBTENUES POUR LES CAROTTES PRÉLEVÉES HORIZONTALEMENT AU SEIN DE LA DALLE 2-NR.....	426
TABLEAU 103 : PROPRIÉTÉS DE LA DALLE 2-R2 POUR LE CALCUL DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT SELON LA MÉTHODE GÉNÉRALE.	480
TABLEAU 104 : PROPRIÉTÉS DE LA DALLE 2-R2 POUR LE CALCUL DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT SELON LA MÉTHODE DU COMMENTAIRE.	482
TABLEAU 105 : RÉSUMÉ DES DIFFÉRENTES ANALYSES.	485
TABLEAU 106 : V_R SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MINIMALE, CALCULÉE À D_V DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	486
TABLEAU 107 : V_R SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE À D_V DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	487
TABLEAU 108 : V_R SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MAXIMALE, CALCULÉE À D_V DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	488
TABLEAU 109 : V_R SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA FISSURATION MINIMALE, CALCULÉE À D_V DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	489
TABLEAU 110 : V_R SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA FISSURATION MOYENNE, CALCULÉE À D_V DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	490

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 111 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA FISSURATION MAXIMALE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	491
TABLEAU 112 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	492
TABLEAU 113 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE SIMPLIFIÉE DU COMMENTAIRE DE LA NORME, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	493
TABLEAU 114 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE DU COMMENTAIRE DE LA NORME, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	494
TABLEAU 115 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE AU CENTRE DE LA FISSURE THÉORIQUE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	495
TABLEAU 116 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE SIMPLIFIÉE DU COMMENTAIRE DE LA NORME, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE AU CENTRE DE LA FISSURE THÉORIQUE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUE.	496
TABLEAU 117 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE DU COMMENTAIRE DE LA NORME, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE AU CENTRE DE LA FISSURE THÉORIQUE ET SANS PRÉCONTRAÎTE CHIMIQUES.	497

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 118 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MINIMALE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET AVEC PRÉCONTRAINTÉ CHIMIQUE.	498
TABLEAU 119 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET AVEC PRÉCONTRAINTÉ CHIMIQUE.	499
TABLEAU 120 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MAXIMALE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE ET AVEC PRÉCONTRAINTÉ CHIMIQUE.	500
TABLEAU 121 : VR SELON LES PARAMÈTRES SUIVANTS : MÉTHODE GÉNÉRALE, RÉSISTANCE À LA COMPRESSION MOYENNE, CALCULÉE À DV DE LA PLAQUE DE CHARGE, AVEC PRÉCONTRAINTÉ CHIMIQUE ET UNE GROSSEUR DE GRANULATS ÉQUIVALENT.	501
TABLEAU 122 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 1-NR EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (F'_c) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=411$ kN).....	502
TABLEAU 123 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 1-NR EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA FISSURATION (F_{CR}) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=411$ kN).....	502
TABLEAU 124 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 1-R1 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (F'_c) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=506$ kN).....	503
TABLEAU 125 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 1-R1 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA FISSURATION (F_{CR}) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=506$ kN).....	503

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

TABLEAU 126 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 1-R3 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA COMPRESSION (F'_c) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=469$ kN).....	504
TABLEAU 127 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT [kN] POUR LA DALLE 1-R3 EN FONCTION DE LA RÉSISTANCE À LA FISSURATION (F_{CR}) ET DU FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES (s_z) ($V_{EXP}=469$ kN).....	504
TABLEAU 128 : PARAMÈTRE UTILISÉ POUR LA RELATION CONTRAINTE-DÉFORMATION.	505

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : INFLUENCE DE LA TENEUR EN ALCALIS DU BÉTON (KG/M^3 , $\text{NA}_2\text{O}_{\text{EQ}}$) SUR L'EXPANSION DE PRISMES DE BÉTON CONTENANT DE L'OPALE ET CONSERVÉS À 100% D'HUMIDITÉ RELATIVE À 20°C (CARLES-GIBERGUES ET HORNAIN, 2008).....	67
FIGURE 2 : A) INFLUENCE DE L'HUMIDITÉ SUR LE GONFLEMENT ASSOCIABLE À LA RAS ET B) INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE SUR LE SEUIL D'HUMIDITÉ RELATIVE NÉCESSAIRE À ENGENDRER LA RAS. LES POINTS ET LES LETTRES REPRÉSENTENT DES RÉSULTATS REPRIS DE DIFFÉRENTES PUBLICATIONS. (CARLES-GIBERGUES ET HORNAIN, 2008).....	68
FIGURE 3 : FACTEURS INTERVENANT SUR L'APPARITION DES TROIS CONDITIONS NÉCESSAIRES À L'ALCALI-RÉACTION (CARLES-GIBERGUES ET HORNAIN, 2008).....	69
FIGURE 4 : SECTION DE L'ÉCHANGEUR ROBERT-BOURASSA-CHAREST (DÉMOLI EN 2010) DÉMONTRANT DIFFÉRENTS SYMPTÔMES COMMUNÉMENT ASSOCIÉS À LA RAS, TELS QUE FISSURATION (ORIENTÉE DANS LE CAS DES SECTIONS ARMÉES DE COLONNES ET DU TABLIER), DÉCOLORATION AUTOUR DES FISSURES, EXSUDATIONS, ETC. (BÉRUBÉ ET AL., 2005).....	71
FIGURE 5 : FISSURATION SUPERFICIELLE ET EXSUDATS BLANCHÂTRES SUR UN ÉLÉMENT DE BÉTON AFFECTÉ PAR LA RAS (BÉRUBÉ ET AL., 2005).	73
FIGURE 6 : PROFONDEUR DE LA FISSURE EN FONCTION DE L'OUVERTURE VISIBLE EN SURFACE (CARLES-GIBERGUES ET HORNAIN, 2008).	74
FIGURE 7 : SCHÉMAS ILLUSTRANT LA MACROFISSURATION (SURFACE) ET LA MICROFISSURATION (PORTION INTERNE) GÉNÉRÉES DANS DES BÉTONS AFFECTÉS PAR LA RAS OÙ LE GRANULAT RÉACTIF SE SITUE DANS LE GRANULAT GROSSIER (A) ET LE GRANULAT FIN (B) (BCA, 1992).....	75

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 8 : MICROGRAPHIES DE BÉTONS AFFECTÉS PAR LA RAS. SECTIONS DE BÉTON POLIES ILLUSTRANT LA MICROFISSURATION GÉNÉRÉE DANS DES BÉTONS AFFECTÉS PAR LA RAS OÙ LE GRANULAT RÉACTIF SE SITUE DANS LE GRANULAT GROSSIER (A) ET LE GRANULAT FIN (B). ON PEUT ÉGALEMENT REMARQUER LA PRÉSENCE DE GEL DE SILICE TAPISSANT UNE SURFACE DE FRACTURE DE LA PÂTE DE CIMENT (C), DE MÊME QU'AU SEIN DE PARTICULES DE GRANULATS RÉACTIFS ET DANS LES PORES DE LA PÂTE DE CIMENT (D) (FOURNIER <i>ET AL.</i> , 2010 ; VILLENEUVE <i>ET AL.</i> , 2010).....	77
FIGURE 9 : EFFETS DE L'EXPANSION CAUSÉE PAR LA RAS SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON PAR RAPPORT À L'EXPANSION (FOURNIER ET BÉRUBÉ, 2000).....	79
FIGURE 10 : DIMINUTION DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON SELON L'EXPANSION ATTEINTE (CLAYTON <i>ET AL.</i> , 1990).....	80
FIGURE 11 : EFFETS DE L'EXPANSION CAUSÉE PAR LA RAS SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES D'UN BÉTON FABRIQUÉ AVEC UN GRAVIER RÉACTIF (ÉPROUVETTES CONSERVÉES À 38°C ET 100 % D'HUMIDITÉ RELATIVE) (R _C = RÉSISTANCE EN COMPRESSION ET R _T = RÉSISTANCE À LA TRACTION) (CARLES-GIBERGUES ET HORNAIN, 2008).....	81
FIGURE 12: DIMINUTION DE LA RÉSISTANCE À LA TRACTION (<i>GAS PRESSURE</i>) EN FONCTION DE L'EXPANSION PAR RAPPORT À UN BÉTON SAIN DE MÊME MATURITÉ, ET CE POUR DIFFÉRENTS MÉLANGES DE BÉTONS RÉACTIFS (25 À 45 MPA) INCORPORANT DIFFÉRENTS GRANULATS RÉACTIFS (SANCHEZ, 2014).	82
FIGURE 13 : COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION TYPIQUE OBTENUE LORS D'UN ESSAI DE TRACTION, AVEC SCHÉMA REPRÉSENTANT LES ÉTAPES D'INITIATION ET DE PROPAGATION DE LA MICROFISSURATION. MODIFIÉE DE KARIHALOO ET AL., (1993).....	84

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 14 : PLAN DE RUPTURE EN TENSION D'UN ÉCHANTILLON DE BÉTON ATTEINT DE RAS.....	84
FIGURE 15 : MODULE D'ÉLASTICITÉ DE BÉTONS ATTEINTS DE RAS SELON LEUR NIVEAU D'EXPANSION (SMAOUI <i>ET AL.</i> , 2004).....	85
FIGURE 16 : DIMINUTION DU MODULE D'ÉLASTICITÉ EN FONCTION DE L'EXPANSION POUR DIFFÉRENTS MÉLANGES DE BÉTON (25 À 35 MPA) ET GRANULATS RÉACTIFS (SANCHEZ, 2014).	86
FIGURE 17 : A) EFFETS DE L'ARMATURE SUR L'EXPANSION DU BÉTON (ISE, 1992) ET B) EFFETS DU CONFINEMENT SUR L'EXPANSION DU BÉTON (SMAOUI <i>ET AL.</i> , 2007).....	88
FIGURE 18 : INFLUENCE DU CONFINEMENT (ARMATURE) SUR LA FISSURATION CAUSÉE PAR LA RAS (ISE, 1992).	89
FIGURE 19 : PRÉCONTRAINTÉ DE COMPRESSION DU BÉTON SELON LE TAUX D'ACIERS D'ARMATURES (SMAOUI <i>ET AL.</i> , 2007).....	90
FIGURE 20 : CONTRAINTES SECONDAIRES ENGENDRÉES AUX EXTRÉMITÉS DES ÉCHANTILLONS LORS D'ESSAI DE TRACTION DIRECTE POUR DIFFÉRENTS SYSTÈMES DE RETENUE D'ÉCHANTILLON (ZHENG <i>ET AL.</i> , 2001).....	93
FIGURE 21 : PLAN DE RUPTURE ET REPRÉSENTATION DES EFFORTS DE COMPRESSION ET TENSION DÉVELOPPÉS PENDANT L'ESSAI, MODIFIÉE DE NEVILLE, (2011).	94
FIGURE 22 : EFFET DE LA VARIATION DE LA DIMENSION MAXIMALE D'UN GRANULAT SUR LES RÉSISTANCES OBTENUES LORS D'ESSAIS DE TRACTION DIRECTE ET DE FENDAGE (HANNANT <i>ET AL.</i> , 1973).....	96
FIGURE 23 : MONTAGE EXPÉRIMENTAL DE L'ESSAI DE <i>STIFFNESS DAMAGE TEST</i> (SDT).	98

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 24 : AIRE D'HYSTÉRÉSIS POUR UN BÉTON ENDOMMAGÉ (PAR LA RAS) ET UN BÉTON SAIN, MODIFIÉE DE CHRISP <i>ET AL.</i> , (1993).....	99
FIGURE 25 : <i>STIFFNESS DAMAGE INDEX</i> (SDI) ET <i>PLASTIC DEFORMATION INDEX</i> (PDI), MODIFIÉE DE SANCHEZ (2014).....	100
FIGURE 26 : MÉTHODE EXPÉRIMENTALE POUR L'ESSAI DE <i>STIFFNESS DAMAGE TEST</i> (SANCHEZ, 2014).....	101
FIGURE 27 : SURFACE D'UNE CAROTTE DE BÉTON POLIE AVEC MAILLAGE DE 1 CM ² UTILISÉ POUR LE <i>DAMAGE RATING INDEX</i>	102
FIGURE 28 : STÉRÉOBINOCULAIRE UTILISÉ POUR L'IDENTIFICATION DES INDICES DE DÉTÉRIORATION.....	103
FIGURE 29 : RELATION ENTRE LE NOMBRE DRI ET L'EXPANSION (RIVARD ET BALLIVY, 2005).....	105
FIGURE 30 : RELATION ENTRE LE NOMBRE DRI ET L'EXPANSION POUR DES MÉLANGES DE BÉTON INCORPORANT DIFFÉRENTS GRANULATS RÉACTIFS (SMAOUI <i>ET AL.</i> , 2004B).....	105
FIGURE 31 : NOMBRE DRI SELON L'EXPANSION POUR DIFFÉRENTS MÉLANGES DE BÉTON (25 À 35 MPA) INCORPORANT UNE VARIÉTÉ DE GRANULATS RÉACTIFS (SANCHEZ, 2014).	106
FIGURE 32 : MÉCANISMES DE RÉSISTANCE À L'EFFORT TRANCHANT	118
FIGURE 33 : EFFET GOUJON.	119
FIGURE 34 : ENGRÈNEMENT DES GRANULATS POUR UN BÉTON STANDARD (A) AINSI QUE POUR UN BÉTON HAUTE PERFORMANCE (B) (INCE, YALCIN, ET ARSLAN, 2007).....	121
FIGURE 35 : DIFFÉRENTS TYPES D'ANCRAGE POUR LES ÉTRIERS.....	122

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 36 : RELATION ENTRE FLÈCHE ET CHARGEMENT POUR 5 POUTRES SANS ÉTRIER AYANT DES RÉSISTANCES EN COMPRESSION DIFFÉRENTES (ANGELAKOS, BENTZ, ET COLLINS, 2001).....	123
FIGURE 37 : CONTRAINTE DE RUPTURE EN CISAILLEMENT EN FONCTION DE LA TAILLE MAXIMUM DES GRANULATS (SHERWOOD, BENTZ, ET COLLINS, 2007).	124
FIGURE 38 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT ET À LA FLEXION EN FONCTION DE LA PORTÉE DE CISAILLEMENT (MASSICOTTE, 2013).	125
FIGURE 39 : CONTRAINTE DE CISAILLEMENT UNITAIRE EN FONCTION DE LA HAUTEUR EFFECTIVE (COLLINS ET KUCHMA, 1999).	127
FIGURE 40 : CONTRAINTE DE CISAILLEMENT UNITAIRE EN FONCTION DE LA HAUTEUR EFFECTIVE POUR DIFFÉRENTES CONFIGURATIONS D'ARMATURE (COLLINS ET KUCHMA, 1999).....	129
FIGURE 41 : FACTEUR D'ESPACEMENT DES FISSURES S_z POUR UN RENFORCEMENT LONGITUDINAL AVEC (A) ET SANS (B) ARMATURE POUR LE CONTRÔLE DE LA FISSURATION (RAHAL ET COLLINS, 1999).	133
FIGURE 42 : PROCÉDURE DE CALCULS PLUS PRÉCISE POUR LE CALCUL DE E_x (EXTRAIT DES COMMENTAIRES DE LA NORME CAN/CSA S6-14).	134
FIGURE 43 : ORGANIGRAMME DE LA MÉTHODOLOGIE.	138
FIGURE 44 : NOMENCLATURE DES DALLES.	140
FIGURE 45 : CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES TYPQUES D'UNE DALLE.	145
FIGURE 46 : COFFRAGE TYPIQUE UTILISÉ POUR LA FABRICATION DES DALLES. ..	146
FIGURE 47 : CAGE D'ARMATURE POSITIONNÉE DANS LE COFFRAGE.	146
FIGURE 48 : EXTENSOMÈTRES DE 500 ET 250 MM.	148

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 49 : JAUGE KYOWA KM-120-120-H2-11 W1M3.....	149
FIGURE 50 : JAUGES NOYÉES ET ANCRAGES POUR LES PLOTS DANS LES PAROIS DU COFFRAGE (COFFRAGE DE LA SÉRIE NO. 1).....	149
FIGURE 51 : INSTALLATION D'UNE JAUGE SOUDÉE.	151
FIGURE 52 : CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE SUR LE DESSUS DES DALLES.....	152
FIGURE 53 : POSITIONNEMENT TYPIQUE DES FIBRES OPTIQUES SUR UNE DALLE (VUE EN PLAN).	152
FIGURE 54 : POSITIONNEMENT ET CODIFICATION DES PLOTS DE LA PREMIÈRE SÉRIE DE DALLES.....	153
FIGURE 55 : POSITIONNEMENT ET CODIFICATION DES PLOTS DE LA DEUXIÈME SÉRIE DE DALLES.....	154
FIGURE 56 : POSITIONNEMENT TYPIQUE DES JAUGES NOYÉES AU BÉTON.....	155
FIGURE 57 : POSITIONNEMENT DES JAUGES COLLÉES ET SOUDÉES.....	156
FIGURE 58 : COULÉE D'UNE DALLE DE LA DEUXIÈME SÉRIE.	157
FIGURE 59 : INSTALLATION D'UNE DALLE DANS LA CHAMBRE À TEMPÉRATURE CONTRÔLÉE.....	158
FIGURE 60 : CYLINDRE EN PVC (CALIBRE DR-18) POUR LE SUPPORT DES DALLES.	159
FIGURE 61 : SYSTÈME DE TOILES VU DE L'EXTÉRIEUR (A) ET DE L'INTÉRIEUR (B).	160
FIGURE 62 : PRISE DE MESURE DE CHANGEMENTS DIMENSIONNELS SUR LA FACE LATÉRALE D'UNE DALLE.	162

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 63 : ORGANIGRAMME DES TRAVAUX ET ESSAIS RÉALISÉS SUR LES DALLES.	163
FIGURE 64 : INSTALLATION DE LA DALLE SUR LES APPUIS (A) AVEC APPLICATION DE RÉSINE ÉPOXYDIQUE SUR LES APPUIS SIMPLES SUR ROULEAUX (B) ET SIMPLES (C), AINSI QU'AU NIVEAU DE LA PLAQUE DE CHARGEMENT (D).	165
FIGURE 65 : MESURE DE LA FLÈCHE À L'AIDE DE LVDT (A) FIXÉS SUR DES RAILS (B), EUX-MÊMES FIXÉS AU NIVEAU DES APPUIS.....	167
FIGURE 66 : LVDT POUR LA MESURE DE L'OUVERTURE ET DU GLISSEMENT DE LA FISSURE CRITIQUE.	168
FIGURE 67 : POSITIONNEMENT DES LVDT SUR LA FACE LATÉRALE D'UNE DALLE SOUmise À UN ESSAI (SÉRIE 1).	169
FIGURE 68 : POSITIONNEMENT DES LVDT SUR LA FACE LATÉRALE D'UNE DALLE SOUmise À UN ESSAI (SÉRIE 2).	170
FIGURE 69 : PLAN DE CAROTTAGE DES DALLES RÉSERVÉES AUX ESSAIS <i>MATÉRIAU</i>	172
FIGURE 70 : PLAN DE RUPTURE EN CISAILLEMENT POUR LA CARACTÉRISATION DU DEGRÉ DE FRACTURATION DES PARTICULES DE GRANULATS (EFFET D'ENGRÈNEMENT).	174
FIGURE 71 : RÉSULTATS D'EXPANSION DE LA DALLE 1-R2.....	180
FIGURE 72 : RÉSULTATS D'EXPANSION MOYENNE (%) POUR LA DALLE 2-R3 (VOIR FIGURE 55 POUR LA POSITION DES DIFFÉRENTES ZONES DE MESURES).	187
FIGURE 73 : REPRÉSENTATION DE L'EXPANSION CAUSÉE PAR LA RAS.....	190
FIGURE 74 : FISSURATION EN SURFACE DE LA DALLE 2-R3.....	191

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

FIGURE 75 : FISSURATION TRACÉE ET MESURÉE SUR LA FACE SUPÉRIEURE DE LA DALLE 2-R3.....	192
FIGURE 76 : FISSURATION TRACÉE SUR LA FACE DE CÔTÉ DE LA DALLE 2-R3.	192
FIGURE 77 : DÉFORMATION (MM) LONGITUDINALE MESURÉE À L'AIDE DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE [MM] INSTALLÉS SUR LA FACE SUPÉRIEURE DES DALLES DE LA 2 ^{ÈME} SÉRIE.....	193
FIGURE 78 : DÉFORMATION (MM) TRANSVERSALE MESURÉE À L'AIDE DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE [MM] INSTALLÉS SUR LA FACE SUPÉRIEURE DES DALLES DE LA 2 ^{ÈME} SÉRIE.....	194
FIGURE 79 : EXPANSION (%) MESURÉE À L'AIDE DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE [%] INSTALLÉS SUR LA FACE SUPÉRIEURE DES DALLES DE LA 2 ^{ÈME} SÉRIE (AXES C ET G : MESURES TRANSVERSALES; AUTRES COURBES : MESURES LONGITUDINALES).	195
FIGURE 80 : EXPANSION MESURÉE À L'AIDE DES JAUGES NOYÉES AU BÉTON (N : JAUGE NOYÉE; B : JAUGE DU BAS; H : JAUGE DU HAUT - FIGURE 56).....	196
FIGURE 81 : DÉFORMATION D'UNE BARRE D'ARMATURE SITUÉE EN BORDURE (B) DU LIT D'ARMATURE LONGITUDINALE DE LA DALLE 2-R1 (S : JAUGE SOUDÉE; C : JAUGE COLLÉE; POSITIONS 1 À 6 LE LONG DE LA BARRE – FIGURE 57).	198
FIGURE 82 : DÉFORMATION D'UNE BARRE D'ARMATURE SITUÉE AU CENTRE (C) DU LIT D'ARMATURE LONGITUDINALE DE LA DALLE 2-R1 (S : JAUGE SOUDÉE; C : JAUGE COLLÉE; POSITIONS 1 À 6 LE LONG DE LA BARRE – FIGURE 57).	199
FIGURE 83 : DÉFORMATION D'UNE BARRE D'ARMATURE SITUÉE EN BORDURE (B) DU LIT D'ARMATURE LONGITUDINALE DE LA DALLE 2-R2 (S : JAUGE SOUDÉE; C : JAUGE COLLÉE; POSITIONS 1 À 6 LE LONG DE LA BARRE – FIGURE 57).	200

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 84 : DÉFORMATION D'UNE BARRE D'ARMATURE SITUÉE AU CENTRE (C) DU LIT D'ARMATURE LONGITUDINALE DE LA DALLE 2-R2 (S : JAUGE SOUDÉE; C : JAUGE COLLÉE; POSITIONS 1 À 6 LE LONG DE LA BARRE – FIGURE 57),	201
FIGURE 85 : COMPARAISON ENTRE L'ENDOMMAGEMENT VISUEL DANS LA SECTION SUPÉRIEURE DE LA DALLE 2-R2 ET AU NIVEAU DES BARRES D'ARMATURE LONGITUDINALE SITUÉES À LA BASE.....	202
FIGURE 86 : GAINES PROTECTRICES POUR LES FILS DE JAUGES DE DÉFORMATIONS COLLÉES (A) ET SOUDÉES (B).....	203
FIGURE 87 : EXPANSION LONGITUDINALE ISSUE DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE AINSI QUE DES PLOTS SITUÉS À PROXIMITÉS DE CES CAPTEURS (DALLES SÉRIE 2).	205
FIGURE 88 : EXPANSION TRANSVERSALE ISSUE DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE AINSI QUE DES PLOTS SITUÉS À PROXIMITÉ DE CES CAPTEURS (DALLES SÉRIE 2).	206
FIGURE 89 : POSITIONNEMENT TYPIQUE DES PLOTS D'EXPANSION ET DE LA FIBRE OPTIQUE SUR LA FACE SUPÉRIEURE D'UNE DALLE. LA DISTANCE ENTRE LES PLOTS EST DE 500 MM DANS LA DIRECTION LONGITUDINALE ET 250 MM DANS LA DIRECTION TRANSVERSALE.	207
FIGURE 90 : EXPANSION LONGITUDINALE DES DALLES MESURÉE SUR LA FACE SUPÉRIEURE ISSUE DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE, DES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE AVEC AJUSTEMENT ET ENTRE LES PLOTS.	208
FIGURE 91 : VUE EN COUPE DU SYSTÈME D'ATTACHE POUR LES CAPTEURS À FIBRE OPTIQUE.....	209
FIGURE 92 : COMPARAISON ENTRE LE POSITIONNEMENT DES PLOTS ET DE BARRES D'ARMATURE.....	210

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 93 : PROFIL D'EXPANSION MOYENNE MESURÉE À L'AIDE DES PLOTS (DIRECTION LONGITUDINALE) POUR LA PREMIÈRE SÉRIE DE DALLES.....	211
FIGURE 94 : PROFIL D'EXPANSION MOYENNE MESURÉE À L'AIDE DES PLOTS (DIRECTION LONGITUDINALE) POUR LA SECONDE SÉRIE DE DALLES.....	212
FIGURE 95 : COURBE DE CHARGEMENT EN FONCTION FLÈCHE AU CENTRE DE LA PORTÉE POUR LA DALLE 1-NR.	242
FIGURE 96 : COURBE DE CHARGEMENT EN FONCTION FLÈCHE AU CENTRE DE LA PORTÉE POUR LA DALLE 1-R1.....	243
FIGURE 97 : COURBE DE CHARGEMENT EN FONCTION FLÈCHE AU CENTRE DE LA PORTÉE POUR LA DALLE 1-R3.....	243
FIGURE 98 : COURBE DE CHARGEMENT EN FONCTION FLÈCHE AU CENTRE DE LA PORTÉE POUR LA DALLE 2-NR.	244
FIGURE 99 : COURBE DE CHARGEMENT EN FONCTION FLÈCHE AU CENTRE DE LA PORTÉE POUR LA DALLE 2-R1.....	244
FIGURE 100 : COURBE DE CHARGEMENT EN FONCTION FLÈCHE AU CENTRE DE LA PORTÉE POUR LA DALLE 2-R2.....	245
FIGURE 101 : FISSURATION DE LA DALLE 2-NR LORS DE LA PHASE DE CHARGEMENT.....	248
FIGURE 102 : FISSURATION DE LA DALLE 2-R1 LORS DE LA PHASE DE CHARGEMENT.....	249
FIGURE 103 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU RECHARGEMENT DE LA DALLE 1-NR.	252
FIGURE 104 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU RECHARGEMENT DE LA DALLE 1-R1.....	253

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 105 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU CHARGEMENT DE LA DALLE 1-R3.....	254
FIGURE 106 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU CHARGEMENT DE LA DALLE 2-NR.	254
FIGURE 107 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU RECHARGEMENT DE LA DALLE 2-NR.	255
FIGURE 108 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU CHARGEMENT DE LA DALLE 2-R1.....	255
FIGURE 109 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU RECHARGEMENT DE LA DALLE 2-R1.....	256
FIGURE 110 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU CHARGEMENT DE LA DALLE 2-R2.....	256
FIGURE 111 : OUVERTURE ET GLISSEMENT DES FISSURES INSTRUMENTÉES EN FONCTION DE LA FLÈCHE LORS DU RECHARGEMENT DE LA DALLE 2-R2.....	257
FIGURE 112 : PLAN DE RUPTURE TYPIQUE D'UN ÉCHANTILLON DE BÉTON RÉACTIF AYANT SUBI UN ESSAI DE FENDAGE. ON Y REMARQUE DES EMPREINTES DE PARTICULES DE GRANULATS DÉCHAUSSÉES, DES PARTICULES DE GRANULAT FRACTURÉES, ET DES DÉPÔTS BLANCHÂTRES DANS UN PORE DE LA PÂTE DE CIMENT.....	276
FIGURE 113 : REPRÉSENTATION DES PLANS ÉTUDIÉS POUR LES ESSAIS DE FENDAGE.....	277
FIGURE 114 : SYSTÈME D'AXE UTILISÉ À L'INTÉRIEUR D'UNE DALLE POUR L'IDENTIFICATION DES PLANS DE RUPTURES DES ESSAIS DE FENDAGE.	278
FIGURE 115 : EXEMPLE DU RÉSEAU DE FISSURATION VISIBLE À L'ŒIL NU (10 PREMIERS CENTIMÈTRES D'UN ÉCHANTILLON VERTICAL).	302

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 116 : INDICES D'ENDOMMAGEMENT TYPIQUES OBSERVÉS LORS DES ANALYSES PÉTROGRAPHIQUES PAR LA MÉTHODE DU DRI (CARRÉ DE 10 MM X 10 MM) (FG = VERT, FG+PR = BLEU, FPC+PR = ROUGE).....	303
FIGURE 117 : RÉSEAU DE FISSURES SE PROPAGEANT DANS LA PÂTE ET RELIANT LES PARTICULES RÉACTIVES DU GROS GRANULAT (FG = VERT, FG+PR = BLEU, FPC+PR = ROUGE).....	304
FIGURE 118 : EXEMPLE D'UNE PARTICULE DE GRANULAT D'ORIGINE VOLCANIQUE MONTRANT UNE AURÉOLE DE RÉACTION (DÉCOLORATION) ET UN PORE TAPISSÉ DE PRODUIT DE RÉACTION (CARRÉ DE 10 MM X 10 MM).....	305
FIGURE 119 : CHARGEMENT EN FONCTION DE LA FLÈCHE POUR LES DALLES DE LA PREMIÈRE SÉRIE.....	313
FIGURE 120 : CHARGEMENT EN FONCTION DE LA FLÈCHE POUR LES DALLES DE LA DEUXIÈME SÉRIE.....	313
FIGURE 121 : PARAMÈTRE B EN FONCTION DU NIVEAU D'EXPANSION.	317
FIGURE 122 : COMPARATIF ENTRE LA RÉSISTANCE EXPÉRIMENTALE ET THÉORIQUE DES DALLES CALCULÉES SELON LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON.	320
FIGURE 123 : RÉSISTANCE EN FONCTION DE LA POSITION ET DE LA MÉTHODE DE CALCULS UTILISÉE (CALCULÉE SELON LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES MOYENNES DU BÉTON EN COMPRESSION).....	323
FIGURE 124 : PRINCIPE UTILISÉ POUR PRENDRE EN COMPTE LA PRÉCONTRAINTÉ CHIMIQUE.....	325
FIGURE 125 : COMPARATIF ENTRE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT CALCULÉ AVEC ET SANS PRÉCONTRAINTÉ CHIMIQUE (MÉTHODE GÉNÉRALE).	326
FIGURE 126 : DÉFINITION DE LA HAUTEUR À L'ÉTUDE POUR L'AUSCULTATION DES DALLES.	328

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 127 : POURCENTAGE DE PARTICULES CISAILLÉES SELON L'AXE VERTICAL POUR LES PHASES DE CHARGEMENT ET LE RECHARGEMENT.	329
FIGURE 128 : POURCENTAGE DE PARTICULES CISAILLÉES SELON L'AXE TRANSVERSAL POUR LES PHASES DE CHARGEMENT ET LE RECHARGEMENT.	329
FIGURE 129 : POURCENTAGE MOYEN DE PARTICULES CISAILLÉES POUR LES DALLES DE LA DEUXIÈME SÉRIE.	331
FIGURE 130 : POURCENTAGE MOYEN DE PARTICULES CISAILLÉES POUR LES DALLES DE LA PREMIÈRE SÉRIE.	331
FIGURE 131 : SÉPARATION DES AXES POUR LES ANALYSES DE PLANS DE FISSURATION.	333
FIGURE 132 : INFLUENCE DE LA POSITION VERTICALE SUR LE CISAILLEMENT DES PARTICULES DU GROS GRANULAT.	334
FIGURE 133 : INFLUENCE DE LA POSITION TRANSVERSALE SUR LE CISAILLEMENT DES PARTICULES DU GROS GRANULAT.	334
FIGURE 134 : TYPES DE FISSURATIONS RENCONTRÉS LORS DE L'AUSCULTATION DES PLANS DE RUPTURE.	337
FIGURE 135 : EXEMPLE DE CALCULS POUR LA DÉTERMINATION DU A_g ÉQUIVALENT.	340
FIGURE 136 : RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT EN FONCTION DE LA TAILLE DES GRANULATS.	341
FIGURE 137 : RELATION MOMENT-DV POUR LES DIFFÉRENTS CORPS D'ÉPREUVES.	343
FIGURE 138 : PARAMÈTRE B EN FONCTION DE L'EXPANSION LONGITUDINALE MESURÉE SUR LE DESSUS DES CORPS D'ÉPREUVES.	352

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 139 : PARAMÈTRE B EN FONCTION DE L'EXPANSION LONGITUDINALE MESURÉE À MI-HAUTEUR DES CORPS D'ÉPREUVES (375 MM).....	352
FIGURE 140 : PARAMÈTRE B EN FONCTION DES RÉSULTATS DE L'ESSAI SDT (SDI).	353
FIGURE 141 : ASSEMBLAGE DES COFFRAGES.....	375
FIGURE 142 : JONCTION ENTRE LES PANNEAUX DE COFFRAGES.....	376
FIGURE 143 : UNIONS DES DIFFÉRENTES SECTIONS DE COFFRAGES.	376
FIGURE 144 : CAGES DE BARRES D'ARMATURE.....	377
FIGURE 145 : GABARITS POUR LE POSITIONNEMENT DES BARRES D'ARMATURE.	378
FIGURE 146 : CAGE D'ARMATURE POSITIONNÉE À L'INTÉRIEUR DU COFFRAGE... ..	379
FIGURE 147 : ÉTAPES DE FABRICATION DU BÉTON À L'USINE DE BÉTON SUR MESURE.....	381
FIGURE 148 : MISE EN PLACE DU BÉTON DANS LES COFFRAGES (A). ESSAIS SUR BÉTON FRAIS (B). FINITION DES DALLES ÉPAISSES (C).....	381
FIGURE 149 : REPRÉSENTATION DES CHARGES SUR LA DALLE.....	385
FIGURE 150 : RÉSULTATS TYPIQUES D'ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES DU GRAVIER DU NOUVEAU-MEXIQUE.....	389
FIGURE 151 : RÉSULTATS D'ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES DU SABLE UTILISÉ À L'USINE DE BÉTON SUR MESURE (2009).....	390
FIGURE 152 : RÉSULTATS D'ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES DU SABLE UTILISÉ À L'USINE DE BÉTON SUR MESURE (2010).....	391
FIGURE 153 : CERTIFICAT D'ANALYSE (<i>MILL TEST REPORT</i>) DU CIMENT DRAGON (TYPE ASTM I/II).....	392

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 154 : CERTIFICAT D'ANALYSE DU CIMENT DRAGON (CIMENT #3) EFFECTUÉ CHEZ COREM.....	393
FIGURE 155 : LOCALISATION DES PLANS D'ANALYSE.....	429
FIGURE 156 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DES PERTES DE RÉSISTANCE EN COMPRESSION DE LA DALLE 1-R2 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	430
FIGURE 157 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DES PERTES DE RÉSISTANCE EN COMPRESSION DE LA DALLE 2-R3 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	431
FIGURE 158 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DES PERTES DE RÉSISTANCE EN TENSION DE LA DALLE 1-R2 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	432
FIGURE 159 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DES PERTES DE RÉSISTANCE EN TENSION DE LA DALLE 2-R3 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	433
FIGURE 160 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DES PERTES DE RIGIDITÉ DE LA DALLE 1-R2 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	434
FIGURE 161 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DES PERTES DE RIGIDITÉ DE LA DALLE 2-R3 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	435
FIGURE 162 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DE L'ENDOMMAGEMENT À L'AIDE DES RÉSULTATS DE SDI DE LA DALLE 1-R2 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	436
FIGURE 163 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DE L'ENDOMMAGEMENT À L'AIDE DES RÉSULTATS DE SDI DE LA DALLE 2-R3 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	437

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 164 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DE L'ENDOMMAGEMENT À L'AIDE DES RÉSULTATS DE DRI DE LA DALLE 1-R2 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	438
FIGURE 165 : REPRÉSENTATIONS SPATIALES DE L'ENDOMMAGEMENT À L'AIDE DES RÉSULTATS DE DRI DE LA DALLE 2-R3 SELON LES PLANS VERTICAUX DE LA FIGURE 155.....	439
FIGURE 166 : COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LES BARRES D'ARMATURE 15M.....	443
FIGURE 167 : COURBE CONTRAINTE-DÉFORMATION POUR LES BARRES D'ARMATURE 25M.....	444
FIGURE 168 : RÉSULTATS D'EXPANSION DE LA DALLE 1-R1. UN PLAN DES ZONES DE MESURES PEUT ÊTRE CONSULTÉ À LA FIGURE 54.	450
FIGURE 169 : RÉSULTATS D'EXPANSION POUR LA DALLE 1-R3. UN PLAN DES ZONES DE MESURES PEUT ÊTRE CONSULTÉ À LA FIGURE 54.	453
FIGURE 170 : RÉSULTATS D'EXPANSION DE LA DALLE 1-NR. UN PLAN DES ZONES DE MESURES PEUT ÊTRE CONSULTÉ À LA FIGURE 54.	456
FIGURE 171 : RÉSULTATS D'EXPANSION DE LA DALLE 2-R1. UN PLAN DES ZONES DE MESURES PEUT ÊTRE CONSULTÉ À LA FIGURE 55.	459
FIGURE 172 : RÉSULTATS D'EXPANSION DE LA DALLE 2-R2. UN PLAN DES ZONES DE MESURES PEUT ÊTRE CONSULTÉ À LA FIGURE 55.	462
FIGURE 173 : RÉSULTATS D'EXPANSION DE LA DALLE 2-NR. UN PLAN DES ZONES DE MESURES PEUT ÊTRE CONSULTÉ À LA FIGURE 55.	465
FIGURE 174 : FISSURATION DE LA DALLE 1-NR LORS DE LA PHASE DE CHARGEMENT. LA LÉGENDE DE COULEURS DONNE L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE, I.E. FISSURES PRÉ-TEST (ASSOCIABLES À LA RAS) ET FISSURES ISSUES DU CHARGEMENT.....	469

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

FIGURE 175 : FISSURATION DE LA DALLE 1-R1 LORS DE LA PHASE DE CHARGEMENT. LA LÉGENDE DE COULEURS DONNE L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE, I.E. FISSURES PRÉ-TEST (ASSOCIABLES À LA RAS) ET FISSURES ISSUES DU CHARGEMENT.....	470
FIGURE 176 : FISSURATION DE LA DALLE 1-R3 LORS DE LA PHASE DE CHARGEMENT. LA LÉGENDE DE COULEURS DONNE L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE, I.E. FISSURES PRÉ-TEST (ASSOCIABLES À LA RAS) ET FISSURES ISSUES DU CHARGEMENT.....	471
FIGURE 177 : FISSURATION DE LA DALLE 2-R2 LORS DE LA PHASE DE CHARGEMENT. LA LÉGENDE DE COULEURS DONNE L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE, I.E. FISSURES PRÉ-TEST (ASSOCIABLES À LA RAS) ET FISSURES ISSUES DU CHARGEMENT.....	472
FIGURE 178 : FISSURATION DES DALLES LORS DE LA PHASE DE RECHARGEMENT. LA LÉGENDE DE COULEURS DONNE L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE, I.E. FISSURES PRÉ-TEST (ASSOCIABLES À LA RAS) ET FISSURES ISSUES DU CHARGEMENT.	473
FIGURE 179 : POSITION ET ANGLE DE FISSURATION POUR LES DALLES DE LA PREMIÈRE SÉRIE. LA LÉGENDE DE COULEURS POUR L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE EST DISPONIBLE À LA FIGURE 178. .	474
FIGURE 180 : POSITION ET ANGLE DE FISSURATION POUR LES DALLES DE LA DEUXIÈME SÉRIE. LA LÉGENDE DE COULEURS POUR L'OUVERTURE DES FISSURES SUR LES CORPS D'ÉPREUVE EST DISPONIBLE À LA FIGURE 168. .	475
FIGURE 181 : RELATION CONTRAINTE-DÉFORMATION DU BÉTON EN COMPRESSION.	506
FIGURE 182 : RELATION CONTRAINTE-DÉFORMATION DU BÉTON EN TRACTION. .	507
FIGURE 183 : RELATION CONTRAINTE-DÉFORMATION DE L'ACIER.....	508

GLOSSAIRE

Symbole	Unité	Définition
β	-	Coefficient utilisé pour calculer la résistance au cisaillement du béton fissuré
ε_c	-	Déformation unitaire longitudinale de la section comprimée
ε_t	-	Déformation unitaire longitudinale de la section tendue
ε_x	-	Déformation unitaire longitudinale à mi-hauteur de la section
θ	°	1) Angle d'inclinaison des contraintes principales de compression diagonale par rapport à l'axe longitudinale d'une membrure 2) Angle de la fissuration
ϕ_c	-	Coefficient de tenue pour le béton
ϕ_s	-	Coefficient de tenue pour les barres d'armature
a	mm	Distance entre l'axe d'application de la charge et l'axe central de l'appui
a_g	mm	Grosseur nominale du granulat grossier
a_s	mm ²	Aire des barres d'armature sollicitées en flexion
a_v	mm ²	Aire de l'armature transversale
b	mm	Largeur de la poutre
b_v	mm	Largeur effective de l'âme en cisaillement
d	mm	Hauteur effective (distance entre le centre de gravité des barres d'armature et la fibre extrême comprimée)
d_v	mm	Profondeur effective
E_c	MPa	Module d'élasticité du béton
e	mm	Distance entre le centre de gravité de l'élément en béton et le centre de gravité des câbles de précontrainte
E_s	MPa	Module d'élasticité des barres d'armature
f'_c	MPa	Résistance en compression du béton
f_{cr}	MPa	Résistance à la fissuration du béton
f_y	MPa	Limite élastique de l'acier
f_u	MPa	Limite ultime de l'acier

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

M_f	N·mm	Moment fléchissant pondéré à une section
M_p	N·mm	Moment fléchissant dû à la force de précontrainte excentrée
N_f	N	Charge axiale pondérée normale à la section
P	N	Charge axiale de précontrainte
s	mm	Espacement des étriers
s_z	mm	Paramètre d'espacement des fissures
s_{ze}	mm	Valeur équivalente de s_z tenant compte de la grosseur des granulats
V_c	N	Résistance au cisaillement procurée par le béton
V_f	N	Effort pondéré au cisaillement
V_p	N	Composante dans la direction de la force de cisaillement de toutes les forces effectives de précontrainte qui traversent la section critique
V_r	N	Résistance pondérée au cisaillement
V_s	N	Résistance au cisaillement procurée par l'armature de cisaillement

CHAPITRE 1 CONTEXTE

Le Ministère des Transports du Québec détient un bon nombre de structures en béton, dont des structures de types dalles épaisses coulées en place. Ces structures ont en général des portées (L) qui varient de 6 à 25m et des épaisseurs de l'ordre de $L/20$ à $L/30$.

Tout comme l'ensemble du parc de ponts du Québec, ce type de structures est soumis à des conditions d'exploitation exigeantes. La majeure partie du réseau routier québécois ayant été construit dans les années 50 à 70, les sollicitations du trafic routier sur ce réseau se font beaucoup plus intenses (en termes de volume de trafic routier tout comme en terme d'intensité des charges routières) que celles prises en compte, de façon normative, au moment de la conception des ouvrages.

Dans le cas particulier des structures en béton de types dalles épaisses, il appert que certaines structures éprouvent des pathologies liées à des sollicitations jugées excessives en cisaillement et que plusieurs ont été soumises à des activités de renforcement ou simplement démantelées. Plus encore, plusieurs de ces structures sans armature de cisaillement présentent des caractéristiques typiques associées à la réaction alcalis-silice (fissuration, perte de résistance en traction).

Cette *réactivité alcalis-silice (RAS)* est une réaction chimique nuisible entre certaines phases siliceuses des granulats et les hydroxydes alcalins ($\text{Na}, \text{K} - \text{OH}$) de la solution interstitielle du béton qui engendre la fissuration (due à l'expansion générée par la réaction) et une dégradation prématurée de la structure affectée (Fournier et Bérubé, 2000).

Il est reconnu que les structures sujettes à la RAS présentent des résistances uniaxiales en traction nettement inférieures à celles pouvant être généralement prédites normativement (basées sur les résistances en compression) ou encore basées sur des mesures de fendage (*splitting, tensile, strength*). De même, il a été constaté que cette chute de résistance peut être variable selon l'orientation du carottage prélevé sur une structure. Il est bon de rappeler que la littérature indique également que certaines structures en béton ne souffrant pas de RAS présentent des résistances en traction faibles ce qui laisse croire que des conditions de vieillissement sont en partie responsables de cette chute de résistance en traction et qu'il puisse donc y avoir combinaison de facteurs.

Bien que l'influence de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton ait été investiguée par le passé, la littérature fait peu état des conséquences de la RAS sur le comportement structural des structures atteintes. En effet, traditionnellement, la conception des structures en béton se base sur le fait que la résistance en traction du béton peut être négligée pour les structures sollicitées en flexion. Toutefois, cette résistance en traction est une composante importante et non négligeable lorsque, entre autres, les éléments suivants sont considérés : l'adhérence et l'ancrage des barres d'armature, le cisaillement (et *punching shear*) de pièces sans armature, le glissement provoqué par l'effet goujon, l'ancrage de tirants, etc. La résistance en traction du béton est également un élément important pour la conception de pièces précontraintes et pour déterminer l'initiation de la fissuration du béton en relation avec les aspects de la durabilité des structures.

En ce qui concerne la fissuration d'éléments en béton atteint de RAS, il est reconnu que le schéma de fissuration se présente de façon hétérogène et variable selon la localisation sur une structure. Cette fissuration dépend en effet de plusieurs facteurs, dont la géométrie de la structure en béton, la disposition de l'armature d'acier (qui limite l'expansion du béton dans la direction parallèle à l'armature) et des conditions d'exposition climatiques.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Bien que les structures fortement armées puissent résister à l'expansion engendrée par la RAS, dans le cas de structures faiblement armées, telles les dalles épaisses sans armature de cisaillement, peu d'information est disponible sur l'évaluation de leur capacité portante en cisaillement de même que sur l'évolution dans le temps de cette capacité en présence de RAS.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

CHAPITRE 2 MANDAT ET PORTÉE DU RAPPORT

Le présent document s'inscrit dans le mandat que le Ministère des Transports du Québec a confié au Prof. Josée Bastien, en collaboration avec le professeur Benoit Fournier, pour l'étude du comportement en cisaillement de dalles épaisses atteintes de la réaction alcalis silice (RAS).

Plus particulièrement, le mandat a pour objectif d'étudier l'effet de la réaction alcalis-silice sur la résistance au cisaillement des dalles épaisses. Pour ce faire, trois séries de poutres (portions de dalle), ayant atteint des niveaux d'expansion différents (0,07; 0,14 et 0,23%), seront soumises à un programme d'essais de chargement (jusqu'à l'ultime) et à une campagne de caractérisation du matériau béton.

Le présent document fait état de tous les essais, analyse et conclusion en lien avec ces travaux. Plus spécifiquement, le document est divisé en neuf (9) parties distinctes. Les deux (2) premiers chapitres présentent la mise en contexte, le mandat ainsi que la portée du rapport. Ceux-ci sont suivis par une revue de la littérature associée à la RAS et à certains essais mécaniques sur corps d'épreuve (flexion-cisaillement) réalisés dans des études antérieures. Par la suite, les chapitres 4, 5 6, et 7 présentent la méthodologie proposée dans la présente recherche, suivie des résultats d'expansion, des résultats matériaux ainsi que des résultats structuraux des corps d'épreuve. Les derniers chapitres, soit les chapitres 8 et 9, consistent en une discussion des différents résultats suivie par une conclusion et des recommandations.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

CHAPITRE 3 REVUE DE LA LITTÉRATURE

3.1 Introduction

Le comportement en cisaillement des éléments structuraux en béton est un aspect tout aussi important que complexe et qu'il est important de maîtriser. Un élément de béton affecté par la réaction alcalis-silice (RAS) verra sa résistance en cisaillement modifiée par le développement de microfissures dans la masse du béton ou encore par le développement d'une « précontrainte chimique », l'ampleur de cet impact étant entre autres fonction du niveau de confinement (réseau d'armature) présent au sein de l'élément en question. Un retour sur les connaissances actuelles sur le sujet est nécessaire à la compréhension du comportement des structures étudiées dans le cadre de ce projet.

Dans un premier temps, cette revue de la littérature traite de la RAS en mettant de l'avant les principes de base, les conditions nécessaires à son développement, les effets qu'elle produit au sein de la structure affectée, ainsi que son impact sur les performances mécaniques du béton. Ensuite, une section présente diverses études portant sur le comportement structural et les propriétés mécaniques de poutres/dalles atteintes de RAS. Enfin, une partie portant sur le cisaillement permettra de comprendre la théorie derrière les phénomènes présentés dans les différentes études traitant du comportement structural des corps d'épreuve atteints de RAS. On y discutera des divers mécanismes de résistance au cisaillement, des paramètres influençant la résistance au cisaillement, et enfin de la méthode de calcul de la résistance en cisaillement présentée dans la norme CAN/CSA S6-14.

3.2 La réaction alcalis-granulats dans le béton

Deux grands types de réaction alcalis-granulats (RAG) sont généralement reconnus; il s'agit de la réaction alcalis-silice (RAS) et de la réaction alcalis-carbonate (RAC). Ces réactions nuisibles du béton ont été identifiées pour la première fois dans les années 1940 en Californie (Fournier et Bérubé, 2000). Depuis ce temps, un grand nombre d'infrastructures ont été identifiées comme affectées par ce phénomène, et ce, dans des dizaines de pays à travers le monde. Certaines portions du Canada sont particulièrement touchées par ce problème, entre autres de par la nature/ composition des granulats et des ciments qui y sont produits.

La présente section a pour but de présenter des notions de base relatives à la RAS. Cependant, avant de la définir, il est intéressant de discuter du principe de base de la RAG.

3.2.1 Définition de la RAG

La RAG est une réaction chimique se produisant entre la solution interstitielle du béton, fortement basique ($\text{pH} \geq 13$) et alcaline (solution composée d'hydroxydes alcalins en solution, c'est-à-dire Na-OH et K-OH), et certaines phases minérales instables présentes en plus ou moins grandes quantités dans les granulats fins et/ou grossiers.

Cette réaction a pour effet d'engendrer le gonflement et la fissuration progressive des structures en béton et d'en réduire parfois significativement la durée de vie utile.

3.2.2 Définition de la RAS

La réaction alcalis-silice est la réaction entre certaines phases siliceuses réactives des granulats et les hydroxydes alcalins de la solution interstitielle du béton. L'expansion, caractéristique de cette réaction, est plus ou moins rapide en fonction, entre autres, de la variété de silice en jeu. C'est pourquoi on peut

diviser la RAS en deux parties. Premièrement, les granulats contenant des minéraux siliceux pauvrement cristallisés ou métastables qui, même pour un faible pourcentage (1 à 2%) dans le béton, peuvent engendrer de l'expansion et une fissuration importante après moins de 3 ans. Deuxièmement, les granulats contenant du quartz à grains très fins ou plus grossiers, mais déformés, et qui peuvent entraîner de l'expansion ainsi que de la fissuration à plus long terme dans l'élément affecté, et ce généralement après 10 à 25 ans (CSA, 2011).

Concrètement, la RAS se caractérise par la formation d'un gel résultant de la réaction entre les hydroxydes alcalins et la silice réactive présente au sein des particules de granulats. Ce gel de réaction alcalis-silice a tendance à gonfler, en présence d'humidité, ce qui génère des contraintes de traction au sein des particules en question et de la pâte de ciment au voisinage. Dès lors que ces contraintes dépassent la résistance en traction des particules de granulats et/ou de la pâte de ciment, il y a fissuration. Celle-ci pourra alors se propager d'une particule réactive à une autre, à travers la pâte de ciment, formant ainsi un motif/réseau dont la sévérité augmentera avec le temps et qui pourra apparaître sous différentes orientations à la surface de l'élément affecté.

3.3 Conditions nécessaires au développement de la RAS

Trois conditions doivent coexister afin que la RAS puisse se développer et soit maintenue dans le béton. Il s'agit de la présence de phases minérales réactives (granulats réactifs), une teneur élevée en hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle, et enfin une teneur en humidité relative supérieure à 80% au sein du béton. En fonction de l'importance de chacun de ces paramètres, les éléments de béton atteints de RAS se comporteront de manière relativement différente. D'autres facteurs peuvent également influencer le développement de la RAS; nous en reparlerons également plus loin.

3.3.1 Granulats réactifs

Comme mentionnée précédemment, la variété de silice réactive présente dans les granulats influence le développement de la RAS (Fournier et Bérubé, 2000). Plusieurs paramètres conditionnent le degré de réactivité des granulats à béton, soit la quantité de particules réactives contenues dans ces granulats, la quantité et le type de silice réactive présente au sein de ces particules, et enfin la dimension de ces particules.

3.3.2 Teneur en hydroxydes alcalins

La principale force motrice de la RAS est la concentration en hydroxydes alcalins, ou plus exactement la concentration en ions hydroxydes [OH⁻] (ou le pH) de la solution interstitielle du béton (Smaoui *et al.*, 2005). La cinétique et l'ampleur de l'effet destructeur de la réaction dépendent en grande partie de la teneur en alcalis du ciment et du dosage en ciment du béton, de même que du rapport eau : ciment conditionnant la quantité/concentration de la solution interstitielle.

Chaque granulats possède une valeur seuil de teneur en alcalis du béton au-delà de laquelle une expansion excessive sera engendrée (Figure 1).

Ces alcalis ne proviennent toutefois pas uniquement du ciment ; ils peuvent également venir des granulats, de l'eau de gâchage, des adjuvants, des sels de déglçage, de l'eau de mer ou encore de solutions naturelles ou industrielles de sels alcalins.

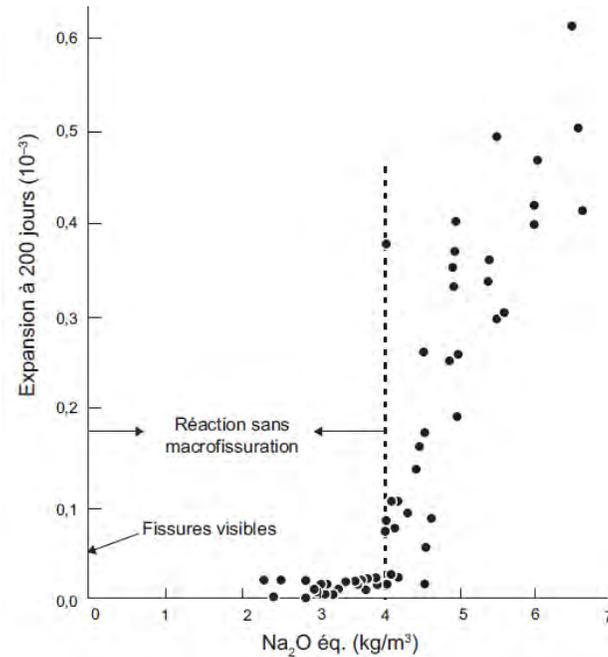


Figure 1 : Influence de la teneur en alcalis du béton (kg/m^3 , Na_2Oeq) sur l'expansion de prismes de béton contenant de l'opale et conservés à 100% d'humidité relative à 20°C (Carles-Gibergues et Hornain, 2008).

3.3.3 Teneur en humidité

La teneur en humidité est le troisième paramètre essentiel au développement de la RAS (Figure 2a). Il est généralement reconnu qu'une humidité relative supérieure à 80-85% dans le béton est nécessaire pour engendrer la RAS (BCA, 1992 ; Fournier et Bérubé, 2000). Cependant, la présence de chlorures dans le béton favorise la rétention d'eau, réduisant ainsi à 70% le seuil limite du taux d'humidité dans le béton nécessaire pour générer de l'expansion excessive et de la fissuration associable à la RAS (Maltais et Paradis, 2008). Plus le taux d'humidité est élevé, plus la réaction se développera rapidement. En revanche, un béton complètement immergé dans l'eau n'y verra pas la réaction accélérée, car un lessivage des ions $[\text{OH}^-]$ de la solution interstitielle du béton peut se produire.

3.3.4 Autres facteurs

D'autres facteurs, tels que les cycles de mouillage-séchage, de gel-dégel, la température (Figure 2B), la présence et l'ampleur du confinement agissant sur l'élément de béton (e.g. réseau d'armature ou confinement externe) peuvent influencer le développement de la RAS ou l'ampleur de ses manifestations au sein du béton.

En ce qui concerne les propriétés intrinsèques du béton, un E/C faible accroît la concentration en hydroxydes alcalins dans la solution interstitielle du béton et donc l'agressivité de cette dernière. Cela conditionne également la perméabilité et la porosité du béton qui, avec un E/C faible, verra diminuer l'espace disponible pour l'expansion du gel.

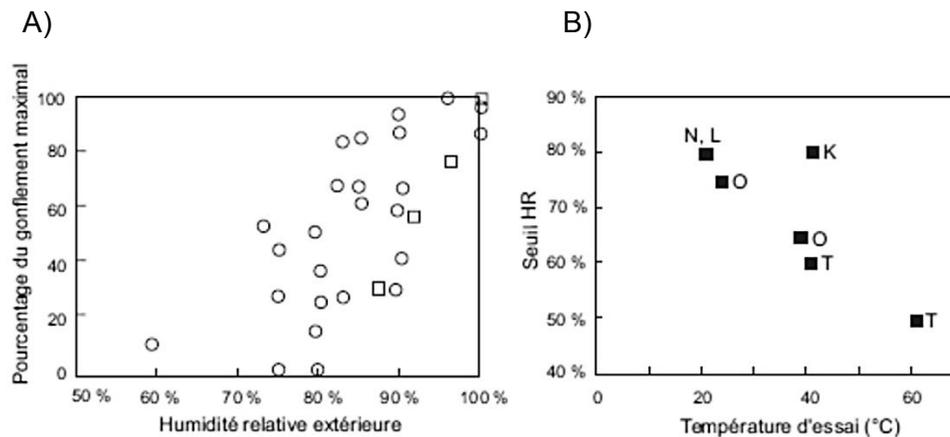


Figure 2 : A) Influence de l'humidité sur le gonflement associable à la RAS et B) Influence de la température sur le seuil d'humidité relative nécessaire à engendrer la RAS. Les points et les lettres représentent des résultats repris de différentes publications. (Carles-Gibergues et Hornain, 2008).

En résumé, la Figure 3 montre comment les facteurs nécessaires à la formation de la RAS apparaissent.

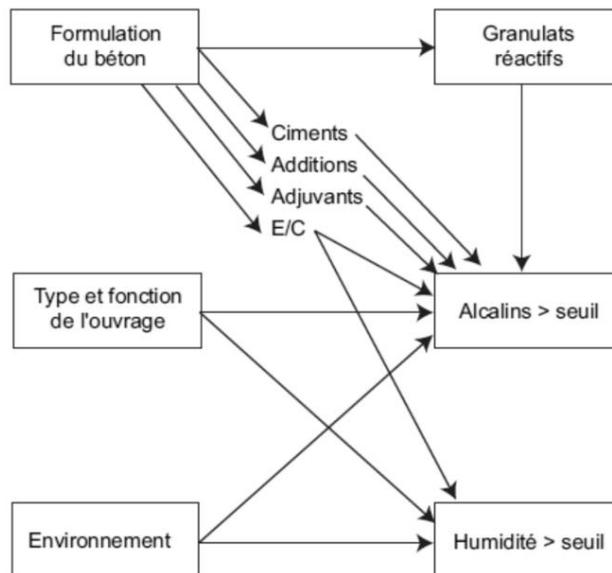


Figure 3 : Facteurs intervenant sur l'apparition des trois conditions nécessaires à l'alcali-réaction (Carles-Gibergues et Hornain, 2008).

3.4 Les effets de la réaction

Les dommages associables à la RAS peuvent généralement être identifiés par un relevé visuel lors de l'inspection routinière d'ouvrages en service; toutefois, ce n'est que par l'examen pétrographique et autres essais effectués en laboratoire sur des carottes prélevées au sein de ces structures que l'on peut confirmer la participation de la RAS au processus d'endommagement détecté sur le terrain (Bérubé *et al.*, 2005).

L'expansion due à la RAS au sein de structures telles des ponts ou barrages, se manifeste par la présence d'un ou plusieurs des phénomènes suivants : des déformations et des mouvements différentiels dus au taux de gonflement

hétérogène affectant la structure, la fissuration (polygonale ou orientée selon les contraintes de confinement), la décoloration (\approx brunâtre) du béton à proximité des fissures en surface donnant l'impression d'humidité, l'exsudation de gel de silice à partir de ces fissures, les éclatements localisés (ou pop-out) au-dessus de particules réactives situées près de la surface (Figure 4) (Thomas *et al.*, 2013).

3.4.1 Expansion du béton

L'expansion du béton est l'une des principales conséquences de la RAS. En fonction du type et du modèle de l'ouvrage, cette expansion ne sera pas nécessairement homogène entre les différentes composantes d'une structure atteinte de RAS, ce qui pourra engendrer différents dommages tels que l'éclatement des joints de dilatation, des mouvements différentiels et des désalignements entre les éléments structuraux, etc. Cependant, ces mouvements peuvent aussi être la conséquence d'autres mécanismes d'endommagement, tels que l'attaque aux sulfates, l'action des charges, les variations thermiques, les mouvements/tassements de fondations, etc.

Le suivi de l'expansion et des mouvements différentiels du béton peut être réalisé *in-situ* à l'aide de différentes techniques (extensomètres, méthodes de nivellement, etc.). Smaoui *et al.* (2004) ont également proposé que différents outils spécialisés de laboratoire, notamment le *Stiffness Damage Test* (SDT) et le *Damage Rating Index* (DRI) puissent permettre d'estimer l'expansion atteinte par le béton affecté de RAS.



Figure 4 : Section de l'échangeur Robert-Bourassa-Charest (démoli en 2010) démontrant différents symptômes communément associés à la RAS, tels que fissuration (orientée dans le cas des sections armées de colonnes et du tablier), décoloration autour des fissures, exsudations, etc. (Bérubé et al., 2005).

3.4.2 Fissuration

3.4.2.1 Macrofissuration « superficielle »

La fissuration accompagnée d'une décoloration brunâtre et d'exsudats de gel de silice (Figure 5) est un des symptômes de la RAS le plus facile à identifier

visuellement. Le motif caractéristique de fissuration rencontré à la surface d'éléments structuraux peu ou pas armés est de type *polygonal*. Les éléments contenant une quantité importante d'armature, telles que les dalles/tabliers, poutres ou colonnes de ponts, présenteront pour leur part une fissuration qui sera orientée parallèlement à la direction du confinement principal.

Ainsi, lors de l'inspection d'une structure endommagée et potentiellement atteinte de RAS, l'identification des caractéristiques de la fissuration visible en surface est très importante, en particulier le motif et l'ampleur de cette fissuration en fonction du confinement et de l'apport d'humidité, et de la localisation (e.g. orientation par rapport aux conditions d'ensoleillement, etc.) des éléments affectés. Cependant, il est parfois difficile, à partir de cette simple inspection visuelle, de savoir si la fissuration est bien due à la RAS ou à d'autres phénomènes (gel-dégel, contraction thermique, retrait, chargement, etc.).

Les fissures apparaissant en surface d'éléments de béton affectés par la RAS ne pénètrent que très rarement à plus de 50 mm à l'intérieur du béton (Figure 6); cependant les sections massives de barrages peuvent être affectées par des fissures pouvant atteindre des profondeurs de 450 mm. Ces « macrofissures » de surface feront alors place à un réseau interne de microfissuration, ce qui sera discuté plus en détails plus loin.

Certains auteurs considèrent que cette macrofissuration superficielle due à la RAS est la conséquence d'un retrait différentiel entre la peau et la partie interne de l'élément de béton (Courtier, 1990 ; ACI Committee 221, 1998). Elle serait la conséquence d'une expansion intermittente dans le béton en surface, alors que le béton situé au cœur subit une expansion continue de par les conditions d'humidité plus constantes qui y prévalent. Ainsi, cela pourrait expliquer pourquoi les fissures visibles en surface ne pénètrent que très peu à l'intérieur du béton, pourquoi les bétons immergés atteints de RAS sont moins

détériorés superficiellement et enfin pourquoi la fissuration des échantillons testés en laboratoire est plutôt homogène (conditionnement à 100% HR).



Figure 5 : Fissuration superficielle et exsudats blanchâtres sur un élément de béton affecté par la RAS (Bérubé et al., 2005).

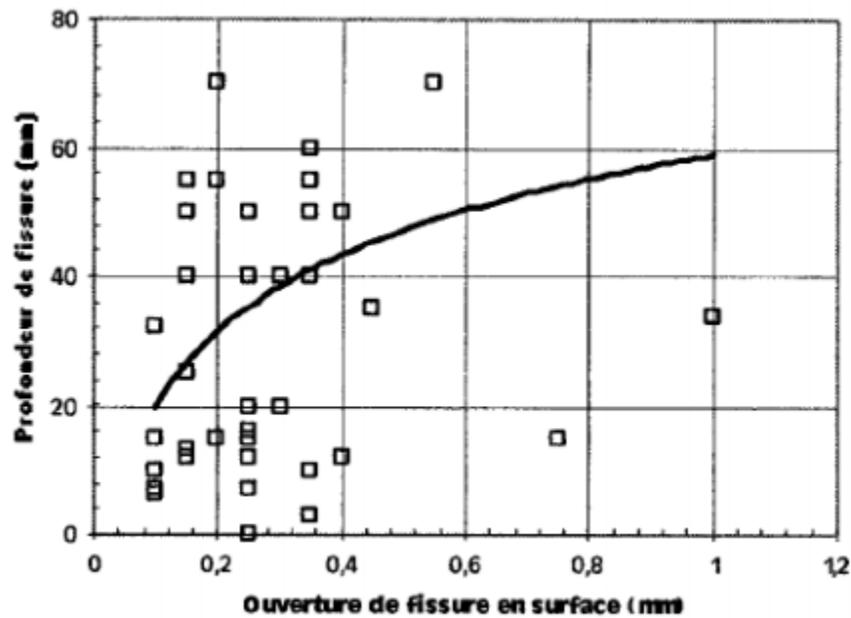


Figure 6 : Profondeur de la fissure en fonction de l'ouverture visible en surface (Carles-Gibergues et Hornain, 2008).

3.4.2.2 Microfissuration

La microfissuration se situe à l'intérieur de la masse du béton contrairement à la macrofissuration visible en surface. Les fissures créées par l'alcali-réaction proviennent des pressions internes de gonflement engendrées au sein même des particules réactives (Figure 7). Avec le temps, ces microfissures se propagent dans toutes les directions, de particules en particules. Ces fissures peuvent aussi contenir un gel de réaction, typique de la RAS (Figure 8).

Pour étudier ces défauts au cœur du béton, un examen pétrographique sur plaque polie ou en lame mince est généralement requis. Afin de faire ressortir les fissures, la surface peut également être préalablement traitée à l'aide d'une résine colorée ou fluorescente (Bustamente Bedoya., 2015). La méthode ultime demeure l'examen d'un fragment du béton au Microscope Électronique à Balayage (MEB) équipé d'un analyseur chimique en énergie dispersive, car

on peut confirmer la présence et la nature des produits de la RAS de par leur microtexture et leur composition chimique. Les échantillons étudiés peuvent correspondre à des surfaces de fractures, des sections polies ou des lames minces.

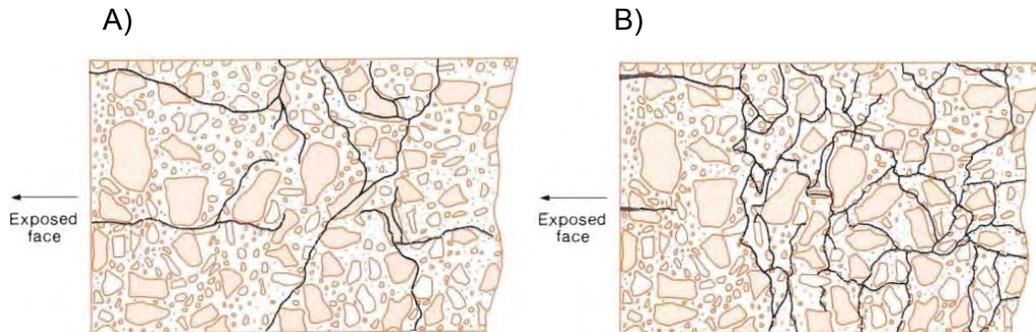


Figure 7 : Schémas illustrant la microfissuration (surface) et la microfissuration (portion interne) générées dans des bétons affectés par la RAS où le granulat réactif se situe dans le granulat grossier (A) et le granulat fin (B) (BCA, 1992).

3.4.3 Gel de réaction

Comme il a été mentionné dans le paragraphe précédent, le gel de réaction est un produit très révélateur de la RAS. Ce gel est souvent présent en surface de l'élément de béton affecté, sous forme d'exsudats blanchâtres présents à proximité immédiate des fissures superficielles (Figure 5). Il y est généralement accompagné d'efflorescence (ou lessivage de chaux carbonatée en présence du CO_2 de l'atmosphère).

Ce gel est généralement visible au microscope lors de l'examen pétrographique réalisé sur des plaques polies ou des surfaces de fracture de carottes de béton prélevées au sein de la structure en voie de dégradation. Il

est situé dans les fissures présentes au sein des particules de granulats réactifs, de la pâte de ciment ou encore dans les vides d'air (Figure 8).

3.4.4 Auréoles de réaction

Lors de l'examen pétrographique réalisé sur des plaques de béton polies, outre le gel de réaction, il est possible d'observer des auréoles foncées en périphérie de certaines particules de granulats réactifs. Il s'agit alors d'auréoles de réaction dans le cas de granulats provenant de pierres concassées; toutefois, de telles auréoles pourront également être engendrées par les processus d'altération œuvrant au cours des temps géologiques dans le cas de particules de graviers naturels provenant de bancs d'emprunt.

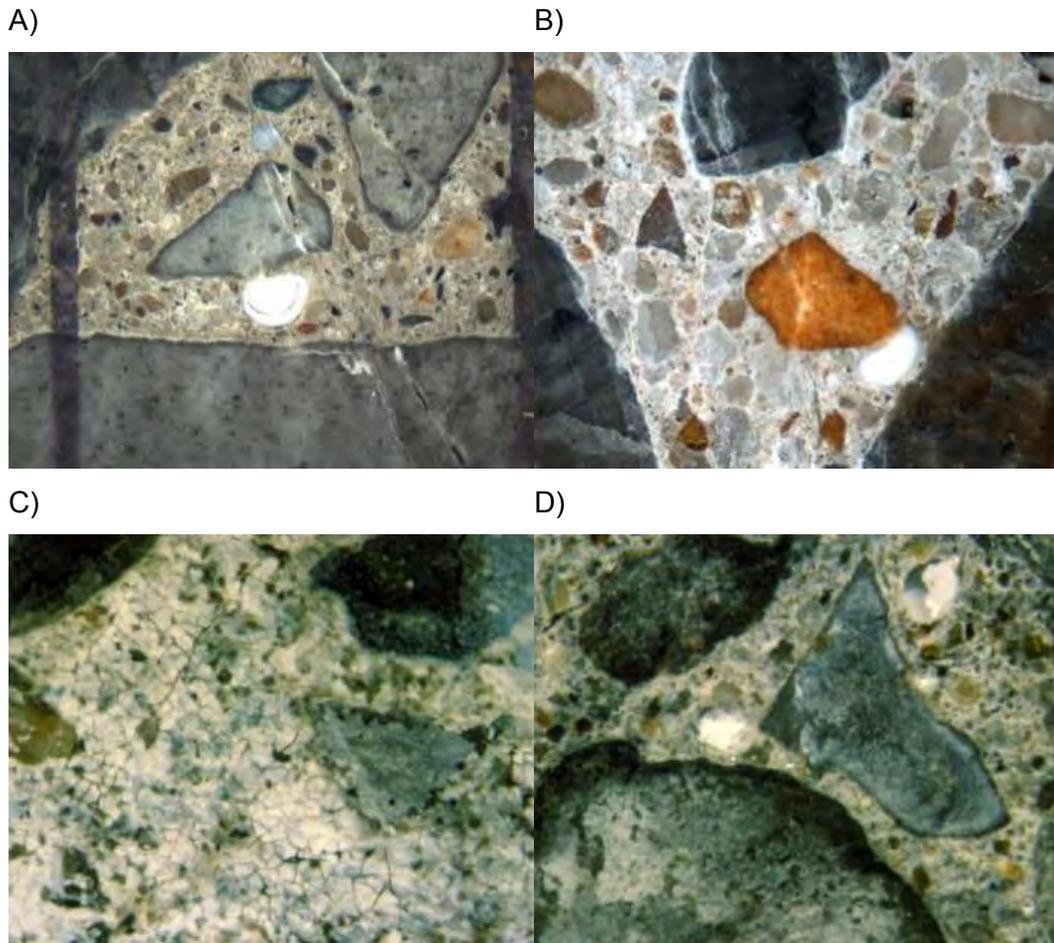


Figure 8 : Micrographies de bétons affectés par la RAS. Sections de béton polies illustrant la microfissuration générée dans des bétons affectés par la RAS où le granulats réactif se situe dans le granulats grossier (A) et le granulats fin (B). On peut également remarquer la présence de gel de silice tapissant une surface de fracture de la pâte de ciment (C), de même qu'au sein de particules de granulats réactifs et dans les pores de la pâte de ciment (D) (Fournier *et al.*, 2010 ; Villeneuve *et al.*, 2010).

3.4.5 Éclatement du béton (pop outs)

Il se peut que la pression générée par l'expansion de certaines particules de granulats réactifs situées près de la surface du béton engendre l'éclatement d'un petit cône de pâte directement au-dessus de cette particule. Certaines particules de granulats gélives peuvent toutefois également engendrer un tel phénomène.

3.5 Influence de la RAS sur l'endommagement physique du béton

3.5.1 Influence de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton

Puisque le béton affecté par la RAS prend de l'expansion et se fissure, il va de soi que ses propriétés mécaniques soient affectées. Il est à noter que la détermination des propriétés mécaniques de ces bétons a majoritairement été effectuée sur des échantillons de laboratoire libres de toute contrainte de confinement (expansion « libre »), et que les résultats peuvent ne pas être représentatifs de l'état dans lequel le matériau *béton* se retrouve à l'intérieur d'un ouvrage. En effet, le béton d'une structure est soumis à des contraintes et lorsque des échantillons sont prélevés, ils sont extraits de leur environnement de confinement, ce qui peut avoir un impact significatif sur les propriétés mécaniques mesurées.

3.5.1.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression est la propriété mécanique du béton la plus importante lorsque l'on conçoit ou désire évaluer la condition d'une structure existante afin d'en déterminer la capacité portante « résiduelle ». En effet, c'est à l'aide de cette valeur que la grande majorité des calculs pour les éléments structuraux en béton sont effectués. Il est donc important de connaître l'effet de la RAS sur cette propriété mécanique. De nombreux auteurs se sont penchés sur le sujet et les résultats semblent être plutôt mitigés. En effet, la RAS affecte la résistance à la compression, mais seulement lorsque la réaction est fortement avancée, c'est-à-dire lorsque l'expansion causée par la

RAS est à un niveau élevé (Fournier et Bérubé, 2000; Sanchez 2014) (Figure 9 & Figure 10). Plusieurs facteurs peuvent expliquer ce phénomène. D’abord, l’hydratation du ciment se poursuivant dans le temps, il y aura donc un certain gain de résistance en compression qui pourra venir s’opposer à la perte de résistance causée par la RAS. De plus, la mécanique de la rupture du béton en compression survient en plusieurs étapes et, contrairement à la rupture en tension qui est dominée par le développement d’un petit nombre de fissures, la rupture en compression se produira lorsqu’un nombre important de fissures se relieront (Mehta et Monteiro, 2014). Ainsi, pour que la résistance à la compression soit affectée, il doit y avoir une importante quantité de fissures à l’intérieur du béton, ce qui ne se produit qu’à un niveau d’avancement important de la RAS. C’est pourquoi il est considéré que la résistance en compression n’est pas un bon indicateur de l’état d’avancement de la RAS dans un béton en voie d’endommagement.

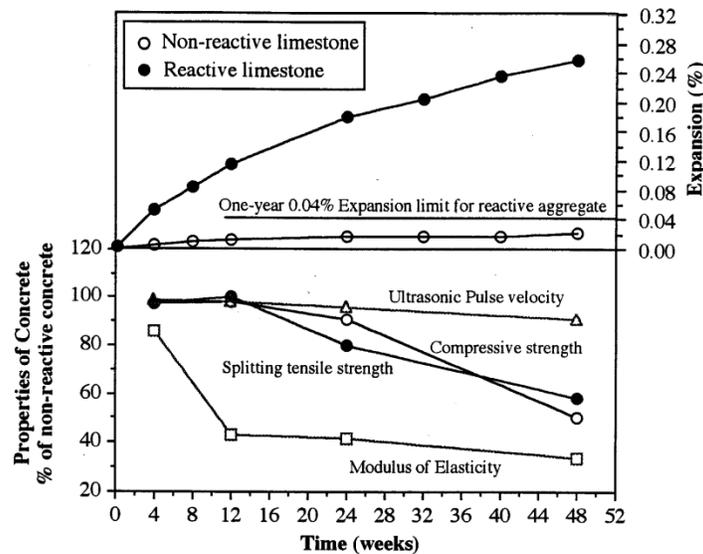


Figure 9 : Effets de l’expansion causée par la RAS sur les propriétés mécaniques du béton par rapport à l’expansion (Fournier et Bérubé, 2000).

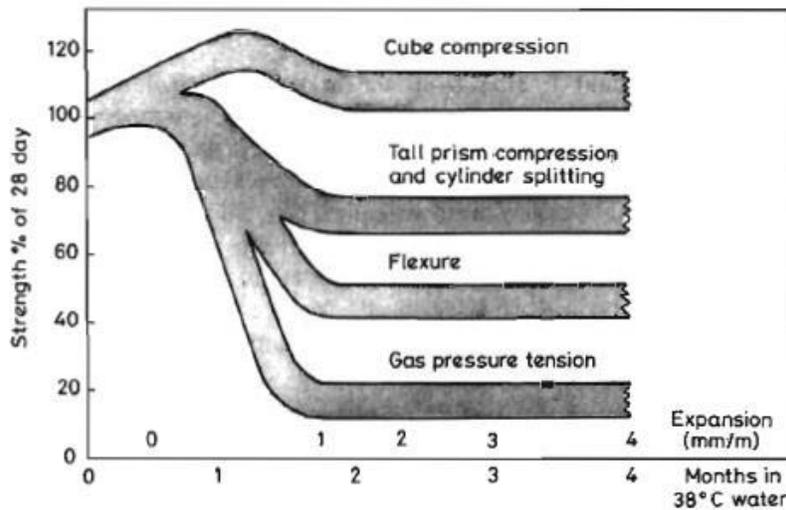


Figure 10 : Diminution des propriétés mécaniques du béton selon l'expansion atteinte (Clayton et al., 1990).

3.5.1.2 Résistance en tension

La RAS affecte la résistance en tension du béton de façon importante même pour un faible niveau d'expansion. En effet, des bétons présentant un faible niveau d'avancement de la RAS montrent déjà des chutes importantes de résistance en tension (Figure 11). Il est à noter que l'importance de cette chute de résistance sera fonction du type d'essai effectué. En effet, les éprouvettes de béton affectées de la RAS montreront des pertes de résistance plus importantes lorsque testées par les essais de traction directe et de «*gas pressure*» comparativement à celles testées par l'essai de fendage. Pour plus d'informations sur le concept de l'essai de «*gas pressure*», il est possible de se référer à Clayton et Grimer (1979).

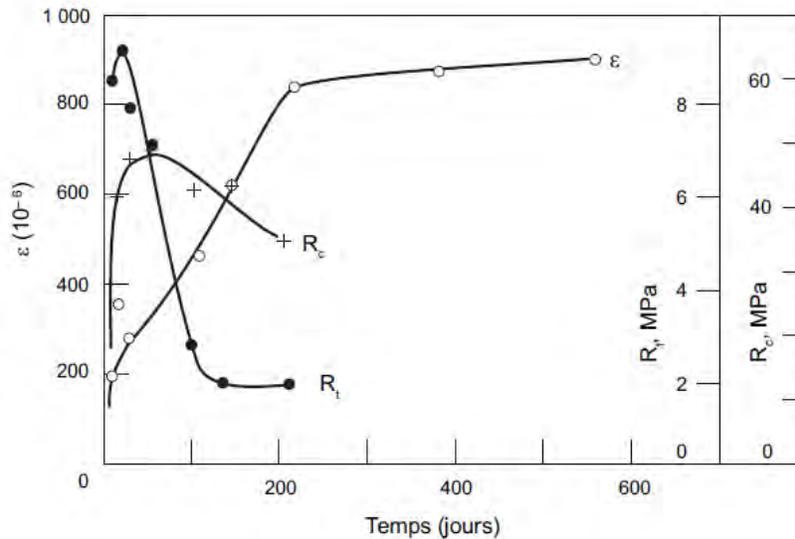


Figure 11 : Effets de l'expansion causée par la RAS sur les propriétés mécaniques d'un béton fabriqué avec un gravier réactif (échantillons conservés à 38°C et 100 % d'humidité relative) (Rc = résistance en compression et Rt = résistance à la traction) (Carles-Gibergues et Hornain, 2008).

Le mécanisme de rupture en tension du béton peut expliquer la chute rapide des résistances d'un béton endommagé par une réaction de gonflement endogène, tel qu'observé lors des travaux de Sanchez (2014) pour des bétons de 25 à 45 MPa incorporant une variété de granulats réactifs (Figure 12). Le mécanisme de rupture se produit en effet en plusieurs étapes (Figure 13). Ainsi, le béton suit un comportement élastique jusqu'à environ 30% de la résistance ultime. Il y aura par la suite initiation de microfissures se développant d'abord à l'interface pâte-granulat, zone où la porosité accrue induit des concentrations de contraintes lorsque le matériau est soumis à des efforts. Une fois initiées, les microfissures s'accroissent par le phénomène de concentrations de contraintes se produisant à leurs extrémités (Mehta et Monteiro, 2014). Il y aura alors propagation stable et lente des microfissures, jusqu'à ce qu'elles rencontrent un *mécanisme d'arrêt de fissure*. Lorsqu'une

microfissure rencontre par exemple une particule de granulat, elle aura besoin d'emmagasiner plus d'énergie afin de continuer à se propager. Éventuellement, avec l'augmentation du chargement, elle réussira à accumuler l'énergie nécessaire pour contourner cette particule et continuera à se propager. Un état critique sera alors atteint, où quelques microfissures coalescent et s'interconnectent les unes aux autres pour former une macrofissure. Ce moment est en fait la résistance ultime en traction du béton (B sur la courbe contrainte-déformation de la Figure 13). Le béton en traction suivra ensuite un comportement adoucissant (pente descendante sur la Figure 13), représentant la diminution de la capacité de transfert des contraintes avec l'augmentation de la déformation. Il s'agit du résultat de la rupture instable des ligaments intacts qui brisent la continuité des défauts (Karihaloo *et al.*, 1993).

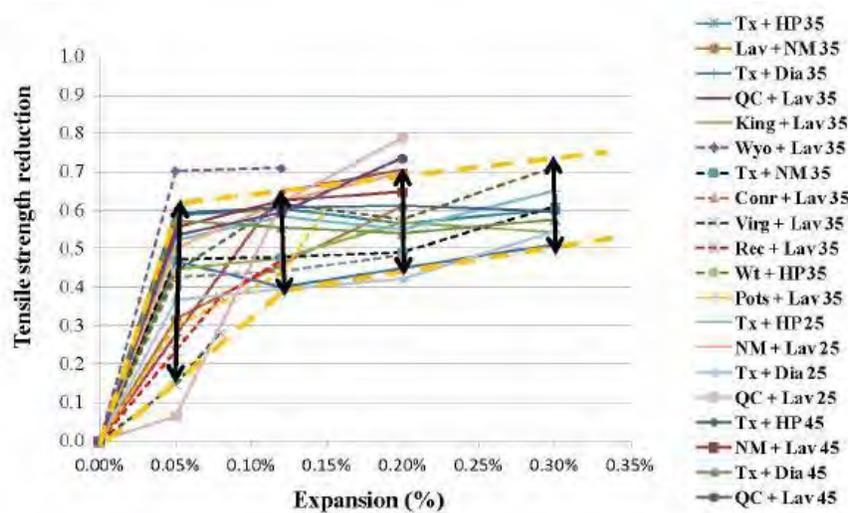


Figure 12: Diminution de la résistance à la traction (*gas pressure*) en fonction de l'expansion par rapport à un béton sain de même maturité, et ce pour différents mélanges de bétons réactifs (25 à 45 MPa) incorporant différents granulats réactifs (Sanchez, 2014).

Une des raisons expliquant que la résistance en tension d'un béton soit beaucoup plus faible que la résistance en compression est que, lors d'un essai de traction directe, la direction de la propagation de la microfissuration est perpendiculaire à l'application de la charge. Ainsi, l'initiation et la propagation de chaque microfissure diminuent la surface résistant aux contraintes et par le fait même les contraintes développées aux extrémités des microfissures augmentent (Mehta et Monteiro, 2014). L'étape de propagation stable des microfissures sera alors plus courte pour un béton subissant des efforts de tension que de compression. Il ne suffira donc que de quelques microfissures se propageant et se reliant pour engendrer une rupture du béton en tension, alors que de nombreuses fissures sont nécessaires pour un béton subissant des efforts de compression. De plus, lors d'un essai en tension, la propagation des fissures est arrêtée beaucoup moins souvent que lors d'un essai en compression (Popovics, 1998).

La mécanique de la rupture en tension du béton permet donc d'apporter un œil nouveau sur la chute des résistances en tension d'un béton affecté de RAS. En effet, le gonflement du gel de silice engendre de la microfissuration qui peut se retrouver en périphérie de la particule de granulat (dans la zone transitionnelle interfaciale), dans la particule elle-même ou bien même dans la pâte de ciment lorsque la détérioration est avancée. Par le fait même, la partie élastique de la courbe contrainte-déformation sera plus courte pour un béton endommagé qu'un béton sain. De plus, la présence de microfissures au pourtour ou à l'intérieur des particules de granulats diminue l'impact du phénomène de mécanisme d'arrêt. La microfissure se propageant n'aura donc qu'à emprunter le chemin nécessitant le moins d'énergie, c'est-à-dire en passant par la fissure préexistante à l'intérieur de la particule de granulat réactive. Ce phénomène est clairement visible sur la Figure 14 présentant un plan de rupture d'un échantillon affecté par la RAS et ayant subi un essai en tension. Il est évident qu'à certains endroits la fissuration s'est propagée à l'intérieur de particules de granulats ayant des plans de fissuration causés par

la RAS (i.e. placage de gel silico-alcalin blanchâtre sur le plan de rupture de certaines particules de granulats).

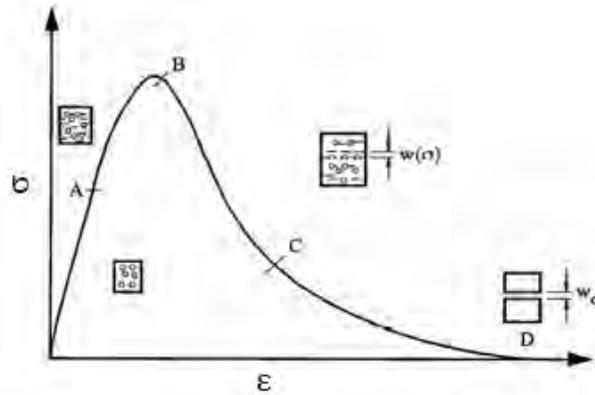


Figure 13 : Courbe contrainte-déformation typique obtenue lors d'un essai de traction, avec schéma représentant les étapes d'initiation et de propagation de la microfissuration. Modifiée de Karihaloo et al., (1993).



Figure 14 : Plan de rupture en tension d'un échantillon de béton atteint de RAS.

3.5.1.3 Rigidité

La rigidité d'un matériau tel que le béton est généralement représentée par son module d'élasticité (ou module de Young (E)), représenté par la pente de la courbe contrainte-déformation pour un béton sous chargement uniaxiale. Normalement, lors d'un essai de module, le chargement de l'échantillon se fait jusqu'à 40% de la résistance en compression du béton. Il existe différents types de module d'élasticité du béton, tels que le module tangent et le module sécant. Ce dernier est le plus souvent utilisé et fait l'objet d'une norme pour le calculer (ASTM C469, 2005). Lorsqu'un béton est atteint de RAS, son module d'élasticité aura tendance à diminuer dès l'initiation de la réaction (Figure 9, Figure 15 et Figure 16). De plus, à partir d'un certain niveau d'expansion, le module d'élasticité semble se stabiliser et atteindre un plateau (Bérubé *et al.*, 2005 ; Pleau *et al.*, 1989).

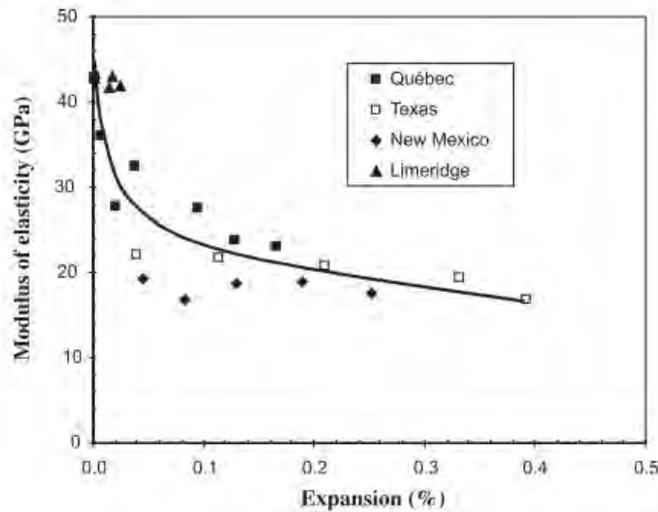


Figure 15 : Module d'élasticité de bétons atteints de RAS selon leur niveau d'expansion (Smaoui *et al.*, 2004).

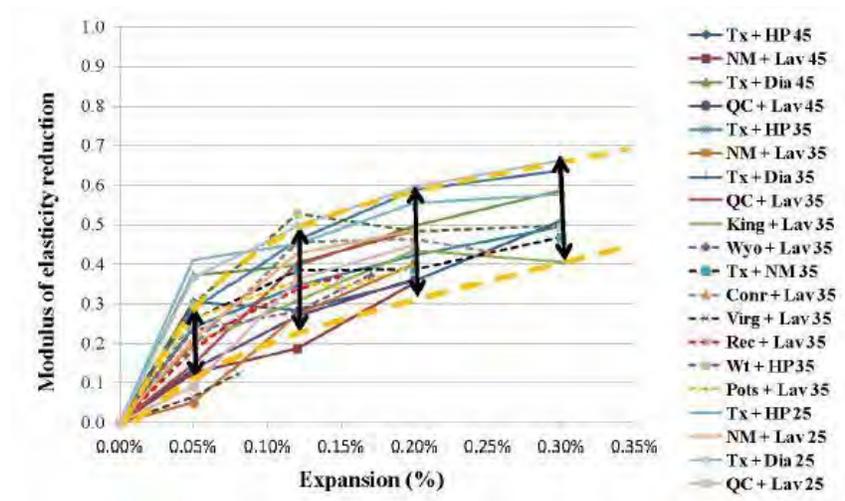


Figure 16 : Diminution du module d'élasticité en fonction de l'expansion pour différents mélanges de béton (25 à 35 MPa) et granulats réactifs (Sanchez, 2014).

Sanchez (2014) a corrélé la chute rapide du module de Young avec l'apparition précoce de fissures ouvertes dans les particules du gros granulat réactif. Ces fissures à l'intérieur des particules du gros granulat font diminuer le module de Young propre au granulat faisant par le fait même chuter celui du béton. En effet, le module d'élasticité du granulat est un paramètre majeur affectant le module d'élasticité du béton (Neville, 2011).

À des niveaux d'expansion moyens, la rigidité du béton diminue toujours, car il y a formation de nouvelles fissures ouvertes à l'intérieur des particules de granulats et que certaines de ces fissures se propagent dans la pâte de ciment (Sanchez, 2014). Ces fissures affectent donc la pâte de ciment, mais aussi en partie la zone de transition interfaciale, continuant ainsi à diminuer la rigidité du matériau. Ainsi, l'initiation et la propagation de fissuration intra et intergranulaire contribueront à diminuer le module de Young du béton.

Lorsque l'état d'avancement de la RAS est élevé, il y a stabilisation de la rigidité du béton (Figure 9, Figure 15 et Figure 16). Sanchez (2014) suggère

qu'à de forts niveaux d'expansion, les fissures existantes se connectent les unes aux autres et il y a moins de formation de nouvelles fissures, ce qui n'entraîne pas de diminution accrue du module d'élasticité. De plus, à ce stade de la RAS, une importante quantité de fissures sont remplies de produits de réaction, ce qui peut contribuer au plafonnement de la chute de la rigidité du matériau. En effet, bien que le module d'élasticité du produit de réaction silico-alcalin soit plus faible que celui d'un béton conventionnel, des études ont démontré que lorsqu'il est cristallin, il peut atteindre des valeurs de module d'élasticité entre 9 et 11 GPa, alors qu'un produit ayant une structure amorphe résultant d'une teneur en calcium plus élevée pourra atteindre des valeurs aussi élevées que 35 à 45 GPa (Leemann et Lura, 2013). Il semble donc probable que lorsque les fissures sont remplies par du gel de réaction, celui-ci aura pour effet de ralentir la chute du module d'élasticité et de le stabiliser.

3.5.2 Influence de la RAS sur le béton armé/confiné

Les commentaires mentionnés précédemment quant aux propriétés mécaniques de bétons affectés par la RAS sont basés sur les résultats d'essais effectués sur des échantillons de béton en expansion libre. Or, un béton non armé en expansion libre et un béton armé (confiné), tel qu'on le retrouve à l'intérieur des structures de béton, seront affectés différemment par la RAS. En effet, la présence d'acier d'armature vient confiner le béton et par le fait même freine l'expansion causée par la RAS (Figure 17).

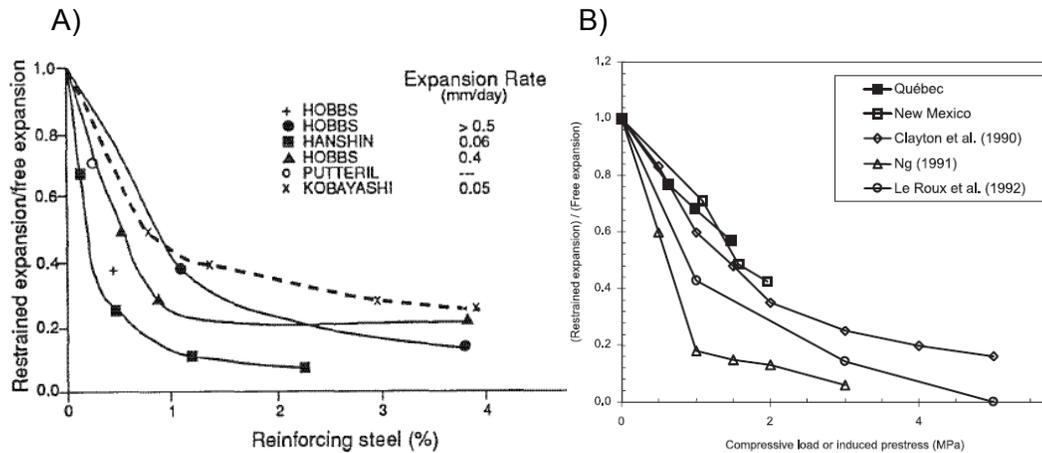


Figure 17 : A) Effets de l'armature sur l'expansion du béton (ISE, 1992) et B) Effets du confinement sur l'expansion du béton (Smaoui *et al.*, 2007).

Ainsi, plus le pourcentage d'armature est élevé, plus l'expansion engendrée par la RAS sera faible. Par contre, les diminutions d'expansion semblent varier beaucoup pour un même taux d'armature. La Figure 17B montre en effet que pour une contrainte de confinement de 1 MPa, les taux de réduction d'expansion varient d'environ 0,2 à 0,75 (Smaoui *et al.*, 2007). Il semble donc que, bien que l'acier d'armature diminue l'expansion, l'ampleur de cette diminution n'est pas fixe et peut varier selon plusieurs facteurs comme la direction de la coulée ou bien le type de granulats réactifs.

La présence d'armature aura une influence sur l'expansion, mais aussi sur la fissuration à l'intérieur d'un élément de béton armé. En effet, puisque l'expansion est inhibée (ou réduite) parallèlement aux barres d'armature, la présence de fissures perpendiculaires à l'armature longitudinale en est par le fait même diminuée puisque l'expansion dans cette direction est réduite. Ainsi, la fissuration se développera plutôt de façon parallèle aux barres d'armature (Figure 18).

La présence d'armature à l'intérieur d'éléments en béton réactif réduit les déformations par le phénomène de *précontrainte chimique*. En effet, la RAS engendre des contraintes de traction dans l'acier d'armature et de compression dans le béton. La Figure 19 démontre que la précontrainte induite dans le matériau se limite généralement à 4 MPa si l'on exclut les résultats de laboratoire pour des essais accélérés (ISE, 1992).

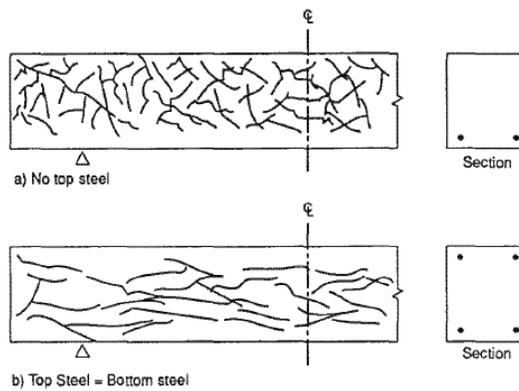


Figure 18 : Influence du confinement (armature) sur la fissuration causée par la RAS (ISE, 1992).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

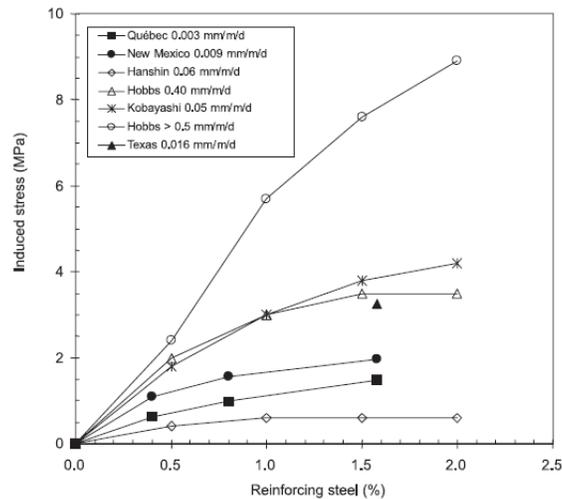


Figure 19 : Précontrainte de compression du béton selon le taux d'aciers d'armatures (Smaoui *et al.*, 2007).

Les contraintes de tension développées à l'intérieur des barres d'armature peuvent devenir très importantes au fur et à mesure que l'expansion augmente. En effet, pour une expansion de 0,1%, des contraintes de tension de 50 à 100 MPa peuvent être induites (Smaoui *et al.*, 2007), et une plastification de l'acier peut éventuellement survenir avec l'augmentation de l'expansion (ISE, 1992). De plus, il va de soi que plus un élément est armé, moins la contrainte de tension développée dans les barres sera grande (Kagimoto *et al.*, 2014).

Plusieurs études s'accordent pour dire que le confinement engendré par la présence de l'acier d'armature réduit l'expansion dans la direction de celle-ci; toutefois, certaines contradictions ressortent quant à la redistribution de l'expansion dans les directions perpendiculaires aux barres d'armature. En effet, certaines études proposent qu'un confinement uniaxial (barres longitudinales) engendre un transfert de déformations (Berra *et al.*, 2010 ; Kagimoto *et al.*, 2014 ; Larive *et al.*, 1996 ; Multon et Toutlemonde, 2006) tout en gardant une expansion volumétrique constante, alors que d'autres études

semblent indiquer que l'expansion n'est pas redistribuée (Dunant et Scrivener, 2012 ; Gravel *et al.*, 2000).

Toutefois, peu d'études ont été effectuées sur les effets d'un confinement triaxial sur l'expansion et l'endommagement engendré par la RAS, incluant la fissuration et les propriétés mécaniques du béton affecté. Un certain nombre d'études dénotent les effets de la RAS sur des structures armées, mais l'expansion atteinte par le béton de ces ouvrages n'est généralement pas connue. De plus, le confinement causé par les barres d'armature n'est souvent pas le même dans toutes les directions, ce qui rend difficile l'évaluation de l'effet réel du confinement sur l'endommagement causé par la RAS puisqu'il peut y avoir une redistribution de l'expansion.

Gravel *et al.*, (2000) ont suivi l'expansion de blocs de béton réactif et non réactif contenant ou non des cages d'armature tridimensionnelles. Les auteurs ont observé que la présence d'armature réduisait et uniformisait l'expansion par rapport aux blocs en expansion libre. De plus, bien que les blocs armés et non armés (E/C de 0,5) aient atteint des niveaux d'expansion différents, les diminutions de module élastique et de résistance en compression de ces bétons étaient sensiblement les mêmes. Toutefois, pour des bétons de rapport E/C = 0,66 avec des expansions sensiblement près de celles obtenues avec un rapport E/C = 0,5, aucune chute de propriété mécanique n'a été remarquée, et ce, autant pour les bétons armés que non armés.

3.6 Évaluation de l'endommagement causée par la RAS

Les ingénieurs et gestionnaires responsables de parcs d'infrastructures vieillissants désirent évaluer de façon fiable la condition et la durée de vie résiduelle de ces structures. Lorsqu'une infrastructure est atteinte d'une pathologie évolutive comme la RAS, il devient primordial de déterminer si la réaction en est à ses tout débuts ou si celle-ci a atteint un point où elle ne progresse que très lentement (atteinte de l'expansion maximale). Il sera donc

nécessaire de déterminer la marche à suivre quant au suivi de l'endommagement de la structure, et ce afin d'identifier les précautions à prendre pour assurer la sécurité des usagers, planifier les réparations nécessaires et efficaces et, éventuellement, sa reconstruction. De plus, de par la nature de la RAS, beaucoup de fissuration se développera, accentuant ainsi la vitesse de dégradation par d'autres phénomènes nuisibles tels que la corrosion des armatures et le gel-dégel.

3.6.1 Propriétés mécaniques du béton

Pour les ingénieurs civils, une des propriétés les plus importantes à évaluer est bien sûr la résistance en compression puisqu'elle est utilisée comme paramètre de base dans tous les calculs structuraux. Il est donc absolument nécessaire de respecter les exigences et procédures décrites dans les normes (e.g. CSA) lorsque celle-ci est évaluée. Il peut également être important de déterminer la résistance en tension du béton puisque celle-ci joue un rôle important au niveau du mécanisme de la rupture du béton. Plusieurs essais ont été mis au point au fil des années pour mesurer cette propriété. Certains d'entre eux ont été normalisés alors que d'autres sont encore en développement. Les deux essais les plus couramment utilisés pour déterminer la résistance en tension du béton sont : l'essai de traction directe et l'essai de fendage.

3.6.1.1 Essai de traction directe

L'essai de traction directe est souvent considéré comme celui permettant de mieux déterminer la résistance en tension «pure» du béton. En effet, celui-ci ne prédéfinit pas de plan de rupture et la rupture surviendra donc dans le plan le plus faible de l'échantillon. Par contre, il est difficile de réaliser cet essai correctement puisque de nombreux problèmes peuvent survenir lors de sa réalisation. Cet essai est couramment réalisé sous deux formes différentes, soit avec l'utilisation de pastilles d'acier et d'époxy ou bien avec l'utilisation de mâchoires d'acier. Lorsque l'essai est réalisé en collant des plaques d'acier au béton à l'aide de résine époxydique, des problèmes d'adhérence sont souvent

observés. La rupture est alors souvent obtenue non pas dans le béton, mais plutôt aux interfaces béton-résine ou bien résine-acier, invalidant ainsi l'essai. De plus, des chaînes sont souvent utilisées afin de garder l'échantillon parfaitement parallèle au sens d'application de la charge. De par la nature des échantillons testés, il peut être difficile de conserver ce parallélisme, engendrant un champ de contraintes non uniforme à l'intérieur de l'échantillon, ce qui affecte les résultats. Dans le cas de l'utilisation des mâchoires d'acier, celles-ci appliquent un chargement en compression dans la direction perpendiculaire au sens de chargement principal de l'essai; le champ de contraintes n'est donc plus uniforme et des ruptures peuvent alors survenir près des extrémités des échantillons (Figure 20).

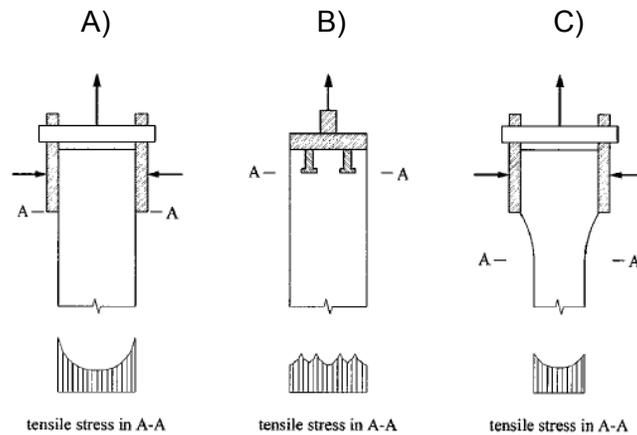


Figure 20 : Contraintes secondaires engendrées aux extrémités des échantillons lors d'essai de traction directe pour différents systèmes de retenue d'échantillon (Zheng *et al.*, 2001).

3.6.1.2 Essais de fendage (ou essai brésilien)

L'essai de fendage est populaire puisqu'il fait l'objet d'une norme (ASTM C496, 2005), il est rapide et ne nécessite pas de matériel/équipement hautement spécialisé. En effet, on peut le réaliser avec une presse conventionnelle, un

guide en acier permettant de maintenir l'échantillon en place et des languettes de bois afin de réduire l'intensité du transfert de charge.

Cet essai ne permet toutefois pas de déterminer la résistance à la traction «pure» du béton. Il est généralement considéré que cette résistance en tension «pure» représente 65% de la résistance obtenue par l'essai brésilien. L'essai consiste à appliquer un chargement de compression diamétral sur un cylindre ou une carotte de béton. Les contraintes maximales sont localisées dans un mince plan vertical entre les 2 plateaux. Des efforts de compression sont générés près des surfaces supérieures et inférieures en contact avec les lamelles de bois. En s'éloignant des zones de contact béton-lamelles de bois, il se forme rapidement un champ uniforme de contrainte en tension composant environ 80% de la surface verticale sollicitée (Popovics, 1998).

La Figure 21 présente l'état de contrainte biaxial présent dans l'éprouvette de béton lors de l'essai. Ainsi, des contraintes importantes de compression se développent, mais la rupture se produira tout de même en tension puisque la résistance en tension du béton est nettement inférieure à celle en compression. Lorsque les efforts développés deviendront supérieurs à la résistance en tension, une rupture nette de l'échantillon se produira.

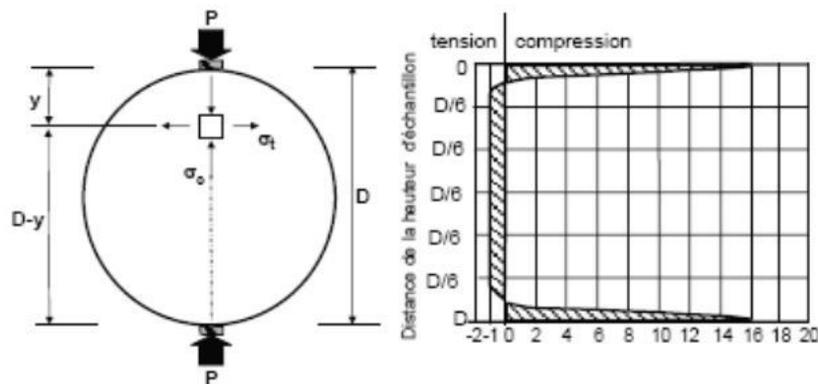


Figure 21 : Plan de rupture et représentation des efforts de compression et tension développés pendant l'essai, modifiée de Neville, (2011).

Normalement, la théorie de la mécanique de la rupture indique que les fissures se propagent aux zones des concentrations de contraintes induites par les défauts dans le béton. La fissure doit donc normalement se propager dans la zone interfaciale pâte-granulat qui présente une résistance moindre que les granulats et que la pâte pour des bétons conventionnels. Par contre, lors de l'essai de fendage pour un béton sain, la surface de fracture va aussi parfois traverser des particules de granulats, car le plan sollicité lors de l'essai est prédéfini; la rupture passera donc par une mince bande où les efforts sont maximaux, traversant à l'occasion des particules de granulats. C'est une des raisons pour lesquelles les résultats obtenus par fendage sont plus élevés que la résistance en traction pure du béton. Bien que cet essai soit très populaire, plusieurs auteurs questionnent son utilisation pour déterminer la résistance en tension du béton (Malárics et Müller, 2010). Certains vont même jusqu'à suggérer que l'essai brésilien pour des échantillons de 100 mm soit retiré des normes (Hannant et al., 1973). Hannant *et al.*, (1973) ont effectué des essais brésiliens sur des échantillons comprenant trois différentes grosseurs maximales de granulat. Leurs résultats présentés à la Figure 22 démontrent que la taille des granulats compris dans le béton a un effet non négligeable sur les résistances mesurées lors d'un essai de fendage.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Maximum aggregate size mm	Average direct tensile strength MN/m ²	Average split cylinder strength MN/m ²	Ratio split cylinder/direct tensile
5	2.68 (11)	2.55 (14)	0.95
9.5	2.84 (17)	3.16 (18)	1.11
19	2.45 (11)	3.14 (12)	1.28

Note : Figures in brackets () denote the number of specimens tested.

Figure 22 : Effet de la variation de la dimension maximale d'un granulats sur les résistances obtenues lors d'essais de traction directe et de fendage (Hannant *et al.*, 1973).

Une autre critique apparaissant souvent dans la littérature concerne l'équation utilisée pour déterminer la résistance obtenue par l'essai brésilien. Celle-ci est basée sur la théorie de l'élasticité et elle néglige donc les zones de compression biaxiales se développant dans les éprouvettes de béton lors de l'essai. Afin de vérifier l'importance de ces zones, Hannant *et al.*, (1973) ont moulé des demi-cylindres de béton, puis les ont mis côte à côte, exactement comme si le cylindre avait été prédécoupé à l'avance et ils ont effectué des essais de fendage. Disposer les échantillons de cette façon permet de s'assurer qu'aucun effort de tension ne peut se développer dans le plan sollicité lors du chargement. Les résistances obtenues représentaient environ 75% des valeurs obtenues sur des échantillons normaux et le même type de surface de rupture en coin se développait dans les zones de compression biaxiales. Ainsi, beaucoup d'énergie est nécessaire pour développer les ruptures en coins se propageant près des lamelles de bois utilisées pour le transfert de charge. Toutefois, les efforts de compression développés lors de l'essai brésilien sont négligés par la formule utilisée pour déterminer la

résistance au fendage. Il est donc possible de questionner la validité de cette équation dérivée de la théorie de l'élasticité.

D'autres études se penchant plus sur la mécanique de la rupture lors de l'essai, semblent démontrer que les premières fissures dans la pâte se produisent à environ 70% de la résistance maximale. Selon la théorie de l'élasticité, les efforts de tension devraient être maximaux au centre du plan et donc la fissuration devrait s'y initier. Pourtant, en réalité, la fissuration de la pâte semble s'initier entre le tiers et le quart de la hauteur du spécimen (à partir de la partie supérieure de l'échantillon) (Castro-Montero *et al.*, 1995 ; Hannant *et al.*, 1973 ; Malárics et Müller, 2010).

Une autre critique soulevée contre cet essai concerne les lamelles utilisées pour transférer la charge dans le béton. Il a été démontré que le type de matériau utilisé pour ces lamelles pouvait engendrer des variations non négligeables et affecter les résistances en traction indirecte mesurées (Malárics et Müller, 2010).

3.6.2 Stiffness Damage Test (SDT)

L'essai de «*Stiffness Damage Test*» a d'abord été développé pour des échantillons de roches, mais a éventuellement a été modifié afin de quantifier l'endommagement matériel du béton et relier les variations de résistance en compression et tension, l'expansion libre et les variations pétrographiques (Chrip *et al.*, 1989).

Il s'agit d'un essai cyclique de compression où un cylindre de béton subit cinq cycles de chargement-déchargement à un taux de chargement de 0,1 MPa/seconde. Une cage métallique munie de «*linear variable differential transformers*» (LVDT) reliée à un système d'acquisition permet d'enregistrer les déformations de l'échantillon au cours des cycles de chargement

(Figure 23). Cela permet ainsi d'analyser le comportement sous chargement cyclique du béton à l'aide de courbe contraintes-déformation.

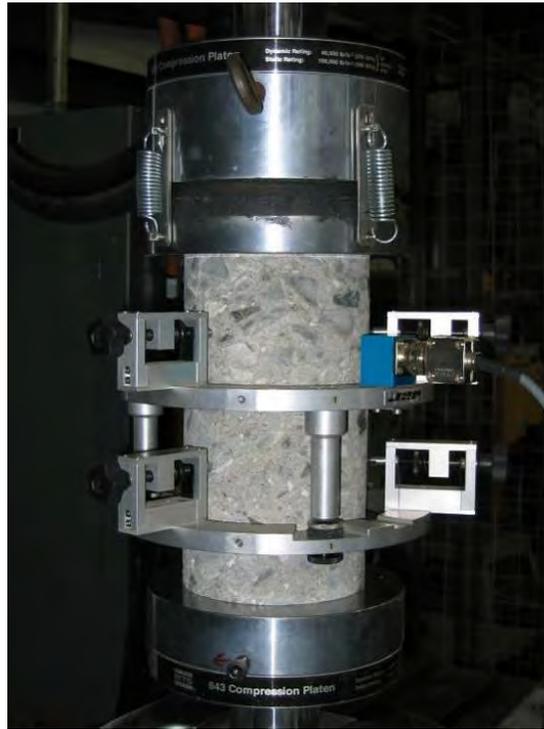


Figure 23 : Montage expérimental de l'essai de *Stiffness Damage Test (SDT)*.

Lors de la conception de l'essai, les échantillons, respectant un rapport hauteur sur diamètre de 2, étaient chargés jusqu'à une contrainte de 5,5 MPa et certaines corrélations entre le niveau d'endommagement et les résultats du SDT ont pu être établies. Ainsi, compte-tenu de la charge restreinte utilisée lors de l'essai cyclique, les échantillons étaient réutilisés afin d'en déterminer la résistance en compression. Chrisp et collègues proposaient ainsi trois principaux paramètres de sortie, soit le module d'élasticité des 4 derniers cycles, l'aire d'hystérésis et l'indice de non-linéarité (NLI). L'aire d'hystérésis représente l'aire sous la courbe de chargement-déchargement, soit l'énergie nécessaire pour refermer les fissures présentes à l'intérieur du béton. L'aire d'hystérésis du premier cycle est toujours plus grande puisque c'est lors de ce

cycle que les fissurations majeures se referment. Il se produit alors un glissement aux surfaces des fissures ouvertes (Chrisp *et al.*, 1993). De plus, comme le démontre la Figure 24, l'énergie dissipée est beaucoup plus grande pour un béton endommagé que pour un béton sain, ce qui suggère que l'aire d'hystérésis puisse être un paramètre diagnostique de la condition du béton. Pour sa part, l'indice de non linéarité correspond à la pente à la moitié du cycle de chargement divisé par le module d'élasticité. Il représente la forme de la courbe contrainte-déformation du cycle de chargement; c'est-à-dire si la courbe est convexe ou concave (Chrisp *et al.*, 1993). Ce paramètre peut donner aussi des indications quant à l'orientation de la fissuration à l'intérieur de l'échantillon de béton (Sanchez *et al.*, 2012).

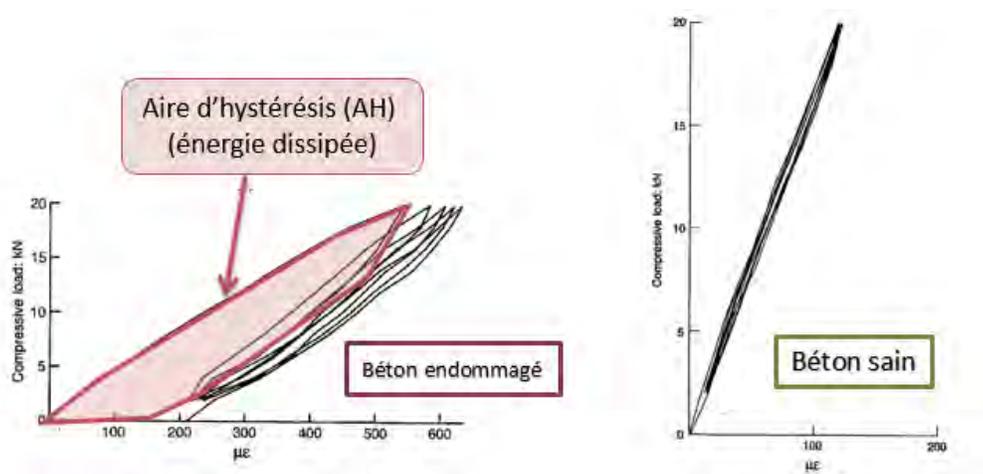


Figure 24 : Aire d'hystérésis pour un béton endommagé (par la RAS) et un béton sain, modifiée de Chrisp *et al.*, (1993).

D'autres études ont proposé d'augmenter la charge maximale appliquée sur l'échantillon de béton à 10 MPa afin d'obtenir de meilleures corrélations entre le niveau d'expansion du béton et les différents paramètres de sortie de l'essai (Bérubé *et al.*, 2005 ; Smaoui *et al.*, 2004). De plus, un nouveau paramètre diagnostique du niveau d'endommagement causé par la RAG a été introduit par Smaoui *et al.*, (2004), soit la déformation plastique du béton. Plus récemment, des travaux effectués à l'Université Laval ont proposé d'utiliser

une charge relative correspondant à 40% de la résistance en compression du béton non endommagé. Ces travaux ont de plus permis de proposer deux nouveaux paramètres diagnostiques de l'état d'endommagement du béton affecté par la RAS, soit le *Stiffness Damage Index* (SDI) et le *Plastic Deformation Index* (PDI) (Figure 25). Le SDI correspond au ratio entre l'énergie dissipée et l'énergie totale développée lors de l'essai, alors que le PDI représente le ratio de la déformation plastique sur la somme des déformations plastique et élastique développées (Sanchez, 2014). En plus, ces paramètres permettent de comparer des bétons de formulations variées.

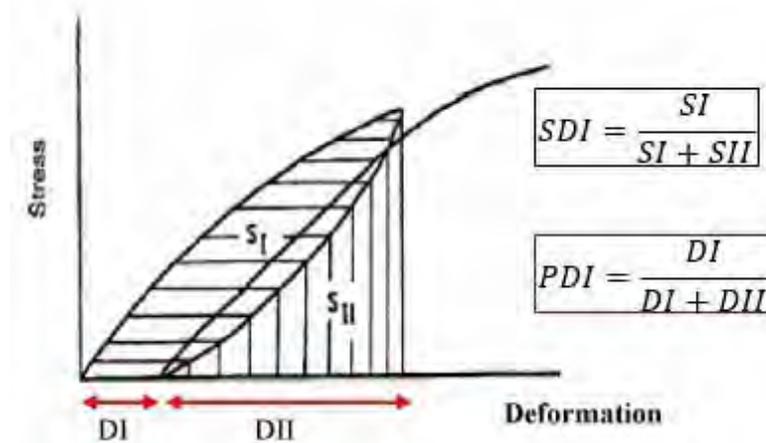


Figure 25 : *Stiffness Damage Index* (SDI) et *Plastic Deformation Index* (PDI), modifiée de Sanchez (2014).

Sanchez (2014) a également proposé un protocole expérimental pour l'analyse de bétons de structures par l'utilisation du SDT (Figure 26), incluant une marche à suivre afin de limiter la variabilité des essais ainsi que les paramètres importants à évaluer.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

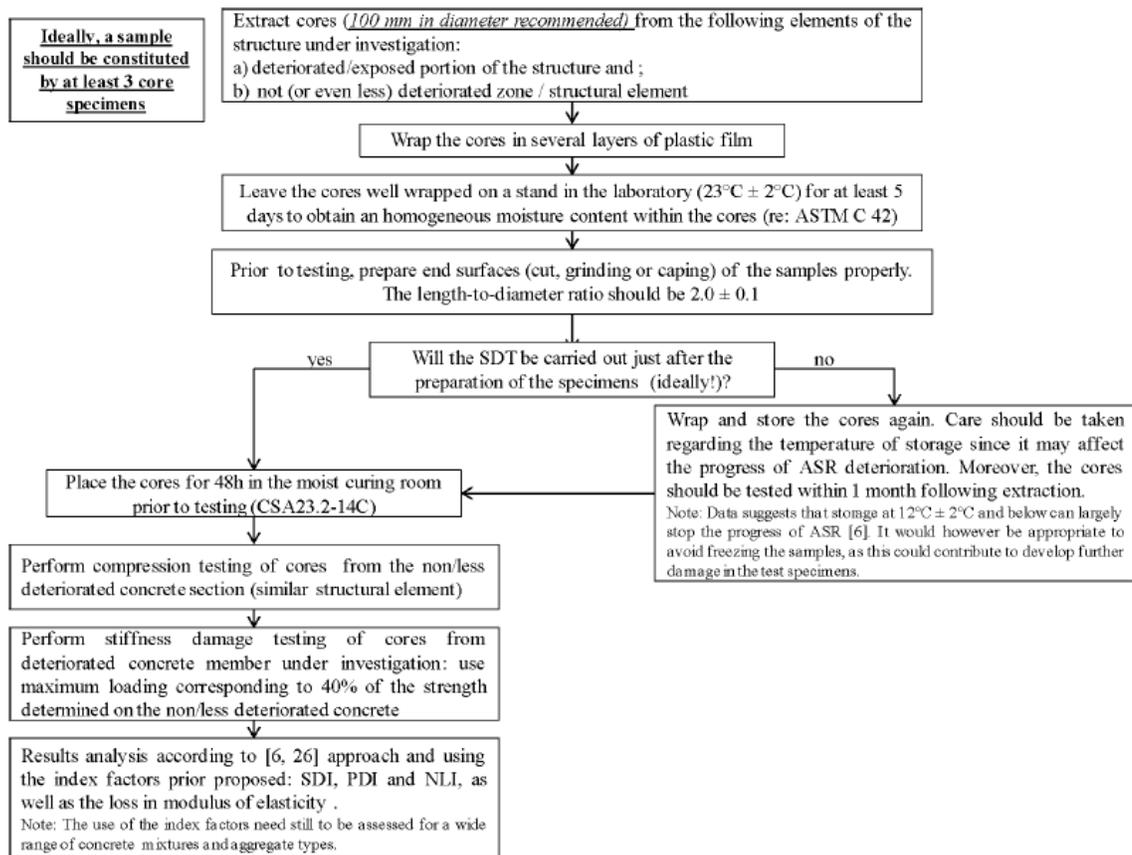


Figure 26 : Méthode expérimentale pour l’essai de Stiffness Damage Test (Sanchez, 2014).

3.6.3 Damage Rating Index (DRI)

La majorité des essais proposés pour évaluer l’état d’endommagement d’un béton affecté de RAS visent à déterminer les chutes de propriétés mécaniques du matériau lorsqu’affecté par cette pathologie. L’essai pétrographique du DRI offre une alternative intéressante, ou en donne une vision complémentaire, puisqu’il permet de déterminer de façon visuelle la façon par laquelle la RAS vient perturber le matériau et ainsi affecter ses propriétés physiques et mécaniques. Le *Damage Rating Index*, d’abord proposé par Grattan-Bellew et Danay (1992), consiste à dénombrer les indices visuels d’endommagement du béton pour une surface « normalisée ». Ainsi, un échantillon de béton (e.g.

carotte) est coupé et une des surfaces de coupe ainsi obtenue est polie finement. Un maillage de 1 cm x 1 cm est alors tracé sur une surface minimale de 150 cm² de façon à s'assurer que la surface analysée soit représentative (Figure 27). Chacun des carrés de 1 cm² est ensuite examiné au stéréobinoculaire, à un grossissement de 15-16 X, et les différents indices de détérioration sont répertoriés (Figure 26 & Tableau 1). La somme de chacun des indices d'endommagement est ensuite multipliée par des facteurs de pondération. La somme des indices pondérés est ensuite normalisée pour une surface de 100 cm² (Grattan-Bellew et Mitchell, 2006). Le nombre obtenu représente le «*Damage Rating Index*». Les différents indices de détérioration, ainsi que leur facteur de pondération respectif proposés par Grattan-Bellew & Mitchell (2006), ont été révisés récemment afin de diminuer les écarts entre différents opérateurs (Villeneuve *et al.*, 2012).

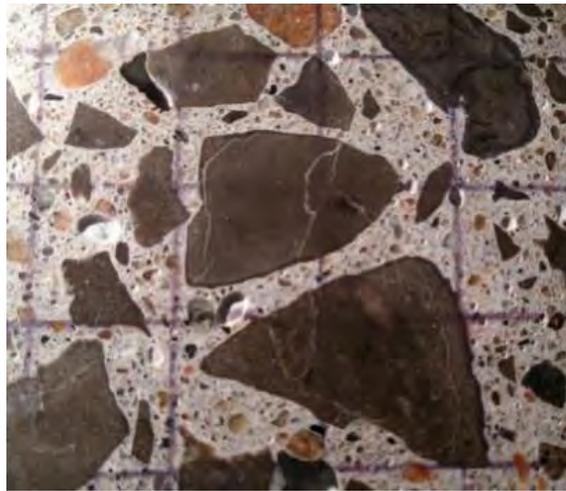


Figure 27 : Surface d'une carotte de béton polie avec maillage de 1 cm² utilisé pour le *Damage Rating Index*.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**



Figure 28 : Stéréobinoculaire utilisé pour l'identification des indices de détérioration.

Tableau 1 : Indices pétrographiques d'endommagement répertoriés selon la méthode proposée par Grattan-Bellew et Mitchell (2006) et selon la méthode modifiée de Villeneuve, (Villeneuve, 2011).

Indices pétrographiques		Facteurs de pondération	
		Grattan-Bellew et Mitchell 2006	Méthode modifiée
Fissures dans les granulats	Fermées (sans produits de réaction)	0,75	0,25
	Ouvertes ou en fin réseau (sans produits de réaction)	4	2
	Ouvertes ou en fin réseau (avec produit de réaction)	2	2
Fissures dans la pâte de ciment	Sans produits de réaction	2	3
	Avec produits de réaction	4	3
Granulat déchaussé		3	3
Granulat désagrégé		---	2
Auréole de réaction		0,5	---
Produits de réaction dans les vides		0,5	---

Les indices pétrographiques de détérioration peuvent être regroupés en deux grandes familles, soit : les fissures dans les particules de granulats et les fissures dans la pâte de ciment. Les fissures des granulats sont soit *fermées*, principalement préexistantes et causées vraisemblablement par les diverses étapes de fabrication des granulats ou par des altérations atmosphériques, ou *ouvertes ou en fin réseau*, et ce avec ou sans produit de réaction (Tableau 1). La méthode de Villeneuve *et al.* (2012) propose que le facteur de pondération soit le même pour une fissure ouverte, avec ou sans produit de réaction, puisqu'il peut être difficile d'identifier celui-ci lors de l'analyse pétrographique et devenir une importante source de variabilité entre les opérateurs.

Les *fissures dans la pâte de ciment* apparaissent normalement à un stade assez avancé de détérioration (du moins au grossissement utilisé pour la réalisation du DRI). Elles peuvent contenir ou pas un produit de réaction blanchâtre ou poudreux/vitreux. Villeneuve *et al.* (2012) proposent d'utiliser un même facteur de pondération pour ces deux types de fissures (3; Tableau 1), et ce pour les mêmes raisons évoquées précédemment pour les fissures à l'intérieur des particules de granulats.

Plusieurs études ont démontré l'efficacité du DRI à évaluer l'état d'avancement de la RAS dans le béton (Rivard et Ballivy, 2005 ; Sanchez, 2014 ; Smaoui *et al.*, 2004b). En effet, il permet d'obtenir de bonnes corrélations entre l'état d'endommagement et l'expansion de bétons de différentes formulations et incorporant une variété de granulats réactifs (Figure 29 à Figure 31). Certains auteurs ont même proposé une échelle pour l'état d'endommagement du béton selon le nombre DRI (Sanchez, 2014).

Bien que l'essai DRI semble très prometteur, celui-ci présente deux désavantages majeurs, soit la variabilité entre les opérateurs et l'effet de la nature du granulat utilisé dans la confection du béton. En effet, lorsqu'on compare des mélanges de béton incorporant une bonne diversité de sources de granulats, comme on peut le voir sur la Figure 31, le nombre DRI pour des

bétons de même niveau d'expansion peut varier sensiblement selon le type de granulat incorporé au béton.

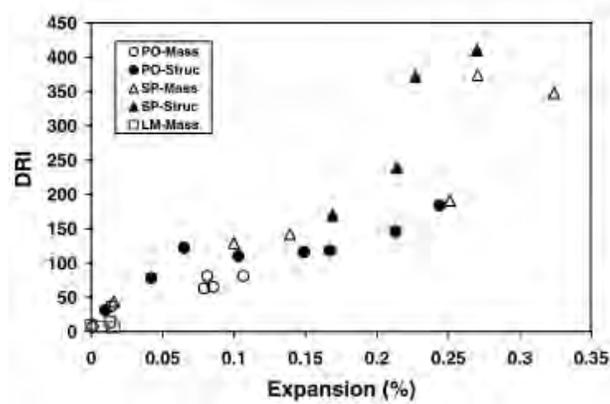


Figure 29 : Relation entre le nombre DRI et l'expansion (Rivard et Ballivy, 2005).

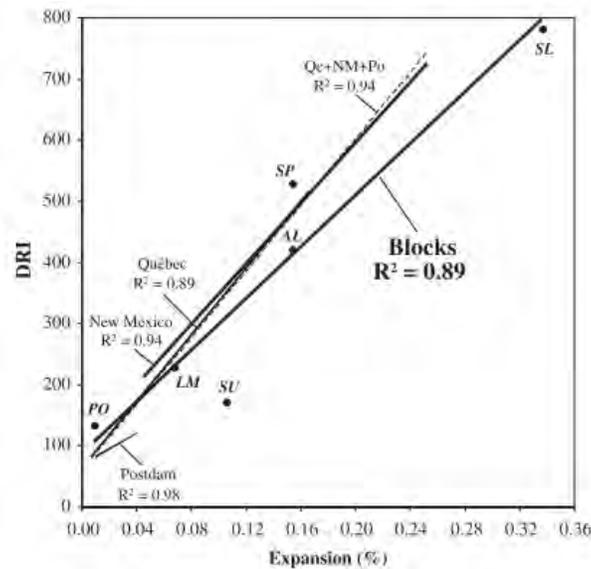


Figure 30 : Relation entre le nombre DRI et l'expansion pour des mélanges de béton incorporant différents granulats réactifs (Smaoui et al., 2004b).

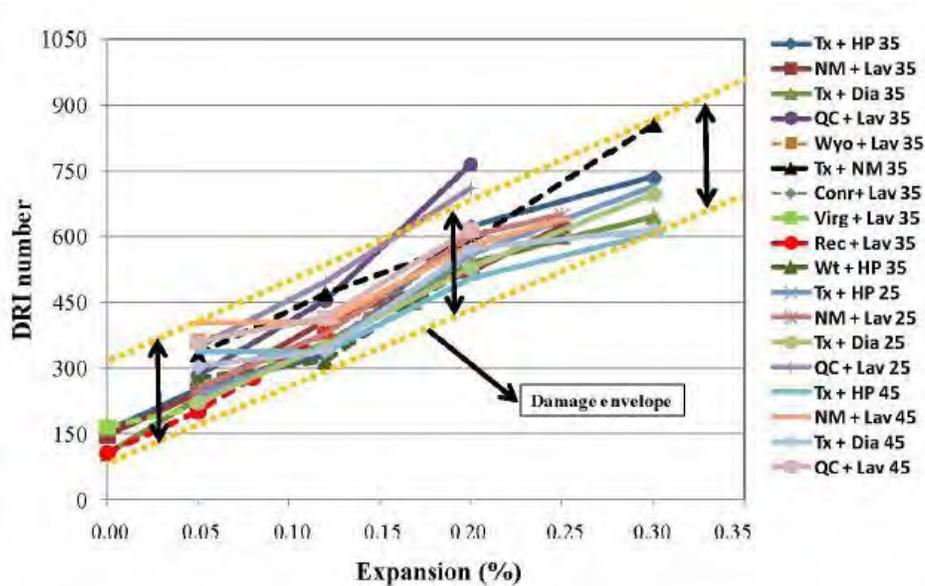


Figure 31 : Nombre DRI selon l'expansion pour différents mélanges de béton (25 à 35 MPa) incorporant une variété de granulats réactifs (Sanchez, 2014).

3.7 Études sur le comportement structural de dalles/poutres atteintes de RAS

La présente section recense et présente diverses études réalisées depuis 1986 sur le comportement structural et mécanique de poutres/dalles affectées par la RAS. Avant de présenter les différentes études, il est important de mentionner que de nombreux paramètres comme la résistance du béton, l'expansion atteinte, le pourcentage de renforcement et bien d'autres facteurs varient grandement d'une recherche à l'autre. De ce fait, la comparaison entre les diverses conclusions doit être faite avec précaution. C'est également pour cette raison que les études sont présentées séparément les unes des autres.

3.7.1 Présentation des études

3.7.1.1 Koyanagi et coll. (1987)

Koyanagi et coll. ont fabriqué 18 poutres (1700 x 100 x 180 mm) avec un pourcentage d'armature longitudinale de 1,66%, différentes quantités d'étriers ($\varnothing 4$ espacés de 100 mm, $\varnothing 4$ espacés de 85 mm et $\varnothing 6$ espacés de 125 mm) et différents pourcentages de fibres d'aciers (0 et 1%). Ces essais ont pour but d'étudier l'effet de la RAS sur le comportement structural à l'état statique en fonction de la quantité d'armature et de fibres. L'analyse de cylindres non armés et fabriqués avec le même béton réactif n'a montré aucun changement dans la résistance en compression alors qu'une chute du module élastique a été observée. Les résultats ont montré que la résistance ultime des poutres réactives (R), testées en flexion quatre points, n'était pas diminuée par la présence de RAS, mais plutôt augmentée pour les poutres les plus renforcées. Plusieurs des poutres réactives ont présenté une rupture en flexion alors que la poutre équivalente non réactive a présenté une rupture en cisaillement. Ce changement dans le mode de rupture a été attribué à la présence d'une précontrainte chimique induite par l'expansion du béton affecté par le RAS.

3.7.1.2 Fuji et coll. (1987)

Fuji et coll. ont fabriqué 26 poutres (1700 x 150 x 150 mm) avec différents pourcentages d'armature de flexion (0,77, 1,2 et 1,74%) et d'étriers (0,2 et 0,3%) afin d'examiner l'influence du renforcement sur le comportement structural, selon un chargement statique et dynamique, de poutres atteintes de RAS. Des essais *matériaux* sur des cylindres confectionnés avec le même béton que les corps d'épreuve ont montré une diminution de la résistance en compression de l'ordre de 18%, de la résistance en traction de 38% et du module élastique de 38%. Malgré ces chutes de performance mécanique, la résistance structurale des poutres réactives, testée selon un essai de flexion en 4 points, n'ont pas été influencées par la présence de la RAS. L'effet bénéfique de la précontrainte chimique a été mis en avant pour expliquer ce phénomène.

3.7.1.3 Inoue et coll. (1989)

Une série de six poutres (1700 x 200 x 200 mm) renforcées en cisaillement et comprenant différents pourcentages d'armature de flexion (0,77%; 1,20%; 1,74%), ont été testées en flexion quatre points. Parmi ces six (6) poutres, trois (3) ont été conçus de manière à développer une pathologie liée à la présence de RAS alors que les trois (3) autres poutres sont non-réactives et servent de témoins.

Les résistances mesurées sur des cylindres non armés fabriqués avec le béton réactif ont montré une réduction de 35% de la résistance en compression, 40% de la résistance en traction et 48% du module élastique pour une expansion longitudinale sur le dessus des corps d'épreuve de 0,65 à 0,78%. Lors des essais structuraux, la résistance ultime des poutres réactives a été supérieure à celle des poutres non réactives. En fait, les poutres avec un pourcentage d'armature de 1.74% ont présenté une rupture en cisaillement pour le béton sain et en flexion pour le béton réactif, alors que les poutres ayant des contenus en acier de 0.77% et 1.20% ont pour leur part présenté un mode de rupture en flexion pour les deux types du béton (sain et atteint de RAS). Ceci met clairement en évidence l'effet bénéfique de la précontrainte chimique.

3.7.1.4 Clark et Ng (1989)

Clark et Ng. ont réalisé une étude dans le but d'examiner l'impact de la RAS sur la résistance en cisaillement à l'aide d'essais de type « punching shear ». Pour cela, 10 dalles de dimension variable et armées longitudinalement seulement ont été produites.

Les résultats des mesures de propriétés mécaniques réalisées sur des cylindres confectionnés avec le même béton que les dalles montrent que la résistance en traction (fendage) est plus affectée que la résistance en compression par la RAS. Malgré une baisse des résistances mécaniques des

cylindres avec l'expansion due à la RAS, une augmentation de la capacité portante en cisaillement des dalles a été observée.

3.7.1.5 Abe et coll. (1989)

Abe et coll. ont réalisé une étude ayant pour but d'examiner l'influence de la RAS sur la résistance ultime de poutres lors d'essais de flexion trois-points. Plusieurs poutres renforcées en cisaillement (2000 x 200 x 200 mm) ont été fabriquées, pour lesquelles le pourcentage d'armature en flexion varie entre 0,75% et 1,76%.

Les résultats ont démontré que la résistance à la compression variait peu entre les carottes prélevées au sein des différentes poutres réactives et non-réactives. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons/carottes ayant reçu la même durée de conditionnement. Contrairement aux essais de compression, le module élastique est une propriété du matériau qui a diminué avec l'apparition de la RAS. Enfin, suite aux essais de flexion trois-points, les éléments endommagés ont montré une résistance ultime plus élevée (rupture en flexion) que les poutres saines dont le mode de rupture était initialement en cisaillement.

3.7.1.6 Chana et Thomson (1992)

Afin d'examiner l'influence de l'évolution de la RAS sur le comportement structural, Chana et Thomson ont fabriqué six poutres réactives et deux non-réactives de mêmes dimensions (900 x 100 x 200 mm). Ces poutres renforcées ou non en cisaillement ont été soumises à un essai en flexion trois points à quatre niveaux d'expansion longitudinale.

Les résultats de ces essais ont mené à plusieurs conclusions. Les propriétés mécaniques (résistance en compression, traction, module élastique) des cylindres associés aux différents niveaux d'expansion ont diminué par rapport à des cylindres testés à 28 jours. Les auteurs ont conclu que le module élastique est le paramètre qui semble le plus représentatif de l'état

d'endommagement du béton. La résistance à la rupture des poutres a pour sa part chuté de 9 à 30% (proportionnellement à l'importance du niveau d'expansion). Cette chute d'intensité est ici expliquée par un mauvais ancrage des barres d'armature de flexion.

3.7.1.7 Cope et Slade (1992)

Cope et Slade ont fabriqué deux types de poutres (4000 x 200 x 400mm et 2500 x 125 x 250mm), non renforcées en cisaillement, dans le but d'examiner l'influence de l'évolution de la RAS (0 à 0,48% d'expansion) sur le comportement en cisaillement de ces corps d'épreuve. Ici, l'armature de flexion (1,35%) était faiblement ancrée de façon à limiter son influence sur l'expansion longitudinale due à la RAS.

Les auteurs concluent, sur la base des résultats d'essais de flexion quatre points, qu'il y a une augmentation de la capacité en cisaillement pour les poutres réactives en comparaison aux non réactives. Les auteurs expliquent cette différence par la précontrainte chimique induite par l'expansion du béton.

3.7.1.8 Bach, Thorsen et coll. (1992) (1)

L'objectif de cette étude est d'évaluer le comportement structural de poutres en fonction de l'évolution de la RAS. Dans cette étude, 17 poutres (4300 x 180 x 360 mm) non renforcées en cisaillement et présentant un pourcentage d'armature de flexion de 1,17% ont été fabriquées. Différents niveaux d'expansion, variant entre 0,06 et 0,1% (expansion longitudinale) et 0,17% et 1,8% (expansion transversale) ont été atteints en jouant sur la quantité d'alcalis dans le béton et sur la durée du conditionnement.

Les résultats obtenus semblent indiquer que la résistance au cisaillement des dalles épaisses sans étrier n'est pas réduite par la présence de la RAS. La présence de nombreuses fissures semble également augmenter la ductilité des poutres lors du chargement. Du point de vue *matériaux*, la résistance à la compression des cylindres semble être toujours supérieure à celle de carottes

prélevées à même les corps d'épreuve. Les ratios f'_c carotte / f'_c cylindre sont dans un intervalle de 0,28 à 0,87 pour les prélèvements verticaux et de 0,33 à 0,67 pour les carottes prélevées horizontalement.

3.7.1.9 Bach, Thorsen et coll. (1992) (2)

Dans le cadre de l'étude présentée au paragraphe précédent, Bach et coll. ont également fabriqué 10 dalles (950 x 950 x 120 mm) afin d'évaluer la capacité en cisaillement de bétons endommagés par la RAS, non renforcés en cisaillement, et ce, à l'aide d'un essai de type « punching shear ».

Les conclusions tirées de cette portion de l'étude sont les mêmes que celles issues de l'essai de flexion quatre points :

- La présence de RAS ne tend pas à diminuer la résistance au cisaillement des dalles soumises à des essais de poinçonnements;
- La ductilité des éléments est augmentée.

3.7.1.10 Ahmed, Burley et coll. (1998)

Dans le but d'étudier le comportement structural de poutres atteintes de RAS, Ahmed et coll. ont fabriqué quatre séries de deux poutres (1300 x 80 x 130 mm) présentant différents types de renforcement. Pour chaque série, il y a une poutre dite « réactive » et une seconde « non réactive ». Les séries se distinguent en effet les unes des autres de par le type de renforcement présent: barres longitudinales avec mauvais ancrage, barres longitudinales avec bon ancrage, barres longitudinales avec mauvais ancrage et étriers et enfin barres longitudinales avec bon ancrage et étriers. La résistance en cisaillement des poutres testées en flexion quatre points a été déterminée à des niveaux d'expansion de 0,16 à 0,27% (expansion longitudinale au-dessus de la poutre). Les résistances mesurées sur des cylindres fabriqués à partir du même béton ont montré une augmentation de 26% de la résistance en compression, une chute de 3% de celle en traction (fendage) et 30% du module élastique après avoir subi un conditionnement de 20 semaines. Cependant, les résultats ont montré que la résistance ultime des poutres

réactives était plus importante que celle des poutres non réactives. Pour les poutres non renforcées en cisaillement, une augmentation de la résistance en cisaillement de 7.4% a été obtenue, alors qu'elle pouvait atteindre jusqu'à 11.9% pour les poutres avec étriers.

3.7.1.11 Monette, Gardner et coll. (2002)

Monette et coll. ont étudié l'influence de la RAS sur les propriétés mécaniques et structurales de poutres chargées ou non lors de leur conditionnement. Le conditionnement consistait à tremper la partie inférieure des poutres dans une solution de NaOH à 38°C. Pour cela, deux poutres réactives et deux non-réactives ont été fabriquées (902 x 89 x 121 mm). Ces poutres, testées en flexion quatre points, sont renforcées en cisaillement à l'aide d'étriers de 4,8 mm de diamètre espacés à 67,5 mm c/c et comportent un bon ancrage des barres d'armature longitudinales (deux barres de 8 mm de diamètre).

Les résultats obtenus sur des cylindres fabriqués à partir des mêmes mélanges de béton et conditionnés selon les mêmes conditions que les poutres ont montré une diminution du module élastique (67%) ainsi que de la résistance en traction (32%). Une augmentation importante de la résistance en compression (comparativement à l'échantillon 28j) a cependant été observée pour une expansion ultime de 0,33%. Ce gain est attribuable aux conditions de cure qui ont favorisé l'hydratation plutôt que par la présence de la RAS. Pour ce qui est du comportement structural, une réduction de la résistance en flexion a été obtenue pour les poutres atteintes de RAS (expansion longitudinale au-dessus de la poutre de 0,38%).

3.7.1.12 Den Uijl et Kaptijn (2002)

Den Uijl et Kaptijn ont évalué la résistance en flexion quatre points de 12 poutres de différentes tailles, renforcées ou non en cisaillement, et prélevées au sein d'un viaduc routier attaqué par la RAS. Les résultats de ces essais ont montré une baisse de 25% de la résistance théorique au cisaillement comparativement à ce qui était attendu pour des éléments sains. Cette chute

n'est pas entièrement expliquée, mais l'effet d'échelle pourrait jouer un rôle important. Une baisse de 70% de la résistance en traction uniaxiale a également été obtenue sur des carottes prélevées sur les ouvrages.

3.7.1.13 Multon, Dubroca et coll. (2004)

Multon et coll. ont réalisé une étude dans le but de comprendre l'effet de la RAS sur le comportement structural de poutres renforcées ou non en cisaillement et comportant différentes quantités d'armature longitudinale (0,3% et 1,2%) bien ancrée. Pour ce faire, quatre poutres réactives et deux poutres non réactives ont été fabriquées pour être testées en flexion quatre points. Le conditionnement des poutres consistait à immerger la face inférieure et laisser la face supérieure à 30% d'humidité pendant 14 mois, créant ainsi un gradient d'humidité dans les poutres. La face supérieure des poutres a par la suite été immergée d'eau durant 9 mois afin de favoriser le développement de la RAS. Les différents essais n'ont pas réussi à montrer de différence entre le comportement des poutres réactives comparativement aux non-réactives. Cependant, les auteurs corroborent la conclusion d'autres études à l'effet que le test de fendage semble non représentatif de l'évolution de la capacité portante d'éléments atteints de RAS.

3.7.1.14 Maltais et Paradis (2008)

Maltais et Paradis n'ont pas testé d'échantillons de grande taille en laboratoire, mais ont plutôt réalisé l'évaluation d'une structure atteinte de RAS. Il s'agit d'un portique en béton armé sans renforcement en cisaillement et atteint de RAS. Les résultats d'essais réalisés sur des carottes prélevées au sein de la dalle ont montré que la résistance en compression, le module élastique ainsi que la résistance à la traction sont largement affectés. L'effet de la précontrainte chimique a été abordé comme étant un point positif car il permet un gain de résistance au cisaillement. Il a cependant été soulevé que cette précontrainte pouvait ne pas être maintenue dans temps, particulièrement si les barres d'armature de flexion se plastifient sous une charge importante. Les différentes analyses de résistance au cisaillement effectuées dans le cadre de

cette étude nous montrent l'importance de bien caractériser le comportement des matériaux.

3.7.1.15 Inoue, Mikata et coll. (2012)

Inoue et coll. ont publié deux articles en 2012 portant sur le comportement structural de poutres atteintes de RAS, à savoir des poutres de 2000 x 300 x 300 mm (1,57% d'armature longitudinale) comportant des étriers initialement sectionnés, mal ancrés ou tout simplement avec des étriers classiques. Ils ont également étudié le comportement de poutres de 1800 x 100 x 200 mm (2% d'armature longitudinale) pour lesquelles le lien entre le béton et les étriers est détérioré où comportant des étriers initialement cédés.

Suite à un essai de flexion quatre points, les poutres comprenant des étriers sectionnés ont démontré un mode de rupture en flexion, alors que les poutres saines ont subi une rupture en cisaillement. La précontrainte chimique est ici mise en évidence; elle contre les effets de la RAS bien que les étriers aient été fracturés. Pour les autres poutres dont le lien béton-acier des étriers était détérioré, la résistance à la rupture est diminuée.

3.7.1.16 Giannini (2012)

Dans le cadre de son projet de doctorat, Giannini a réalisé des essais afin d'examiner l'influence de la RAS sur le comportement structural de poutres (8433 x 533 x 1067 mm) renforcées en cisaillement, et ce à l'aide d'essais de flexion en quatre points. Une augmentation de la résistance ultime en flexion des poutres atteintes de RAS a été obtenue par rapport à la poutre témoin saine, et ce avec un comportement plus rigide et une flèche plus faible que prédit.

3.7.1.17 Schmidt, Hansen et coll. (2014)

Une étude a été réalisée par Schmidt et ces collègues afin de connaître l'effet de la RAS sur la résistance au cisaillement d'une structure de taille réelle. Pour ce faire, des essais de cisaillement ont été réalisés sur quatre sections de

dalle sans étrier se trouvant en porte-à-faux. Les sections à l'étude ont les dimensions suivantes : 1330mm x 1000mm x 270 à 450mm (épaisseur variable). Deux des quatre dalles semblaient plus affectées par la RAS, ce qui a été confirmé lors d'essais en compression réalisés sur des carottes prélevées sur l'ouvrage. Les résultats des essais de cisaillement montrent que la capacité de chacun des spécimens excède la résistance au cisaillement calculé à partir de la résistance en compression du béton provenant des carottes. Une importante variation de résistance a cependant été observée entre les deux sections fortement réactives.

3.7.2 Récapitulatif

De l'ensemble de ces études, plusieurs points d'information et commentaires peuvent être retenus.

Tout d'abord, six études portant sur des poutres ne comportant pas d'étriers et sollicitées en flexion (trois ou quatre points) peuvent être considérées similaires à l'étude du projet en cours. Cependant, aucune des poutres étudiées ne possède les mêmes caractéristiques ou ont été testées dans les mêmes conditions; ainsi, les résultats et conclusions tirées de ces études peuvent s'avérer, dans un premier temps, confuses voire contradictoires. On rappelle ici que plusieurs paramètres peuvent influencer, à des degrés divers, les résultats des essais structuraux :

- Présence ou non d'étriers
- Type de granulats (niveau de réactivité, taille, forme)
- Quantité d'alcalis dans le mélange de béton
- Dimension des échantillons
- Temps de conditionnement ou niveau d'expansion atteint
- Critère d'arrêt de l'expansion (expansion très variable à l'intérieur d'un même élément en béton armé)
- Pourcentage d'armature de flexion et type d'ancrage

Ces paramètres varient donc de façon significative d'une étude à l'autre, ce qui explique que certains auteurs constatent un effet bénéfique de la RAS sur le comportement structural, tandis que d'autres y voient un effet négatif.

Les auteurs s'intéressant au comportement des corps d'épreuve comportant des étriers ont généralement conclu que la RAS n'avait pas de réelle influence sur le comportement structural, voire l'améliorait dans certains cas. Le phénomène de précontrainte chimique induite par l'expansion du béton a alors été invoqué pour expliquer ce comportement.

La grande majorité des études citées n'ont relevé aucune perte de capacité en cisaillement pour les poutres atteintes de RAS. Seuls Chana et Thompson, (1992) ont relevé des baisses de résistance pouvant être attribuable à l'armature de flexion et aux étriers mal ancrés. D'autres études, comme celle d'Inoue *et al.* (2012), ont montré des hausses de résistance; toutefois, ces auteurs mentionnent que cet effet positif est largement contrebalancé par la détérioration précoce du matériel.

Quant à l'étude de Den Uijl et Kaptijn (2002), les informations partielles sur le niveau d'expansion atteint, la quantité d'alcalis du béton et le type de granulat réactif impliqué, rendent difficile toute explication sur la cause de la chute de la résistance ultime observée comparativement au modèle théorique.

D'autre part, en ce qui a trait aux essais réalisés sur des cylindres fabriqués à partir des mêmes mélanges que les éléments structuraux et affectés à divers degrés par la RAS, les études indiquent que les essais de compression et de fendage ne montrent pas de corrélation adéquate avec le niveau d'expansion grandissant des échantillons. Ce sont plutôt la résistance en traction uniaxiale ainsi que le module élastique du béton qui semblent être les paramètres les plus représentatifs de l'endommagement. De plus, il a été noté que les essais (propriétés mécaniques) réalisés sur des cylindres subissant le même

conditionnement que les éléments structuraux n'étaient pas représentatifs du comportement du béton au sein de la structure.

Bien qu'il ait été possible de recenser bon nombre d'études visant à évaluer l'influence de la RAS sur les propriétés mécaniques des bétons et sur le comportement de certains éléments structuraux, celles-ci impliquent un nombre appréciable de paramètres particuliers qui limitent sérieusement la comparaison des résultats de ces études. Par ailleurs, aucune étude citée n'est dédiée à l'évaluation du comportement des dalles épaisses (poutres profondes) en fonction de l'évolution de la RAS dont les paramètres s'apparenteraient à ceux (i.e. aspects matériaux (type de pierre, type de ciment, etc.) et structuraux (dimensions, présence d'armature longitudinale, sans armature de cisaillement)) propres à la présente étude.

3.8 Le cisaillement

3.8.1 Mécanismes de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des poutres en béton armé met en jeu divers mécanismes qui interviennent en concomitance ou bien à divers moments selon l'état d'avancement de la fissuration. On reconnaît généralement 4 mécanismes de résistance à l'effort tranchant (Figure 32):

- Composante de force verticale dans les barres d'armature longitudinale due à un effet de goujon (V_d);
- L'engrènement des granulats (V_{ay})
- La résistance au cisaillement du béton non fissuré (V_{cz});
- L'armature de résistance à l'effort tranchant (V_s)

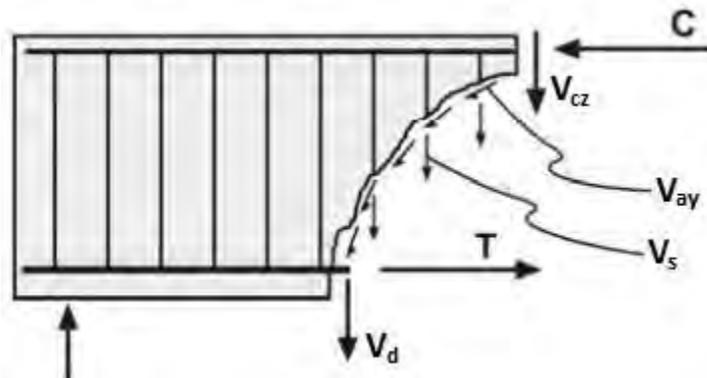


Figure 32 : Mécanismes de résistance à l'effort tranchant

Ces différents mécanismes sont présentés en détail dans les prochaines sous-sections.

3.8.1.1 Effet goujon

L'effet goujon des barres d'armatures longitudinales se produit lorsqu'il y a déplacement relatif entre deux surfaces retenues par l'armature à l'interface d'une fissure (Figure 33). Ce déplacement tend à déformer transversalement les barres d'armature longitudinale, créant ainsi une force qui s'oppose au cisaillement. Ce mécanisme est influencé par différents paramètres tels que la résistance en compression du béton qui entoure les barres, les propriétés mécaniques des barres, leur diamètre, leur quantité longitudinale et l'ouverture de la fissure.

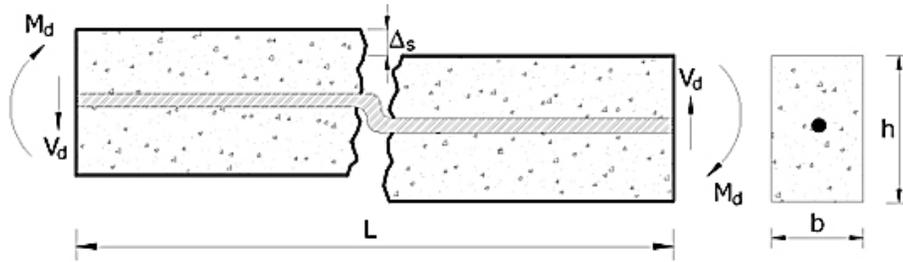


Figure 33 : Effet goujon.

3.8.1.2 Résistance du béton non fissuré

Lorsqu'une poutre en béton armé se fissure sous un chargement donné, la section supérieure de la poutre reste non fissurée étant donné les contraintes de compression élevées. Cette section de béton non fissuré fut longtemps reconnue comme étant le seul mécanisme de résistance au cisaillement. Aujourd'hui, on reconnaît que la résistance du béton non fissuré contribue généralement pour moins de la moitié de la résistance totale au cisaillement d'une poutre en béton. Les efforts tranchants localisés dans la zone en compression de la section de béton sont une combinaison de champs de compression et de tension perpendiculaires l'un par rapport à l'autre (Kuchma et Collins, 1998).

3.8.1.3 Engrènement des granulats

Le mécanisme d'engrènement des granulats est un concept qui fait intervenir la friction entre deux (2) plans. En effet, lorsqu'une poutre est soumise à des contraintes de flexion-cisaillement provenant d'un chargement, une fissure se crée au droit de la zone tendue. La présence de granulats de part et d'autre de la fissure permet de créer de la friction entre les deux (2) plans en question. Cela permet ainsi de retransmettre des efforts importants à travers cette discontinuité, tel que montré à la Figure 3. La quantité d'effort qu'il est possible de transmettre peut se calculer à l'aide de l'Équation 3,1 (Collins *et al.*, 1996 ; Collins *et al.*, 2008). L'équation fait intervenir trois (3) paramètres qui sont les suivants :

- la résistance à la traction du béton
- l'ouverture de la fissure (w)
- la grosseur des granulats (a_g).

$$v_{ci} \leq \frac{0.18 \sqrt{f'_c}}{0.31 + \frac{24 w}{a_g + 16}} \quad 3,1$$

La résistance à la traction, ainsi que la grosseur des granulats, sont habituellement connues lors de la conception d'un ouvrage ou lors de son évaluation. L'ouverture de la fissure est toutefois un paramètre qui est variable en fonction de la géométrie de la poutre et de la contribution des différentes forces qui sont appliquées sur l'élément. La norme CAN/CSA S6-14 propose des équations permettant de trouver les efforts qu'il est possible de transmettre à travers une fissure, sans toutefois connaître implicitement l'ouverture de cette-ci. Ces équations seront présentées au Chapitre 4 de ce document. L'engrènement des granulats est sans aucun doute le mécanisme d'importance pour la résistance au cisaillement de poutres en béton armé sans étrier. Il est responsable pour environ 70% de la résistance de ces éléments (Sherwood, Bentz, et Collins, 2007).

Ce mécanisme est cependant influencé par la mécanique de la rupture lors de la fissuration de l'élément. En effet, lorsqu'un béton standard est utilisé, la fissure se développe dans la zone de faiblesse, soit la zone d'interfaciale de transition (ITZ) se trouvant en périphérie des granulats (Figure 34A). Si un béton haute performance ($f'_c \geq 50$ MPa) est utilisé, il est énergétique moins exigeant pour la fissure de fracturer le granulat plutôt que de le contourner (Figure 34B). Dans cette situation, la rugosité apportée par un granulat fissuré est largement inférieure à celle d'un granulat intact. La qualité des granulats tout comme la qualité de la pâte de ciment sont des paramètres très importants pour caractériser l'engrènement des granulats.

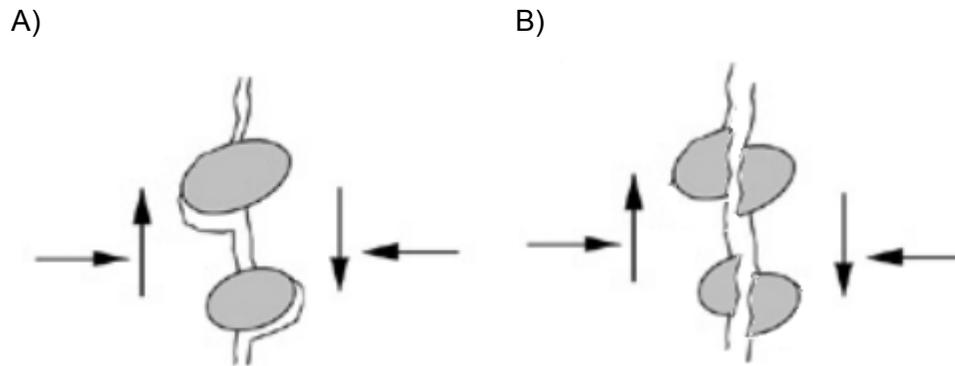


Figure 34 : Engrenement des granulats pour un béton standard (A) ainsi que pour un béton haute performance (B) (Ince, Yalcin, et Arslan, 2007)

3.8.1.4 Armatures transversales

La présence d'armatures transversale, appelée étriers, permet de reprendre une portion importante des efforts de cisaillement et de les transmettre au béton, qui à son tour, les transmet à un autre étrier sous forme de bielle de compression. La présence de barres d'armature transversale apporte de nombreux avantages comme : une rupture plus ductile, un meilleur confinement des armatures longitudinales ainsi qu'une meilleure propagation des fissures de cisaillement. Ce mécanisme est influencé par le diamètre des étriers, leur espacement ainsi que par leur type d'ancrage. La Figure 35 présente les différents types d'ancrage pour des étriers conventionnels.

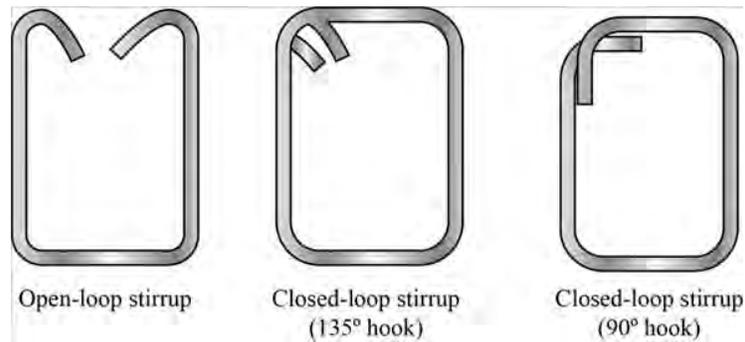


Figure 35 : Différents types d'ancrage pour les étriers.

3.8.2 Paramètres influençant la résistance au cisaillement

Parmi les paramètres influençant la résistance au cisaillement, on retrouve : la résistance en compression du béton, la taille des granulats, la quantité d'armature longitudinale, la portée en cisaillement, et la profondeur effective de la section de béton étudiée. Ce dernier paramètre est relativement important puisqu'il fait intervenir le facteur d'échelle.

3.8.2.1 Résistance en compression

La résistance en compression est indirectement liée à la résistance au cisaillement du béton par l'intermédiaire de la résistance à la traction. En effet, la résistance à la traction est souvent exprimée comme une fonction de la racine carrée de la résistance à la compression (CAN/CSA S6-14). Dans le cadre d'études réalisées sur des poutres non renforcées en cisaillement, pour une gamme de résistances en compression variant de 21 à 80 MPa, Angelakos, Bentz, et Collins, (2001) ont montré que la résistance en compression n'est pas directement un paramètre d'influence sur la résistance en cisaillement (Figure 36). Cependant, en augmentant la résistance en compression, la rugosité à l'interface des fissures est diminuée. En effet, pour des résistances en compression élevées, les fissures traversent les granulats plutôt que de les contourner, laissant un faciès de fissures plus lisse.

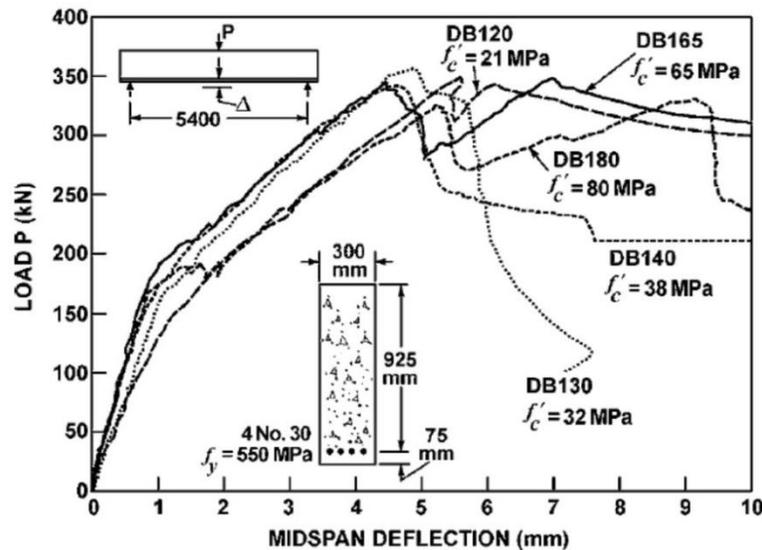


Figure 36 : Relation entre flèche et chargement pour 5 poutres sans étrier ayant des résistances en compression différentes (Angelakos, Bentz, et Collins, 2001).

3.8.2.2 Granulats

Puisque les granulats forment environ 70% du volume d'un béton dit ordinaire, ils influencent directement les propriétés mécaniques de par leur forme, leur texture, leur rigidité et leur taille. Leur importance est particulièrement marquée dans la résistance au cisaillement, car le mécanisme d'engrènement des granulats est tributaire de leur qualité et de leurs paramètres physiques. Une augmentation dans la taille des granulats a comme effet d'augmenter sa capacité à transmettre les efforts à travers une fissure. Toutefois, l'effet bénéfique de l'augmentation de la taille des granulats ne semble valable que pour des granulats de diamètre inférieur à 25mm (Figure 37). Au-delà de cette dimension, les plus gros granulats sont source de concentrations de contraintes et, par conséquent, de fissuration. La texture des granulats est également un facteur important, car un granulats rugueux retardera l'apparition de la fissuration sans modifier la résistance en compression du béton.

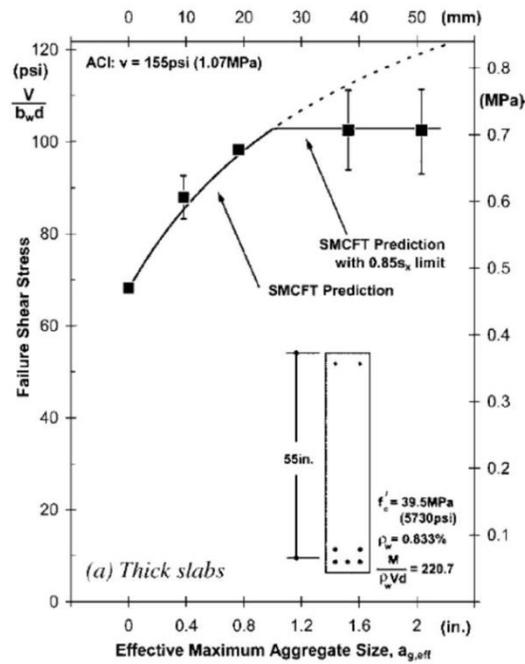


Figure 37 : Contrainte de rupture en cisaillement en fonction de la taille maximum des granulats (Sherwood, Bentz, et Collins, 2007).

3.8.2.3 Quantité d'armature longitudinale

La quantité de barres d'armature longitudinale influence deux paramètres, soient l'effet goujon et l'engrènement des granulats. Ainsi, une augmentation de la quantité d'armature longitudinale augmente nécessairement la force nécessaire pour les déformer (effet goujon). L'augmentation de la surface nette d'acier longitudinal aura également comme effet de diminuer l'ouverture des fissures, augmentant ainsi le transfert d'effort entre les lèvres de la fissure (Sherwood, Bentz, et Collins, 2007).

3.8.2.4 Portée en cisaillement

L'effet d'arche est un mécanisme qui, à différents niveaux d'importance, permet de transférer une quantité d'effort directement aux appuis par une bielle de compression ayant la forme d'une arche. Ce mécanisme est fonction

de la portée de cisaillement (a/d) qui se définit comme étant le rapport entre la distance du point d'application de la force (a) et le bras de levier des armatures de flexion (d). La proportion des efforts directement transférables aux appuis s'intensifie lorsque la charge se situe près des appuis, soit lorsque a/d est faible. La Figure 38 montre bien l'importance de ce phénomène, et ce, particulièrement pour des portées de cisaillement de 2,5 et moins. Pour ces ratios, la ruine de l'élément est principalement causée par la rupture d'un ancrage ou par l'écrasement du béton au niveau des appuis ou de la charge. Dans de telles situations, ces résistances doivent être déterminées à l'aide de la méthode des bielles et tirants, telle que présentée dans la norme CAN/CSA S6-14.

Le Tableau 2, présente en détail les modes de rupture en fonction du rapport d'élançement a/d .

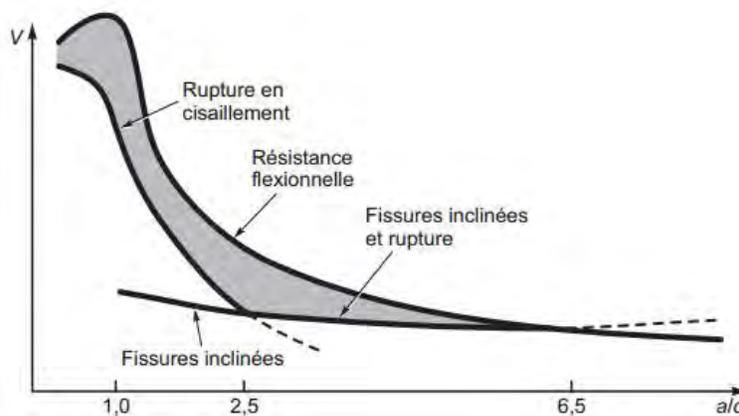


Figure 38 : Résistance au cisaillement et à la flexion en fonction de la portée de cisaillement (Massicotte, 2013).

**Tableau 2 : Modes de rupture en fonction de l'élancement a/d
 pour des éléments en béton armé.**

Géométrie & Élancement	Mode de rupture
Poutre très profonde : $a/d < 1$	Rupture de l'ancrage des barres d'armature à l'appui ou par écrasement du béton
Poutre profonde : $1 < a/d < 2.5$	Fissures inclinées et redistribution des forces internes. Rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée (rupture en cisaillement compression) ou rupture de l'ancrage des barres d'armature à l'appui
Poutre élancée : $2.5 < a/d < 6$	Fissures verticales puis inclinées. Rupture en cisaillement-flexion. Pas de redistribution des forces internes
Poutre très élancée : $a/d > 6$	Rupture en flexion. Plastification des barres d'armature de flexion avant l'apparition de fissure inclinées (cisaillement)

Ainsi, un a/d faible ($< 2,5$) représente des poutres dites « profondes ». La profondeur d'une poutre conditionne le taux de charges redirigées aux appuis par une bielle de compression diagonale (Kuchma et Collins, 1998). Kani (1967) a montré que pour des rapports a/d très grands, la résistance à la rupture est augmentée, puisque dans ce cas, c'est la résistance à la flexion qui entre en jeu. Les poutres élancées ($2,5 < a/d < 6$) sont donc les plus sujettes à céder en cisaillement.

3.8.2.5 Effet d'échelle dans les éléments en béton armé

L'effet d'échelle est un phénomène selon lequel une augmentation de l'épaisseur de la section d'un élément en béton armé avec peu ou pas d'étrier résulte en une diminution de la contrainte de résistance au cisaillement. Cette relation peut être observée sur la Figure 39, où la résistance unitaire en cisaillement (axe des ordonnées) est présentée en fonction du bras de levier (axe des abscisses).

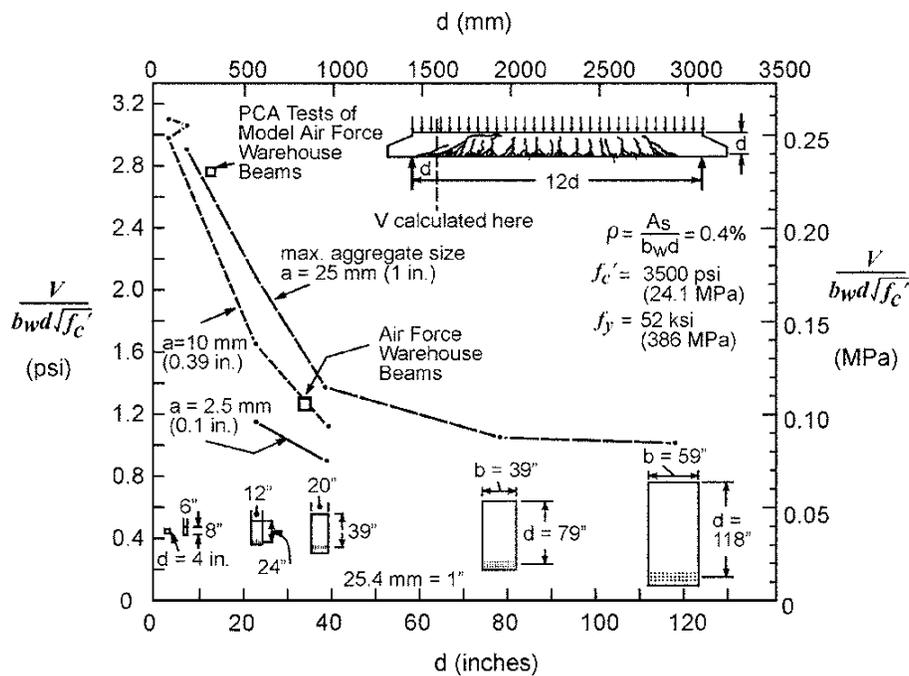


Figure 39 : Contrainte de cisaillement unitaire en fonction de la hauteur effective (Collins et Kuchma, 1999).

Pour les structures peu ou pas renforcées en cisaillement, le mécanisme d'engrènement des granulats est responsable de près de 70% de la résistance au cisaillement total. Tel que présenté à la Section 3.8.1.3, ce mécanisme dépend à la fois de l'ouverture des fissures et de la taille des granulats. Il a été démontré à l'aide de nombreuses recherches que, pour un même niveau de déformation axiale, les éléments plus épais présentent un espacement des fissures plus important. L'ouverture des fissures à mi-hauteur d'un élément

peut être approximée comme étant la déformation unitaire à mi-hauteur multipliée par l'espacement des fissures. Dans la situation présentée ci-dessus, l'élément présentant un espacement des fissures plus important présente donc des ouvertures de fissures plus importantes. Cela diminue directement la capacité des granulats à transmettre les efforts de cisaillement au droit des fissures, réduisant du même coup la résistance du béton à l'effort tranchant.

L'espacement des fissures et indirectement l'ouverture de celle-ci dépend en fait de l'espacement entre les rangs d'armatures ou bien entre le rang d'armature et le centre du noyau de béton en compression (d_v). La Figure 40 présente les résultats de résistance unitaire au cisaillement obtenu pour différente hauteur d'élément et pour différentes configurations d'armature.

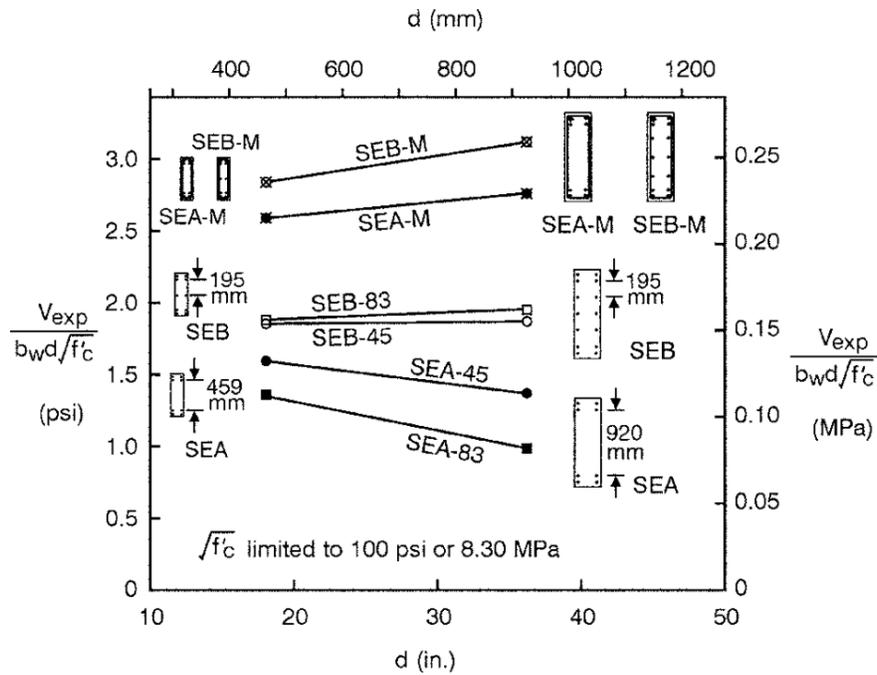


Figure 40 : Contrainte de cisaillement unitaire en fonction de la hauteur effective pour différentes configurations d'armature (Collins et Kuchma, 1999)

L'ajout d'armature de peau ou d'étrier permet donc d'augmenter le nombre de fissures, réduisant ainsi leur ouverture unitaire ce qui permet de contrôler l'effet d'échelle.

3.8.3 Méthode de calcul de la norme CAN/CSA S6-14

La détermination de la résistance au cisaillement présentée par la norme canadienne est basée sur la théorie des champs de contrainte modifiée (MCFT) (Vecchio et Collins, 1986). Ce modèle s'appuie directement sur des concepts physiques tels que l'équilibre, la compatibilité des déformations ainsi que de la relation contrainte déformation. Contrairement à son prédécesseur (théorie des champs de contrainte – CFT) la résistance du béton en traction est prise en compte, permettant ainsi d'évaluer la capacité des structures sans étriers.

Au Canada, deux approches distinctes sont proposées pour le calcul de la résistance au cisaillement dans le cas des ponts routiers. D'abord celle basée sur la théorie du champ de compression modifiée qui regroupe les méthodes dites simplifiée et générale. Puis l'approche dite des "bielles et tirants" mieux adaptée aux poutres profondes ($a/d < 2,5$) ou aux éléments présentant des discontinuités géométriques. La norme canadienne CAN/CSA S6-14, dans le cadre de la première approche, propose les relations générales suivantes:

$$V_r = V_c + V_s + V_{p \text{ (vertical)}} \quad \mathbf{3,2}$$

$$V_c = 2.5 * \beta * \phi_c * f_{cr} * b_v * d_v \text{ ou } f_{cr} \leq 3,2 \text{ MPa} \quad \mathbf{3,3}$$

$$V_s = \frac{\phi_s * f_y * A_v * d_v}{s * \tan \theta} \quad \mathbf{3,4}$$

$$V_{p \text{ (verticale)}} = \frac{d M_p}{dx} = P \frac{d e}{dx} + \frac{d M_h}{dx} \quad \mathbf{3,5}$$

Les paramètres β et θ varie en fonction de la méthode simplifiée ou générale utilisée. Plus d'informations sont données dans les paragraphes qui suivent.

3.8.3.1 Détermination de β et θ selon la méthode simplifiée

La méthode simplifiée peut être utilisée lorsque les critères suivants sont respectés:

- L'élément en béton ne doit pas être soumis à de la traction axiale,
- La limite élastique spécifiée de l'armature longitudinale ne doit pas être supérieure à 400 MPa,
- La résistance à la compression du béton ne doit pas être supérieure à 60 MPa.

Si ces critères sont respectés, l'angle d'inclinaison θ doit être fixé à 42° et la valeur de β doit être déterminée de la façon suivante :

- Dans le cas des sections qui possèdent au moins l'aire minimale d'armature transversale exigée à l'article 8.9.1.3 de la norme, β doit être égal à 0,18;
- Dans le cas des sections situées dans une semelle ne possédant pas d'armature transversale, pour lesquelles la distance entre le point où le cisaillement est nul et la face du poteau, du socle ou du mur est inférieure à $3 d_v$, β doit être égale à 0,18;
- Dans le cas d'autres sections ne possédant pas d'armature transversale, mais pour lesquelles la grosseur maximale nominale spécifiée des granulats grossiers n'est pas inférieur à 20 mm, β doit être égal à $230/(1000 + d_v)$.

L'utilisation de la méthode simplifiée est rapide mais les résultats obtenus sont plus conservateurs que la méthode générale ce qui amène une certaine sous-évaluation de la capacité réelle de l'élément considéré. Pour plus de détail, le lecteur est prié de se référer à l'article 8.9.3.6 de la norme canadienne portant sur la conception des ponts routiers.

3.8.3.2 Détermination de β et θ selon la méthode générale de la norme

La méthode générale s'appuie principalement sur deux paramètres soient la déformation unitaire longitudinale de l'élément et l'espacement des fissures. Ces paramètres font implicitement intervenir l'ouverture des fissures de cisaillement et ont longtemps nécessité des abaques ou une procédure itérative afin de pouvoir mener à terme les calculs (Édition 1994 de la norme). Cette méthode a par la suite été simplifiée. Les valeurs de β et de θ peuvent maintenant être calculées directement à l'aide d'équations simples car ces paramètres ne dépendent plus que de la déformation unitaire longitudinale à mi-hauteur (Équation 3,6 à 3,9).

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 * \varepsilon_x} \right] * \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] \quad 3,6$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x) \left(0,88 + \frac{s_{ze}}{2500} \right) \quad 3,7$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0.5N_f - A_{ps}f_{po}}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})} \quad 3,8$$

$$s_{ze} = \frac{35 s_z}{(15 + a_g)} \quad 3,9$$

La valeur de a_g dans l'Équation 3,9 doit être fixée à zéro si f'_c est supérieur à 70MPa et doit être linéairement réduit à zéro lorsque f'_c varie de 60 à 70 MPa.

Le facteur d'espacement des fissures s_z peut prendre la valeur de d_v ou encore la distance entre les nappes d'armature de contrôle des fissures si chaque nappe intermédiaire d'une telle armature a une aire au moins égale à $0,003b_w s_z$. Dans le cas où la section possède au moins l'aire minimale d'armature transversale exigée à l'article 8.9.1.3, la valeur de s_{ze} doit être fixée à 300mm C'est le paramètre s_{ze} qui permet de prendre en compte l'effet d'échelle dans les poutres présentant des épaisseurs importantes.

La Figure 41 présente l'effet de l'armature pour contrôle la fissuration sur le paramètre d'espacement des fissures.

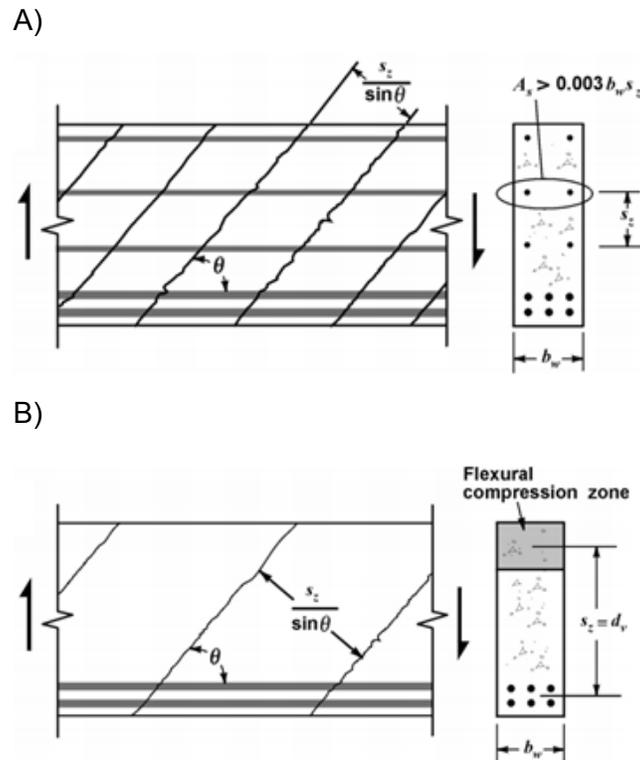


Figure 41 : Facteur d'espacement des fissures s_z pour un renforcement longitudinal avec (A) et sans (B) armature pour le contrôle de la fissuration (Rahal et Collins, 1999).

La méthode générale donne des valeurs de la résistance en cisaillement qui concordent bien avec les résultats expérimentaux étant donné qu'elle est basée sur un nombre plus important de paramètres influençant la résistance au cisaillement que la méthode simplifiée. Pour plus de détail sur cette méthode, le lecteur est prié de se référer à l'Article 8.9.3.7 de la norme CAN/CSA S6-14

3.8.3.3 Méthode générale selon le commentaire de la norme

La méthode générale présentée dans le commentaire de la norme est une version plus précise et complète de la même méthode présentée et discutée

précédemment. La différence majeure réside dans le calcul de la déformation unitaire axiale à mi-hauteur de l'élément. La Figure 42, extraite de la norme CAN/CSA S6-14, propose un schéma explicatif des hypothèses à la base de ce calcul des déformations unitaires axiales

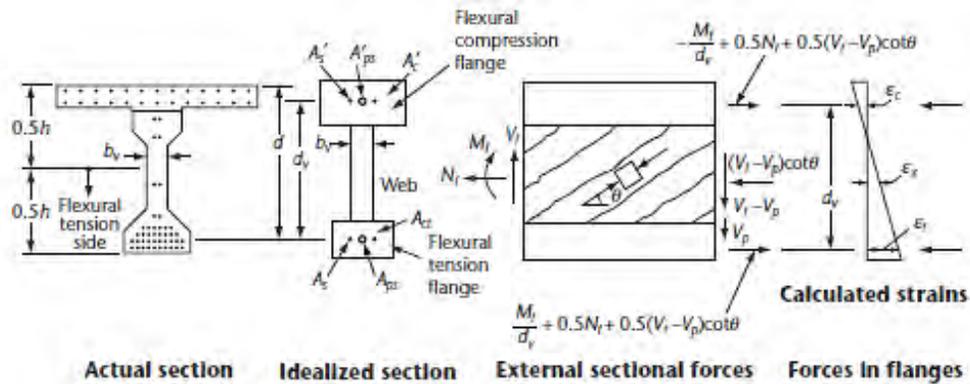


Figure 42 : Procédure de calculs plus précise pour le calcul de ϵ_x (extrait des Commentaires de la norme CAN/CSA S6-14).

Dans ce cas, le calcul de la formation unitaire axiale ϵ_x nécessite la détermination de la déformation axiale unitaire ϵ_t dans la zone tendue et de la déformation unitaire ϵ_c dans la zone comprimée de l'élément tel que:

$$\epsilon_c = \frac{M_f/d_v + 0.5N_f + 0.5(V_f - V_p) \cot \theta}{(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_c)} \quad 3,10$$

$$\epsilon_t = \frac{M_f/d_v + 0.5N_f + 0.5(V_f - V_p) \cot \theta}{(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad 3,11$$

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{2} \quad 3,12$$

Afin d'éviter tout calcul itératif, l'expression $0,5 (V_f - V_p) \cot \theta$ présentée dans les équations 3,10 et 3,11 est simplifiée à $(V_f - V_p)$ (selon l'article C8.9.3.8 du Commentaire de la norme). Cela a pour effet d'augmenter les efforts considérés dans le calcul de la déformation axiale pour les cas où l'angle de fissuration (θ) est de 27° et plus.

Pour plus de détail sur cette méthode, le lecteur est prié de se référer à l'Article C8.9.3.8 du commentaire de la norme CAN/CSA S6-14

3.8.3.4 Position de calcul

Tel que présenté dans la norme CSA A23.3-04 Article 11.3.2 ainsi que dans la norme CSA S6-14 Article 8.9.3.1, le calcul de la déformation unitaire longitudinale peut être effectué à une distance d_v de l'appui, soit au centre de la fissure critique théorique.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE

Le présent projet vise à fournir des éléments d'information sur l'évolution de la capacité portante en cisaillement de dalles épaisses (c.-à-d. sans étrier) atteintes de RAS. Ainsi, le programme global du projet prévoit la conception, la fabrication, le conditionnement et la mise à l'essai (flexion en trois points) de deux séries de quatre (4) sections de dalles épaisses en béton armé, non renforcées en cisaillement.

Ce chapitre présente en détail la méthodologie et les choix qui ont été réalisés dans le cadre de ce projet, autant pour le côté structural que matériau. Les sujets abordés seront donc les caractéristiques des corps d'épreuve (géométrie, constituants, instrumentation, conditionnement, ainsi que les divers protocoles d'essais structuraux et du matériau. Un organigramme de la méthodologie est présenté à la Figure 43.

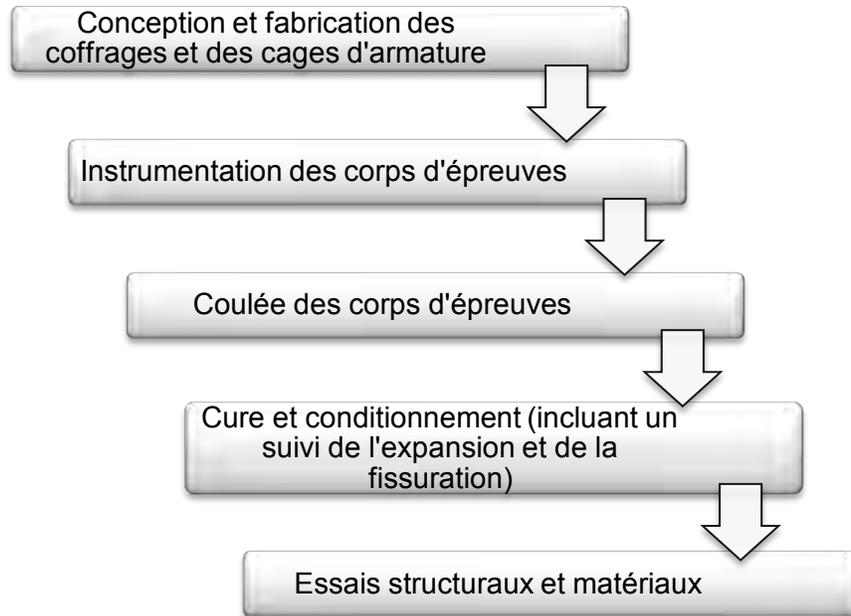


Figure 43 : Organigramme de la méthodologie.

4.1 Caractéristique des corps d'épreuve

4.1.1 Géométrie

Les corps d'épreuve du projet présentent tous la même géométrie. Leurs dimensions nominales sont 4500 mm de longueur par 610 mm de largeur et 750 mm de hauteur. Il est prévu que ces portions de dalles, lors de l'essai structural, soient installées sur deux appuis situés à 250 mm des extrémités des dalles, permettant ainsi une portée libre de 4000 mm. Puisque ces dalles sont positionnées de façon à ce qu'il n'y ait pas de biais, le profil de la fissuration attendue est globalement plan (bidimensionnel). Sherwood *et al.* (2006) ont également démontré que, lors d'un essai en cisaillement réalisé en laboratoire, la largeur de la dalle n'a aucun effet notable sur le profil de fissuration et sur la contrainte de résistance en cisaillement. Le comportement

structural des corps d'épreuves est donc étendu aux dalles de largeur plus importante.

4.1.2 Expansion des dalles

Globalement, le projet se décompose en deux séries (correspondant à deux coulées distinctes) de quatre dalles, représentant ainsi un total de 8 dalles fabriquées, conditionnées et testées en laboratoire. Bien que chacune des dalles soit géométriquement identiques, celles-ci subiront un conditionnement de durée variable afin d'atteindre des niveaux d'expansion désirés, tels que présentés au Tableau 3.

Tableau 3 : Niveaux d'expansion visés.

Expansion	Niveau d'endommagement
0,00%	Élément sain
0,07%	Endommagement léger
0,15%	Endommagement modéré
0,23%	Endommagement sévère

Les niveaux d'expansion / d'endommagement visés sont propres à chacune des dalles et non à l'ensemble de la série. Cela permettra d'analyser l'influence de la RAS à différents niveaux d'expansion.

4.1.3 Nomenclature des dalles

Chacune des 8 dalles se voit attribuer un numéro, tel que présenté à la Figure 44.

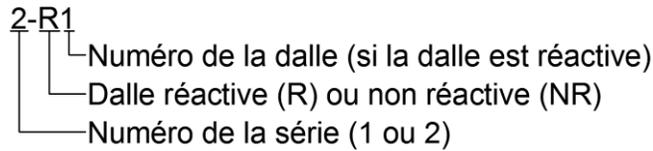


Figure 44 : Nomenclature des dalles.

Le premier chiffre indique le numéro de la série (1 ou 2), suivi par le degré de réactivité (R pour réactive et NR pour non-réactive). Le chiffre qui succède la lettre R, pour les poutres réactives, représente une variable de 1 à 3. Cette variable a comme seule utilité de différencier les dalles réactives d'une même série.

4.1.4 Propriétés des matériaux

Les matériaux et les proportions du béton ont été choisis afin d'obtenir une expansion du béton la plus rapide possible. La combinaison acier/béton est telle que les propriétés mécaniques des matériaux sont similaires à celles des ouvrages existants attaqués par la RAS.

4.1.4.1 Propriétés de l'acier

Les barres d'armature utilisées dans le cadre de ce projet sont des barres crénelées de nuance 400R, telles que couramment utilisées dans le domaine de la construction au Canada. Celles-ci sont conformes à la norme CAN/CSA-G30-18M (R2014) portant sur les barres d'acier au carbone pour l'armature du béton. Tout le ferrailage utilisé pour les différentes séries de dalles provient du même lot afin d'assurer la constance dans les propriétés mécaniques de l'acier.

4.1.4.2 Granulat grossier

Le gros granulat utilisé pour la confection des dalles est un gravier naturel provenant de la région d'Albuquerque, au Nouveau-Mexique (NM). Il a été sélectionné puisque plusieurs études ont démontré son degré élevé de réactivité (Tremblay *et al.*, 2012 ; Sanchez *et al.*, 2014 ; Fournier *et al.*, 2011),

ce qui était l'un des critères de sélection (afin de générer de l'expansion le plus rapidement possible en laboratoire). Une analyse pétrographique réalisée par Villeneuve (2011) a démontré que ce gravier contenait six différents types de faciès. Ceux-ci sont identifiés dans le Tableau 4. Le granulat NM provient de piles de réserve de type *ASTM #67* (pierre conventionnelle à béton). Un chargement d'environ 40 tonnes a été obtenu au printemps 2012. Les résultats d'analyses granulométriques de production sont présentés à l'Annexe C.

Tableau 4 : Faciès pétrographiques du granulat du Nouveau-Mexique, ainsi que leurs phases potentiellement réactives (Villeneuve 2011).

Faciès	Nom	% (10-14 mm)	% (14-20 mm)	Phases potentiellement réactives
A	Andésite-Basalte	19,0%	36,1%	Verre volcanique
B	Quartzite	56,7%	35,4%	Quartz microcristallin (10%)
C	Granite	18,5%	20,1%	Quartz microcristallin (5%) et à extinction roulante
D	Gneiss granitique	2,8%	3,3%	Quartz à extinction roulante
E	Rhyolite	2,6%	2,0%	Quartz microcristallin (~20%)
F	Pélite	0,4%	3,1%	-

4.1.4.3 Granulat fin

Le granulat fin utilisé pour les mélanges de béton est celui couramment utilisé à l'usine de *Béton sur mesure*, lieu de fabrication des mélanges de ce projet. Celui-ci provient de la sablière L.T. située à Saint-Joachim et est couramment utilisé par des usines de béton manufacturé de la région de Québec. Ce sable est conforme aux exigences de la norme CSA pour les granulats fins à béton. Différents essais ont en effet été effectués sur ce granulat fin, tels que des analyses granulométriques, des essais d'expansion accélérée sur barres de

mortier (CSA A23.2-25A), etc. Les résultats de ces essais sont présentés à l'Annexe C.

4.1.4.4 *Ciment portland*

Le ciment portland utilisé pour ce projet est de type ASTM I/II, et provient de l'usine de la compagnie *Dragon Products* située à Thomaston, Maine (États-Unis). Le choix de ce ciment a été motivé par sa haute teneur en alcalis, ce qui, une fois de plus, devrait contribuer à accélérer le développement de l'expansion des corps d'épreuve en laboratoire. Le *Mill Test report* fourni par le cimentier indique une teneur en alcalis de 1,12% $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ (Annexe C). Cette valeur a été confirmée par une analyse réalisée sur un échantillon de ce ciment, tel que reçu (Na_2O : 0,42%; K_2O : 1,09%; $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$: 1,14%).

4.1.4.5 *Additif chimique*

Un adjuvant chimique de type nitrate de lithium (LiNO_3) a été utilisé afin d'inhiber le développement de la réaction dans l'un des quatre échantillons (témoin non-réactif) de chaque série. L'objectif visé par l'utilisation de cet additif était de reproduire exactement le même mélange, en termes de proportions, de nature des constituants, et ce de façon à générer des propriétés mécaniques semblables mais sans que le béton ne soit pas affligé par la RAS. Des études antérieures ont démontré que le granulats du NM répond généralement bien à l'utilisation d'adjuvants à base de nitrate de lithium, malgré son niveau élevé de réactivité (Tremblay *et al.*, 2007).

L'adjuvant de lithium en question a été obtenu et utilisé sous forme liquide et provenait de la compagnie *Euclid Chemical Company*. Il s'agit du produit *Eucon Integral Arc* et est composé de 30% solide de LiNO_3 . Puisqu'il s'agit d'un projet réalisé en laboratoire et que les dalles ne subissent aucun cycle de gel-dégel, aucun adjuvant chimique additionnel (agent entraîneur d'air, réducteur d'eau) n'a été utilisé.

4.1.4.6 Propriétés du béton

Les proportions du mélange de béton pour la première série de dalles ont été déterminées en s'inspirant de la méthode ASTM C1293 (2005). Ses caractéristiques sont présentées au Tableau 5. Le dosage en ciment des mélanges de la première série de dalles a été fixé à 420 kg/m³. Le rapport eau : ciment a été ajusté afin d'obtenir une maniabilité suffisante, et se situe entre 0,47 et 0,49. Aucun NaOH n'a été ajouté pour ces mélanges.

Tableau 5 : Proportion des mélanges de béton pour la 1^{ère} série de dalles épaisses.

Ingrédients et caractéristiques des mélanges	Mélange 1-R1	Mélange 1-R2	Mélange 1-R3	Mélange 1-NR
Ciment (kg/m ³)	420	420	420	420
Sable (SSS) (kg/m ³)	770	770	770	770
Pierre (SSS) (kg/m ³)	1016	1016	1016	1016
Eau ajoutée (kg/m ³)	156	160	162	131
LiNO ₃ (L/m ³)	--	-	-	27
Eau dans le lithium (kg/m ³)	-	-	-	23
Eau d'hydratation (kg/m ³)	200	204	206	199
E/C	0,48	0,49	0,49	0,47
Masse volumique (kg/m ³)	2406	2410	2412	2432

À la demande du Ministère des Transports du Québec, des modifications ont été apportées pour que le mélange de la 2^e série de dalles soit plus représentatif du béton typique utilisé dans ses infrastructures. La formulation du mélange a donc été modifiée pour développer une résistance en compression d'environ 35 MPa à 28 jours (plutôt que les 42 MPa obtenus pour la série 1). De plus, la quantité d'alcalis dans le mélange a été augmentée à 1,25% Na₂O_{eq}, par rapport à la masse de ciment dans le mélange, afin

d'accélérer le développement de l'expansion causée par la RAS. La formulation est présentée au Tableau 6.

Tableau 6 : Proportion des mélanges de béton pour la 2e série de dalles épaisses.

Ingrédients et caractéristiques des mélanges	Mélange Réactif (kg/m ³)	Mélange Non-Réactif (kg/m ³)
Ciment	370	370
Sable (SSS)	714	714
Pierre (SSS)	1073	1073
NaOH	0,669	-
LiNO ₃ (L/m ³)	-	23,6
Eau hydratation	174	174
E/C	0,47	0,47

4.2 Conception du ferrailage

Tous les corps d'épreuves comportent un lit d'armature composé de 10 barres 25M représentant 5000 mm² d'acier disposés à la base de la dalle, ce qui correspond à un taux d'armature longitudinale de 1,18% de la surface effective. Cette valeur représente approximativement le taux de renforcement moyen présent dans les structures à dalle épaisse du Québec. La retenue des barres d'armature longitudinale est conçue de manière à assurer un ancrage performant malgré la présence de RAS. Cette remontée des barres d'armature dans les extrémités des corps d'épreuve est nécessaire pour en assurer la bonne performance lors des essais structuraux. Cela peut cependant engendrer un certain confinement local, diminuant ainsi l'expansion dans les extrémités des corps d'épreuve.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Des barres d'armature contre le retrait (3 barres d'armature 10M) sont ajoutées dans la partie supérieure de la dalle afin de respecter l'Article 8.12.6 de la norme CAN/CSA S6-14. Cet article stipule que de l'armature de retrait doit respecter un taux de renforcement de $500 \text{ mm}^2/\text{m}$, tout en ayant un espacement inférieur à 300 mm. Ce renforcement est cependant trop minime et positionné trop près du dessus pour contrôler la fissuration (Article 8.10.6 de la norme CAN/CSA S6-14). Des étriers 10M sont également positionnés aux extrémités de la dalle afin d'éviter l'écrasement des appuis lors des essais structuraux (flexion trois-points). Enfin, les corps d'épreuve comportent un crochet (15M) à chacune des extrémités afin de permettre leur manutention.

Le recouvrement minimal entre les barres d'armature longitudinale et la surface extérieure de la poutre est approximativement de 40 mm. La Figure 45 ainsi que le Tableau 7 résumant les caractéristiques dimensionnelles des dalles épaisses fabriquées et testées dans le cadre de ce projet.

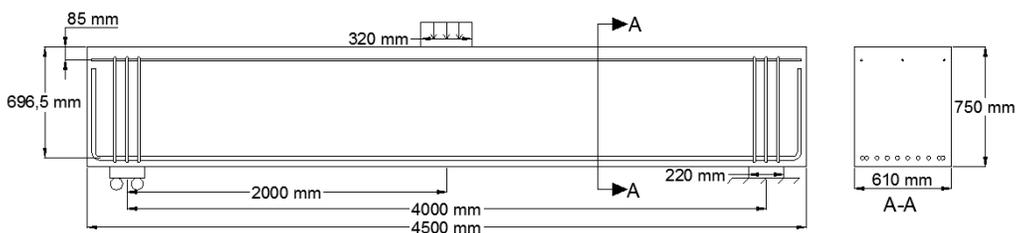


Figure 45 : Caractéristiques géométriques typiques d'une dalle.

Tableau 7 : Récapitulatif de la géométrie des dalles.

L	B	H	d	A_s	d'	A_s'	d_v	ρ
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[%]
4500	610	750	696,5	5000	85	300	626,8	1,18

4.3 Coffrage et ferrillage (fabrication et mise en place)

Les coffrages utilisés dans le cadre de ce projet ont été conçus en suivant les plans d'un projet précédent, car les dimensions le permettaient (Figure 46). Quelques petits ajustements et renforcements ont été apportés afin d'assurer la viabilité des coffrages pour les différentes coulées. Pour leur part, les cages de barres d'armature ont été assemblées à l'aide de gabarit en bois. Ceux-ci ont permis d'assurer le bon espacement et le bon recouvrement des barres en plus de faciliter leur manutention (Figure 47).



Figure 46 : Coffrage typique utilisé pour la fabrication des dalles.



Figure 47 : Cage d'armature positionnée dans le coffrage.

Des détails plus exhaustifs sur la conception et la fabrication des cages d'armature et des coffrages sont présentés à l'Annexe A.

4.4 Instrumentation des corps d'épreuve

Afin de pouvoir étudier et analyser l'expansion engendrée par la RAS, diverses sections et composantes des dalles ont été instrumentées. Les quatre (4) types d'instrumentation utilisés sont les suivants :

- Jauges de déformations noyées au béton
- Jauges de déformation liées aux barres d'armature
 - Jauges collées
 - Jauges soudées
- Plots de surfaces
- Système de fibre optique

Les trois (3) types de jauges de déformation permettent de fournir de l'information sur l'expansion au cœur de la dalle ainsi qu'au niveau des barres d'armature. Pour leur part, les plots de surfaces et les fibres optiques permettent d'obtenir des renseignements sur l'expansion en surface. Les informations recueillies à l'aide des différentes méthodes permettront de valider le niveau de précontrainte chimique induite par l'expansion du béton ainsi que de lier un certain niveau d'expansion à un endommagement du *matériau*.

4.4.1 Plots de surface

4.4.1.1 Série de dalles No.1

Afin de mesurer précisément l'expansion du béton, des plots ont été fixés à l'intérieur des coffrages afin d'être ancrés dans le béton (Figure 50). Les plots sont en fait de petits boulons ou tiges filetées sur lesquels une petite cavité est percée à l'un de ses embouts. Lorsque ces plots sont coulés ou fixés à un élément, il est possible de mesurer précisément la distance entre ceux-ci à

l'aide d'un extensomètre, et ainsi de suivre les changements dimensionnels des corps d'épreuve en fonction du temps. Les extensomètres utilisés dans le cadre de ce projet permettent de réaliser un suivi de changements dimensionnels sur une longueur nominale de lecture de 250 mm et de 500 mm (Figure 48). La position des plots est présentée à la Figure 54 et Figure 55. Les plots ont ainsi été installés par « groupes », soit sur une face verticale (vue de face), sur le dessus de la dalle (vue en plan), de même que sur une extrémité (vue d'extrémité).



Figure 48 : Extensomètres de 500 et 250 mm.

4.4.1.2 Série de dalles No.2

Afin d'obtenir un relevé encore plus complet de l'expansion des dalles dans les différentes directions, un plus grand nombre de plots ont été installés sur les dalles de la deuxième série. Contrairement à la première série, et par soucis de simplicité lors de la fabrication des corps d'épreuves, ces plots ont été installés par perçage superficiel (10mm de diamètre et 25mm de profondeur). Une fois le forage complété et les trous bien nettoyés, des plots (vis) en acier inoxydable comportant un petit trou en tête ont été insérés et fixés à l'aide d'un coulis à prise rapide.

4.4.2 Jauges noyées au béton

Des jauges KYOWA KM-120-120-H2-11 W1M3, d'une dimension de 120 mm x 15 mm x 5 mm (Figure 49), ont été installées au cœur des dalles 1-R2 & 2-R2 afin de suivre leur expansion interne. Celles-ci ont été fixées aux coffrages à l'aide de fil à pêche à une hauteur de 125 mm et de 375 mm, distance mesurée à partir du dessus de la poutre. Ces hauteurs coïncident à celles des plots des rangées centrale et supérieure qui ont été installées sur l'une des faces latérales. La Figure 50 illustre le système d'attache des jauges à l'intérieur du coffrage.



Figure 49 : Jauge KYOWA KM-120-120-H2-11 W1M3.



Figure 50 : Jauges noyées et ancrages pour les plots dans les parois du coffrage (coffrage de la série no. 1).

4.4.3 Jauges de déformation pour l'acier

4.4.3.1 Première série de dalles

Pour la première série de dalles, deux types de jauges collées de la compagnie KYOWA ont été utilisés :

- KFG-3-120-C1-11 pour les barres 10M (étriers aux extrémités des poutres)
- KFG-10-120-C1-11 L3M3R pour les barres longitudinales de calibre 25M.

Les jauges ont été collées sur l'armature longitudinale, les étriers et sur l'armature de peau des dalles 1-R1 et 1-R2, et ce afin de mesurer l'expansion au voisinage des barres, nous donnant ainsi un aperçu de la précontrainte chimique. Les jauges ont été collées suivant la méthode classique : ponçage, nettoyage des surfaces et collage de la jauge sur la surface. Elles ont par la suite été nettoyées et, si nécessaire, le fil pour la lecture des jauges soudé à même la jauge (KFG-3-120-C1-11). Un scellant adhésif de marque Dow Corning 3145 a par la suite été appliqué sur la jauge afin d'assurer une bonne protection contre les chocs et pour sceller la jauge du milieu environnant. Les diverses jauges ont ensuite été connectées à un système d'acquisition lors du conditionnement. Celles-ci n'ont cependant pas fourni de résultats réalistes. Les signes qui nous ont permis d'en arriver à cette conclusion sont les suivants :

- Manque de cohérence dans la progression des déformations ;
- Déformation en tension excessive sur la majorité des jauges ;
- Déformation importante en compression sur certaines jauges.

Pour cette raison, les détails supplémentaires, comme leur positionnement et les lectures obtenues, ne seront pas présentés dans ce rapport.

4.4.3.2 Deuxième série de dalles

Les dalles 2-R1 et 2-R2 (seconde série) ont été instrumentées à l'aide de jauges de déformation collées et soudées. Les modèles utilisés sont les suivants :

- Kyowa KCW5120G1011 G8M3 (jauge soudée)
- Kyowa KFW-5-120C111 L5M3 (jauge collée imperméable)

Afin de pallier au problème antérieur, des jauges soudées ainsi que des jauges collées spécialement conçues pour résister à l'immersion sous l'eau ont été utilisées. Même si ces jauges sont imperméables à l'eau et à l'humidité, elles ont été recouvertes avec le même scellant adhésif utilisé lors de la première série afin d'augmenter le niveau de protection. Quant aux fils, ils ont été insérés dans une gaine thermo rétractable dans le but de les protéger de l'humidité et des pressions engendrées par la RAS. Un équipement particulier a été loué pour l'installation des jauges soudées, et ce, afin de réaliser la soudure par point, tel qu'illustré à la Figure 51



Figure 51 : Installation d'une jauge soudée.

4.4.4 Jauges à fibre optique (Série 2)

Les dalles épaisses de la seconde série ont été équipées de capteurs à fibre optique, ce qui a permis de suivre en continu l'expansion à la surface

supérieure des dalles (Figure 52). De plus, des comparaisons ont pu être réalisées entre les expansions obtenues par les plots et par la fibre optique. Pour ce faire, un capteur d'une portée de 1000 mm a été installé longitudinalement sur la face supérieure de chacune des dalles. La dalle 2-R1 s'est vue équipée de deux capteurs transversaux, d'une portée de 500mm, afin d'étudier les gonflements selon cet axe. La Figure 53 illustre le positionnement typique de ces instruments. Les différentes jauges ont été connectées à un système d'acquisition de données spécialement conçu à cet effet, permettant ainsi d'acquérir une série de données à tous les 10 minutes, et ce, durant toute la durée du conditionnement.



Figure 52 : Capteurs à fibre optique sur le dessus des dalles.

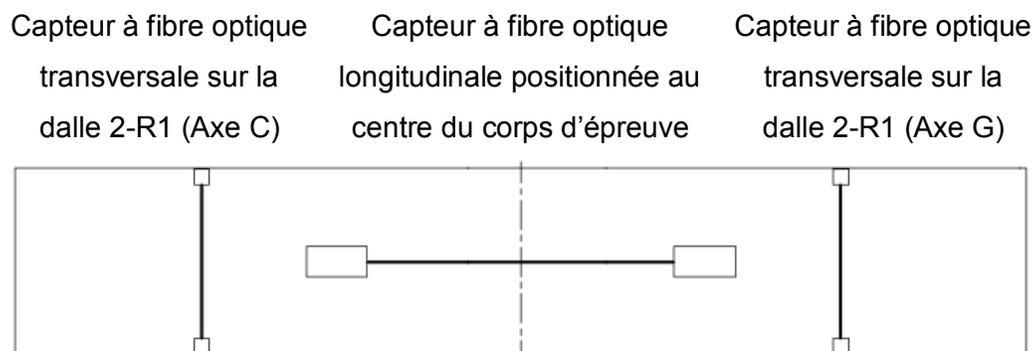


Figure 53 : Positionnement typique des fibres optiques sur une dalle (vue en plan).

4.5 Codification de l'instrumentation

4.5.1 Plots

La codification des plots de la série 1 est présentée à la Figure 54.

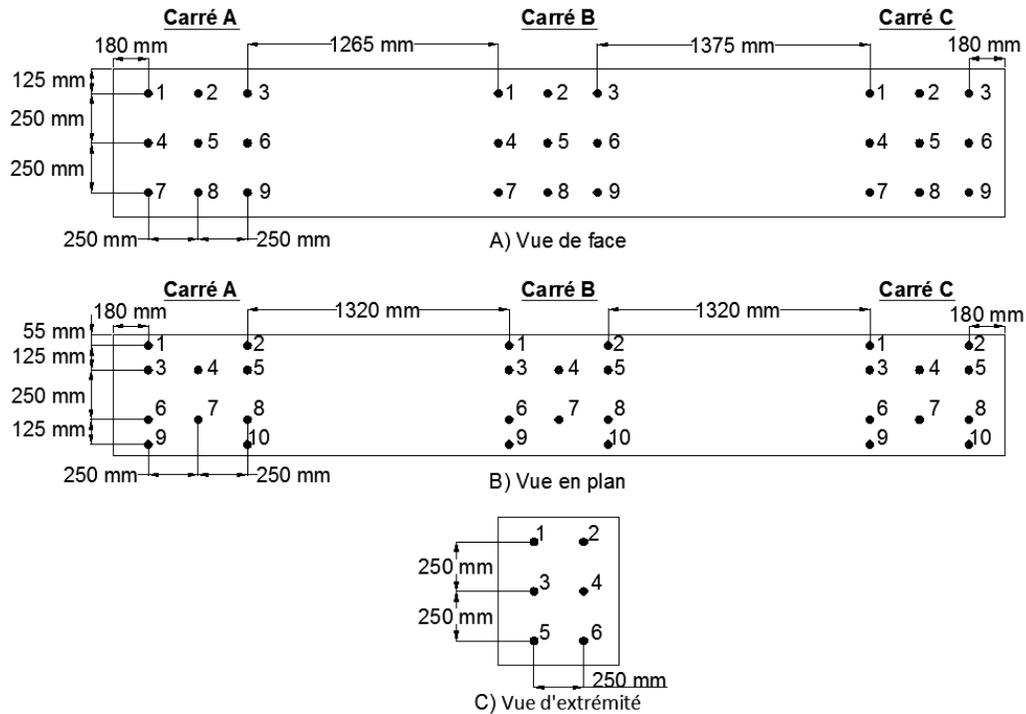


Figure 54 : Positionnement et codification des plots de la première série de dalles.

Le système de codification des plots de la deuxième série de dalles est différent de celui de la première série due à la présence de plots longitudinaux installés systématiquement à tous les 500 mm; il est présenté à la Figure 55.

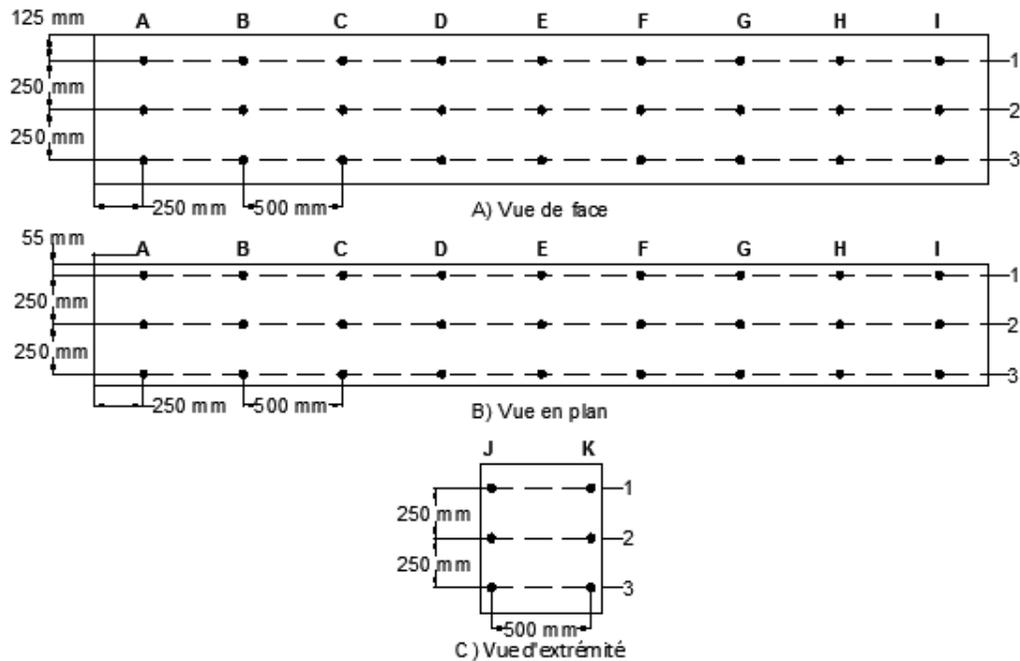


Figure 55 : Positionnement et codification des plots de la deuxième série de dalles.

4.5.2 Jauge de déformation

Les jauges de déformation noyées au béton et collées aux barres d'armature ont été disposées selon les patrons présentés aux Figure 56 et Figure 57.

L'identification de ces jauges, tout au long du document, est de type AAA-B-X-Y. La première série de caractères (AAA) correspond au numéro de la dalle, c'est-à-dire :

- **2R1** pour la dalle réactive #1 de la seconde série;
- **2R2** pour la dalle réactive #2 de la seconde série.

Le second caractère (B) réfère aux types de jauges qui sont les suivants :

- **N** pour une jauge noyée au béton;
- **C** pour une jauge collée sur une barre d'armature;
- **S** pour une jauge soudée sur une barre d'armature.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Le troisième paramètre (X) indique la position des jauges selon une vue d'extrémité:

- **H** pour une jauge positionnée dans le haut de la dalle;
- **B** pour une jauge positionnée en bordure du lit d'armature (jauge collée/soudée) ou positionnée au bas de la dalle (jauge noyée);
- **C** pour une jauge positionnée au centre du lit d'armature.

Finalement, l'identifiant Y correspond à un chiffre variant de 1 à 6, qui localise les jauges sur l'axe longitudinal de la dalle.

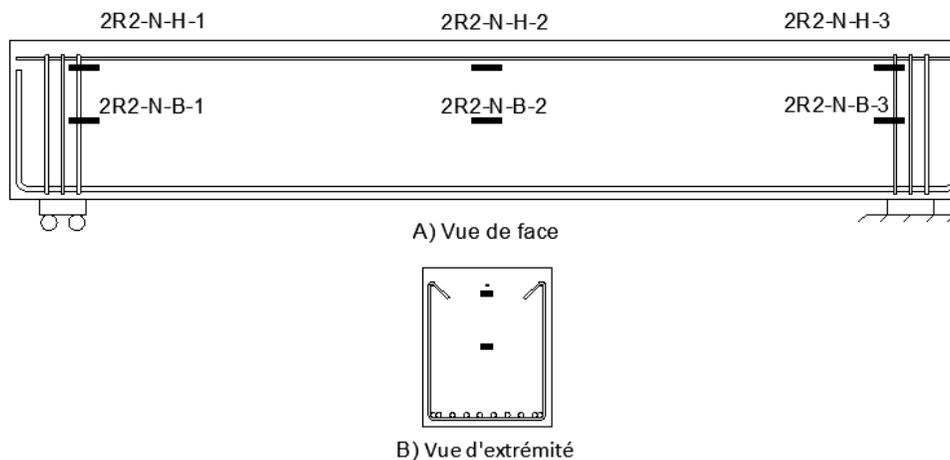


Figure 56 : Positionnement typique des jauges noyées au béton.

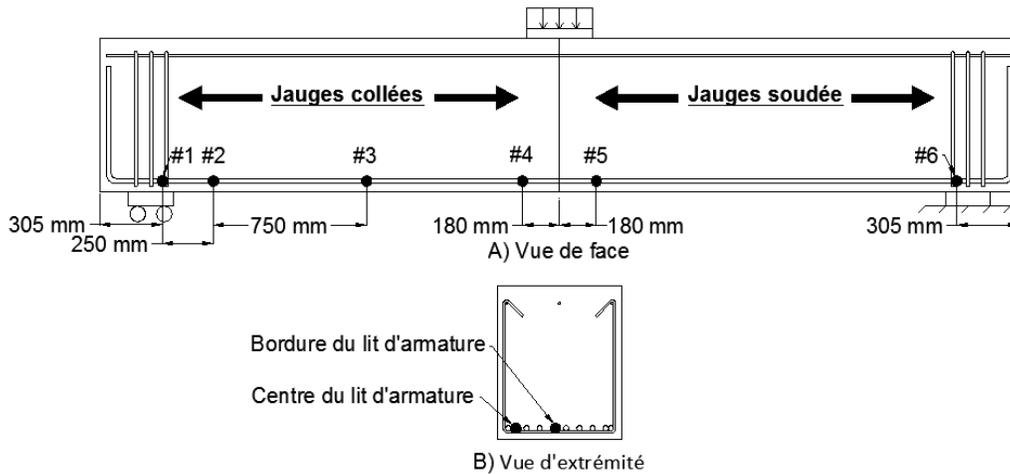


Figure 57 : Positionnement des jauges collées et soudées.

4.5.3 Fibre optique

Les fibres optiques longitudinales sont identifiées par le numéro de la dalle (ex : 2-R1). Les deux (2) fibres optiques transversales portent le numéro de la dalle, suivi de la lettre C ou G. Ces dernières font référence à des axes utilisés pour la mesure à l'aide des plots. La fibre optique 2-R1C fait donc référence à la fibre optique transversale positionnée sur la poutre 2-R1 à l'axe C (Figure 55).

4.6 Coulées et cure des dalles de béton

Les mélanges ont été effectués à l'usine de type *prémix* de l'entreprise *Béton sur mesure* de Québec, soit le vendredi 15 juin 2012 (Série 1) ainsi que le 15 mars 2013 (Série 2). Le béton a été transporté de l'usine située dans le parc industriel Colbert vers le laboratoire du Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) situé au Pavillon Pouliot de l'Université Laval, où la fabrication des dalles a été réalisée. Étant donné la capacité des camions et du personnel disponible pour la mise en place du béton, une seule dalle était coulée à la fois (Figure 58). La préparation du béton et des différents échantillons ont été réalisés par deux équipes, c'est à dire une équipe de 5

personnes chez *Béton sur mesure* pour préparer les mélanges et une autre équipe de 15 personnes à l'Université Laval pour la mise en place du béton dans les coffrages et la fabrication des échantillons de laboratoire.



Figure 58 : Coulée d'une dalle de la deuxième série.

Une fois la prise initiale du béton réalisée, un tuyau de jardinage percé a été installé sur toute la longueur de chaque dalle. Le tout a ensuite été recouvert d'une membrane géotextile et d'une bâche, afin de répartir l'eau sur toute la surface supérieure des dalles et éviter l'évaporation de l'eau. La cure humide s'est poursuivie sur une période de 7 jours. Les dalles ont par la suite été décoffrées puis installées dans la chambre de conditionnement. Plus de détail concernant la coulée des échantillons est disponible à l'Annexe A.3.

4.7 Conditionnement

4.7.1 Dalles

Le conditionnement des dalles est la phase permettant de développer l'expansion et la fissuration associées à la RAS. Tel que mentionné

précédemment, il existe trois paramètres essentiels afin que la RAS puisse se développer dans le béton:

- un granulats réactif (granulats du NM très réactif);
- une humidité élevée (100% HR dans notre cas);
- une haute teneur en alcalis (ciment à 1,13% Na_2O_{eq}).

De plus, une température élevée accélère la réaction chimique et le développement de l'expansion. Pour répondre à ces critères, les dalles ont été placées dans une chambre de conditionnement à température contrôlée programmée pour maintenir une température de 38°C. Les dalles ont été installées dans la chambre après 7 jours de cure humide à température ambiante (Figure 59).



Figure 59 : Installation d'une dalle dans la chambre à température contrôlée.

Afin d'obtenir une humidité relative de 100% dans la chambre de conditionnement, les dalles ont été déposées sur des cylindres en PVC de calibre DR-18 (hauteur de 75 mm) qui sont eux-mêmes disposés dans un énorme récipient en acier inoxydable (2 dalles par récipient) contenant un

minimum de 25 mm d'eau. Les cylindres en PVC permettent de créer un espace entre les dalles et l'eau à la base du récipient afin d'éviter le lessivage des alcalis du béton, ce qui réduirait le gain d'expansion à long terme. Ceux-ci présentent l'avantage d'être assez rigides pour soutenir le poids important des dalles tout en étant que très peu en contact avec la face inférieure des corps d'épreuves (Figure 60).



Figure 60 : Cylindre en PVC (Calibre DR-18) pour le support des dalles.

L'eau dans le fond du bac et la chaleur dans la chambre ne permettent toutefois pas d'assurer une humidité relative de 100% autour des corps d'épreuve. C'est pourquoi les dalles ont été arrosées trois fois par jour durant une période de 5 minutes. Pour ce faire, un système de tuyaux de jardinage a été installé directement sur la face supérieure des dalles, le tout étant contrôlé par un système d'arrosage programmable. Afin de conserver cette humidité sur les dalles, une toile de jute ainsi qu'une couverture de mûrissement ont été appliquées par-dessus le tuyau percé qui parcourt toute la surface supérieure des dalles. Un *trop-plein* a été installé dans les bacs afin d'évacuer l'eau supplémentaire qui est générée lors de chaque arrosage. Afin de faciliter l'obtention du 100% HR et de ne pas endommager la chambre de

conditionnement, les dalles ont été recouvertes d'une bâche étanche (toile épaisse) suspendue au toit de la chambre à l'aide de câbles métalliques. Cette enveloppe peut être ouverte de chaque côté à l'aide de fermetures éclair ce qui facilite la prise des mesures d'expansion (Figure 61).

A)



B)



Figure 61 : Système de toiles vu de l'extérieur (A) et de l'intérieur (B).

4.7.2 Éprouvettes de laboratoire

Un certain nombre de cylindres, de dimension 100 x 200 mm, ont été fabriqués en même temps que les dalles. Après une période de 24 heures dans leur moule, ces échantillons ont été démoulés et des plots métalliques installés dans leurs extrémités en utilisant une technique semblable à celle préconisée lors de l'installation des plots sur les dalles. Les cylindres ont ensuite été placés dans des contenants de plastique de 25 litres, au-dessus de l'eau (100% d'humidité relative), et ensuite dans une chambre à température contrôlée à 38°C afin d'en suivre l'expansion en fonction du temps. Ces échantillons ont permis de réaliser des essais d'évaluation de propriétés mécaniques à différents niveaux d'expansion (en parallèle avec les carottes prélevées au sein des dalles de grande taille).

4.8 Mesures de changement dimensionnel des dalles

Tel que mentionné précédemment, des mesures de changements dimensionnels ont été effectuées de façon régulière sur 3 faces des dalles épaisses. Lors de la prise de mesures, la température de la chambre de conditionnement était abaissée à 23°C au moins 12 heures avant la prise de mesures afin d'opérer dans des conditions de travail adéquates. La Figure 62 illustre une prise de mesure verticale effectuée sur une face latérale d'une dalle (500 mm).



Figure 62 : Prise de mesure de changements dimensionnels
sur la face latérale d'une dalle.

4.9 Programme d'essais

Le programme d'essais qui a été conçu dans le cadre de ce projet peut être divisé selon les deux sous-programmes suivants : essais structuraux et essais sur le *matériau*. Le programme d'essais qui a été réalisé sur les dalles a légèrement évolué entre la première et la seconde série de corps d'épreuve, comme le démontre l'organigramme de la Figure 63.

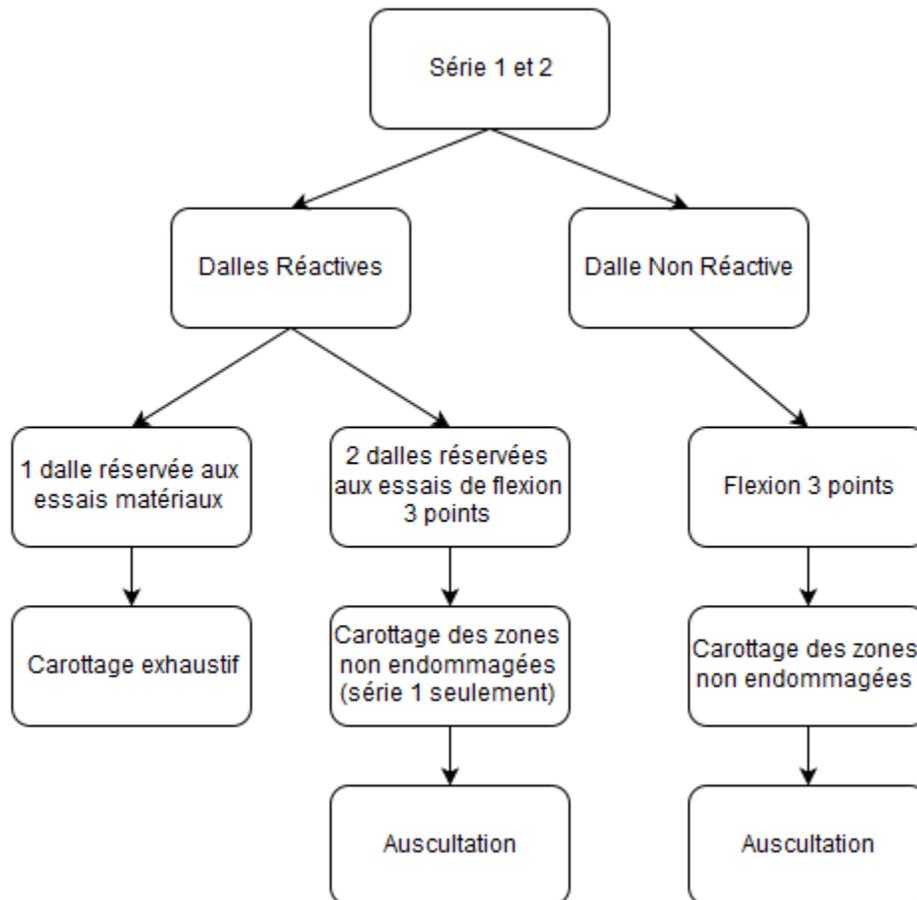


Figure 63 : Organigramme des travaux et essais réalisés sur les dalles.

Pour chaque série, une dalle réactive a été utilisée pour le carottage, permettant ainsi d'obtenir des échantillons pour des analyses *matériau* (essais de compression, traction, SDT, DRI). Les trois autres dalles ont pour leur part été testées en cisaillement, puis carottées dans les portions les moins endommagées afin de réaliser les essais *matériau*. Cette phase de carottage sur deux (2) des trois (3) dalles réactives n'a cependant pas été réalisée sur les corps d'épreuve de la seconde série, car leur expansion était très semblable à l'élément entièrement échantillonné. De plus, il était préférable d'effectuer le carottage sur les corps d'épreuve n'ayant pas subi au préalable un essai structural. Des carottes ont toutefois été prélevées dans les sections

non/moins endommagées des dalles non réactives afin de déterminer la résistance en compression du béton, étape nécessaire à la réalisation du *Stiffness Damage Test*, tel qu'il sera discuté plus loin.

4.9.1 Programme d'essais structuraux

Les essais structuraux (flexion 3 points) se sont déroulés au cours des périodes suivantes :

- Série 1 : entre le 11 et le 22 juillet 2013;
- Série 2 : entre le 26 novembre et le 11 décembre 2014.

La procédure suivante a été utilisée pour la réalisation des six (6) essais structuraux:

La journée avant la réalisation d'un essai, la dalle a été transportée et installée sur les appuis de la presse MTQ 311. Ces appuis consistaient en des plaques d'acier de 260 mm de largeur, l'une d'entre elles étant fixe sur l'axe longitudinal alors que l'autre était disposée sur des rouleaux d'acier pour créer un appui mobile. Dans les deux cas, la rotation au niveau des appuis était permise afin de créer un système isostatique (Figure 64A). Les appuis ont été enduits de résine époxydique afin de reprendre les irrégularités du dessous de la dalle et ainsi permettre le meilleur contact possible entre les appuis et la dalle (Figure 64B et Figure 64C). Pour les mêmes raisons, le dessus de la dalle recevant la plaque de chargement, d'une largeur de 320 mm, a également été enduite de résine époxydique (Figure 64D).

A)



B)



C)



D)



Figure 64 : Installation de la dalle sur les appuis (A) avec application de résine époxydique sur les appuis simples sur rouleaux (B) et simples (C), ainsi qu'au niveau de la plaque de chargement (D).

Une fois la dalle installée sur les appuis, des capteurs de déplacement linéaire (*Linear Variable Differential Transformer* ou LVDT) ont été installés sur le corps d'épreuve. Cette instrumentation est positionnée de manière à suivre le développement de la flèche, la courbure (série 1), les rosettes de déformation (série 2), ainsi que le déplacement de l'appui mobile. En ce qui concerne la mesure de la flèche, un système a été conçu de manière à ce que la mesure

corresponde toujours au centre de la dalle. Pour ce faire, des LVDT ont été positionnés de part et d'autre de la poutre. Ceux-ci étaient fixés sur un rail en aluminium qui était lui-même fixé dans le haut des appuis afin de ne pas prendre en compte leurs déformations (Figure 65A). Pour des questions de précision, deux types de LVDT ont été utilisés pour la mesure de la flèche, soit un LVDT à faible course de 5 mm et un à grande course de 150 mm (Figure 65B). Le capteur à grande course, bien que suffisamment long pour les essais structuraux, n'est pas recommandé pour mesurer de faible déplacement, car son incertitude est trop élevée ($\approx 0,5\%$ de la longueur du LVDT, soit $\approx 0,75$ mm). Afin d'obtenir la flèche au centre du corps d'épreuve, il suffit de calculer la moyenne des lectures de part et d'autre de la dalle. Enfin, en ce qui concerne le déplacement de l'appui, un LVDT fixé sur la base d'un appui permet de mesurer le déplacement.

Lors de ces essais, tous les LVDT utilisés pour déterminer les courbures, les rosettes ainsi que les ouvertures et glissements ont été collés à l'aide de colle chaude. La colle chaude a l'avantage d'être très rigide sans être trop adhérente. Cette caractéristique est très importante, car en cas de déformation plus importante que prévue, il est préférable que le support à LVDT décolle plutôt que d'endommager ces derniers.

A)



B)



Figure 65 : Mesure de la flèche à l'aide de LVDT (A) fixés sur des rails (B), eux-mêmes fixés au niveau des appuis.

Pour la réalisation des essais structuraux, la presse était contrôlée en déplacement à 20 mm/h. Cela signifie que la presse appliquait la charge nécessaire pour faire sortir le vérin de la presse à ce rythme et non pour induire une flèche de 20 mm/h. Étant donné que la presse tend à se déformer tout comme la dalle et les appuis, la déformation lue par les LVDT est inférieure au déplacement de 20 mm/h programmé sur la presse.

Avant la réalisation de ces essais, toutes les fissures engendrées par la RAS ont été tracées à l'aide d'un marqueur noir et leurs ouvertures mesurées et notées sur un petit papier adhésif (*post-it*) disposé à l'endroit de la lecture. Durant l'essai, plusieurs pauses ont été imposées afin de repérer et marquer les fissures ainsi que leur ouverture. Ces pauses ont été réalisées en maintenant le déplacement constant (0 mm/h au lieu de 20 mm/h). Toutes les lectures d'ouverture de fissures ont été réalisées à l'aide d'un fissuromètre

(petite carte de plastique avec des bandes de largeur prédéterminées et variant entre 0,10 et 1,5 mm).

Lorsqu'une fissure de cisaillement principale est identifiée, des LVDT sont fixés à la dalle afin de mesurer l'ouverture de fissures (LVDT perpendiculaire à l'ouverture de fissure) ainsi que le glissement de la fissure (LVDT parallèle à la fissure) (Figure 66). Cette méthode permet d'identifier avec plus de certitude la fissure critique menant à la rupture et, par conséquent, d'en faire le suivi. En contrepartie, les LVDT ne peuvent recueillir les informations associées à l'origine de la fissure critique.

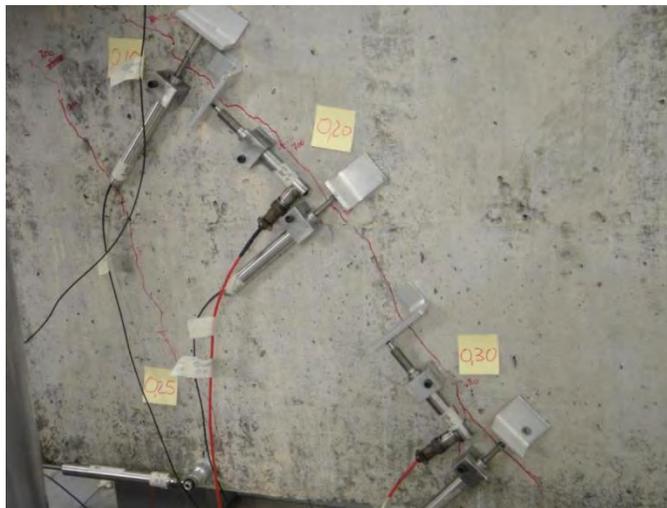


Figure 66 : LVDT pour la mesure de l'ouverture et du glissement de la fissure critique.

La codification et les emplacements utilisés lors des essais de la première série de dalles sont présentés au Tableau 8 et à la Figure 67. La seconde série de dalles a été instrumentée différemment, car il s'est avéré plutôt difficile de bien cibler la fissure critique avant la rupture de l'élément. Pour ce faire, six (6) LDVT qui étaient dédiées pour les mesures d'ouvertures de fissures ont été installés sous forme de rosette ayant une portée de 626 mm (dv). La

nomenclature et la position des LVDT sont présentées aux Tableau 8, Tableau 9, aux Figure 67 et Figure 68.

Tableau 8 : Codification des LVDT pour les essais de la première série de dalles.

Ouverture des fissures		Courbure et autre	
O-EB	Ouverture - Est Bas	C-H	Haut – Courbure
O-EM	Ouverture -Est Milieu	C-B	Bas- Courbure
O-EH	Ouverture -Est Haut	Appuis	Déplacement de l'appui
O-OB	Ouverture -Ouest Bas	Tête	Déplacement de la tête de la presse
O-OM	Ouverture -Ouest Milieu	Charge	Cellule de charge (presse)
O-OH	Ouverture -Ouest Haut		

Glissement des fissures		Flèche	
G-EB	Glissement - Est Bas	Fi-N	Flèche initiale - Nord
G-EM	Glissement - Est Milieu	F-N	Flèche - Nord
G-OB	Glissement - Ouest Bas	Fi-S	Flèche initiale - Sud
G-OM	Glissement - Ouest Milieu	F-S	Flèche - Sud

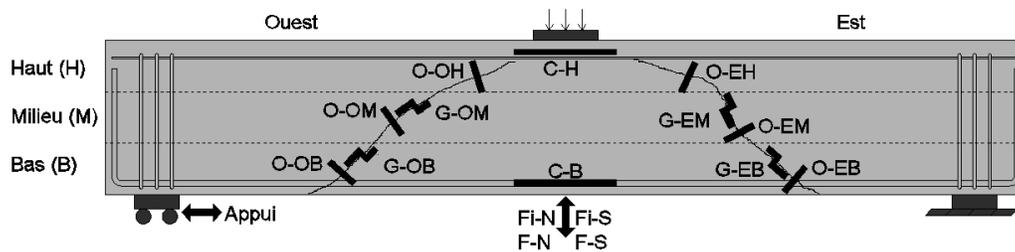


Figure 67 : Positionnement des LVDT sur la face latérale d'une dalle soumise à un essai (Série 1).

Tableau 9 : Codification des LVDT pour les essais de la deuxième série de dalles.

Déformation		Ouverture et glissement	
R-O-H	Rosette Ouest Horizontale	O-1	Ouverture de fissure No.1
R-O-V	Rosette Ouest Verticale	G-1	Glissement No.1
R-O-D	Rosette Ouest Diagonale	O-2	Ouverture de fissure No.2
R-E-H	Rosette Est Horizontale	G-2	Glissement No.2
R-E-V	Rosette Est Verticale	O-3	Ouverture de fissure No.3
R-E-D	Rosette Est Diagonale	G-3	Glissement No.3

Flèche		Autre LVDT	
Fi-N	Flèche initiale - Nord	Appuis	Déplacement de l'appui
F-N	Flèche - Nord	Tête	Déplacement de la tête de la presse
Fi-S	Flèche initiale - Sud	Charge	Cellule de charge (presse)
F-S	Flèche - Sud		

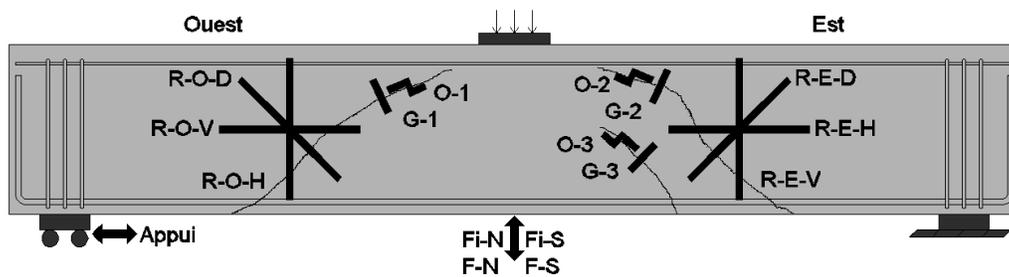


Figure 68 : Positionnement des LVDT sur la face latérale d'une dalle soumise à un essai (Série 2).

4.9.2 Programme d'essais de caractérisation du matériau

Plusieurs essais de caractérisation du *matériau* ont été effectués lors du projet. Ceux-ci consistaient en des essais de résistance en compression, de fendage,

de *Stiffness Damage Test (SDT)* et de *Damage Rating Index (DRI)*. Ces essais avaient pour objectif de déterminer les propriétés mécaniques (essais de compression et fendage) et l'état d'endommagement du *matériau* (SDT et DRI).

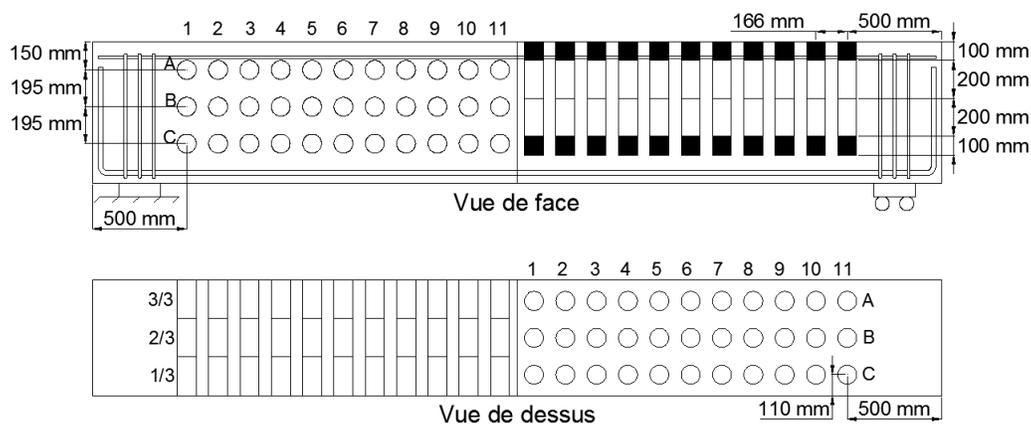
Pour ce qui est des essais de propriétés mécaniques du béton, l'essai de compression a été choisi car il permet d'obtenir de l'information de base sur le *matériau* qui est utilisée par tous les ingénieurs. De plus, l'essai de fendage a été sélectionné car c'est un essai normalisé simple à réaliser et il permet d'obtenir la résistance en traction nécessaire pour le calcul de la résistance au cisaillement. En ce qui concerne les essais SDT et DRI, ceux-ci ont été sélectionnés afin de déterminer l'ampleur de l'endommagement et l'état d'avancement de la RAS du *matériau*.

Ces divers essais ont été réalisés sur des cylindres de 100 x 200 mm confectionnés à partir des mêmes mélanges que les dalles ainsi que sur des carottes de béton prélevées à même les dalles. Les cylindres de béton ont été soumis, tout comme les dalles, à un conditionnement à humidité et température contrôlées (100% HR et 38°C), sauf pour les échantillons testés à 7 jours et 28 jours qui ont été conservés en chambre humide à une température de 23°C.

Afin de caractériser l'endommagement réel des dalles, des carottes ont été prélevées de certaines d'entre elles. Un plan de carottage exhaustif comprenant 11 rangées de trois carottes prélevées verticalement et horizontalement (Figure 69) a ainsi été conçu afin d'obtenir un niveau de caractérisation détaillé des dalles réservées aux essais *matériau* (1-R2 et 2-R3). Les dalles ont été carottées de manière horizontale et verticale afin d'observer le comportement du *matériau* dans deux directions, étant donné que la réaction est hétérogène. Cela a donc permis d'obtenir plus d'information sur l'évolution spatiale de l'endommagement causé par la RAS à l'intérieur des dalles.

Les carottes verticales ont été coupées en deux de manière à obtenir une carotte dans la partie supérieure (HAUT) et une au cœur (BAS) de la dalle. Il n'était pas possible de la couper en trois car il était nécessaire d'enlever les 100 premiers mm de chaque carotte à cause de la présence d'armature de peau (i.e. au sommet des dalles). En ce qui concerne les carottes horizontales, elles ont été coupées en trois portions, ce qui a permis d'obtenir un profil latéral complet des portions de dalles.

Un carottier de diamètre intérieur de 100 mm et d'une longueur effective de 670 mm a été utilisé de manière à extraire des échantillons suffisamment longs pour traverser transversalement les dalles.



**Figure 69 : Plan de carottage des dalles réservées aux essais
 matériau.**

Les dalles non réactives (1-NR et 2-NR) ont été carottées dans les portions non endommagées suite à l'essai de flexion afin de servir de niveau de référence aux divers essais *matériau*.

Les dalles réactives 1-R1 et 1-R3, soumises aux essais structuraux, ont aussi été carottées afin d'obtenir plus d'information. Le carottage de celle-ci a été effectué de manière à conserver intact le plan de fissuration pour auscultation.

Une codification a été adoptée pour les carottes. Des chiffres 1 à 11 ont été utilisés pour les colonnes et des lettres de A à C pour les lignes (Figure 69). Ainsi, la carotte obtenue horizontalement à la 9^{ème} colonne et à la ligne A de la dalle 1-R2 est nommée 1- R2-H-9A. Une fois découpée, cette carotte est divisée en trois portions : 1-R2-H-9A 1/3, 1- R2-H-9A 2/3 et 1-R2-H-9A 3/3.

Le plan utilisé pour la campagne d'essais des carottes est le suivant : pour les dalles 1-R1, 1-R3 et 1-NR, les rangées impaires (1, 3, 5) sont utilisées pour les essais SDT, alors que les rangées paires (2, 4) sont utilisées pour les essais de fendage. Les carottes utilisées pour les essais SDT sont réutilisées pour la détermination de la résistance en compression car il a été démontré dans la littérature que l'essai SDT n'influçait que très faiblement les résultats de l'essai de compression (Sanchez, Fournier et coll. 2012). Des carottes intermédiaires supplémentaires ont été prélevées (entre les rangées de carottes pour essais mécaniques) de manière à réaliser une caractérisation pétrographique quantitative (DRI) à différents endroits de ces dalles.

Enfin, pour les dalles 1-R2 et 2-R3 (non soumises aux essais structuraux), les carottes des rangées 1, 4, 7 et 10 sont utilisées pour les essais SDT (puis compression), celles des rangées 2, 5, 8 et 11 pour les essais de fendage et les rangées 3, 6 et 9 pour les essais DRI.

4.9.3 Programme d'auscultation des plans de rupture des dalles

La dernière étape de cette campagne d'essai est l'auscultation des plans/faces de rupture des dalles. Pour cela, après avoir complété le carottage, les dalles ont été positionnées de manière à couper les barres d'armature longitudinales, permettant ainsi de séparer les dalles en trois parties. En les séparant ainsi, le plan de rupture en cisaillement a été dégagé et caractérisé visuellement. La Figure 70 illustre un plan de rupture ainsi dégagé.

L'information pertinente qui a été recueillie lors de l'examen visuel est le ratio de particules de granulats déchaussées/cisaillées permettant ainsi d'évaluer

l'engrènement des granulats pour les différents corps d'épreuve. Pour cela, chaque face Est et Ouest a été examinée en définissant les deux grandes zones suivantes (correspondant à environ 45% de la face de rupture totale) (Figure 72):

- une zone de 200 mm de largeur située au centre de la section, dans la direction verticale, et divisée en rectangles de 100 x 200 mm;
- une zone de 200 mm de largeur située au centre de la section dans l'axe transversal également divisée en rectangles de 100 x 200 mm.

Les particules de granulats considérées dans ce programme d'auscultation comprenaient toutes les particules de taille supérieure à 5 mm (gros granulats).

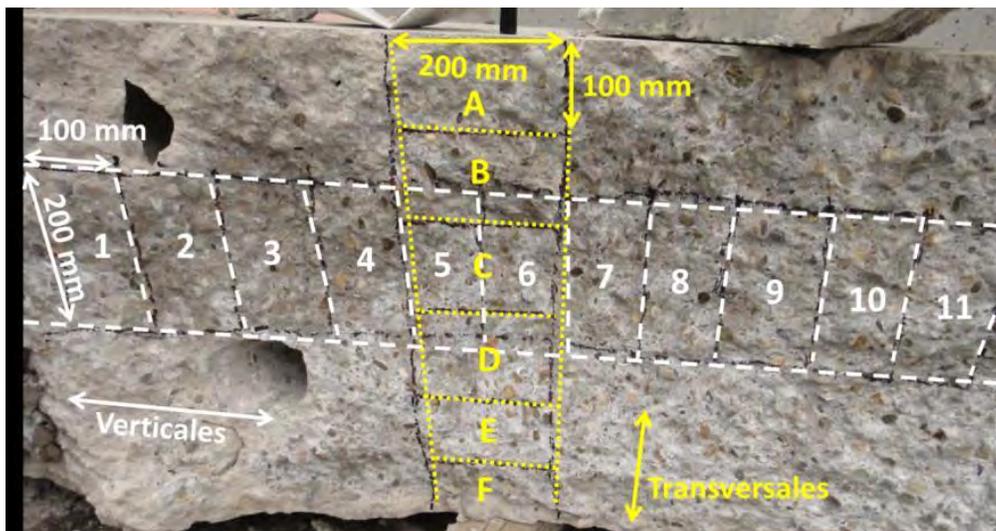


Figure 70 : Plan de rupture en cisaillement pour la caractérisation du degré de fracturation des particules de granulats (effet d'engrènement).

CHAPITRE 5 RÉSULTATS D'EXPANSION ET ÉTAT DES CORPS D'ÉPREUVE

L'expansion du béton est historiquement utilisée afin de déterminer l'évolution de la RAS car il s'agit généralement d'un paramètre facilement mesurable. Ainsi, les dalles ont été instrumentées avec trois (3) outils de mesure différents. Les résultats de ces trois types de mesures (plots, fibre optique et jauges) sont présentés dans cette section.

5.1 Mesures d'expansion des dalles épaisses - Plots

Tel que mentionné précédemment, les dalles ont été instrumentées de plots métalliques selon deux configurations différentes. Celles-ci diffèrent en effet selon la série et sont présentées à la Figure 54 pour la série 1 et à la Figure 55 pour la série 2.

5.1.1 Critère d'Expansion

Il est de notoriété publique que la RAS engendre une expansion du béton qui peut être fortement hétérogène. Il a donc été nécessaire de choisir une expansion moyenne qui servirait de critère d'expansion. En raison de la dimension et de la géométrie des corps d'épreuve, il est apparu nécessaire que l'expansion longitudinale soit celle à privilégier. Ainsi, l'expansion longitudinale centrale au sommet des dalles a été sélectionnée comme étant le niveau d'expansion moyen atteint par les dalles.

5.1.2 Série 1

De par la nature hétérogène du béton et par le fait qu'il y a présence d'acier d'armature à l'intérieur des dalles, une expansion forte hétérogène s'est développée au sein des corps d'épreuve. La présence de barres d'armature a pour effet de restreindre l'expansion près de celles-ci et ainsi d'accentuer la nature hétérogène de l'expansion causée par la RAS.

Le Tableau 10 présente les niveaux d'expansion finaux atteints par les dalles de la série 1. Comme mentionné précédemment, ces niveaux d'expansion représentent l'expansion longitudinale moyenne au centre de la face supérieure des corps d'épreuve. On remarque que la dalle NR n'a à toutes fins pratiques subi aucune expansion significative (0,016 %), alors que les dalles réactives ont montré une expansion variant entre 0,08 et 0,16%. L'écart entre les valeurs d'expansion obtenues pour les dalles réactives est probablement en partie lié au positionnement des échantillons dans la chambre de mûrissement qui engendrait des conditions d'humidité hétérogène.

Tableau 10 : Expansion finale des dalles de la série 1.

Dalles	Expansion (%)
1-NR	0,016
1-R1	0,078
1-R2	0,138
1-R3	0,164

Une grande quantité de résultats d'expansion ayant été générée lors de ce projet, les graphiques d'expansion d'une seule dalle seront présentés dans cette section; toutefois, l'intégralité des résultats d'expansion est disponible à l'Annexe I. De plus, un résumé des expansions finales pour chacune des dalles est présenté au Tableau 11.

La Figure 71 présente un exemple des résultats obtenus pour la dalle 1-R2 et explique à quoi correspondent les différentes courbes apparaissant sur les graphiques. Il est tout d'abord possible de noter un changement de pente des courbes d'expansion à environ 26 semaines, bien visible sur les courbes des Figure 71a, c et d. Ce résultat est lié au fait que les dalles ont été extraites de la chambre de conditionnement au bout de 26 semaines, i.e. au moment où

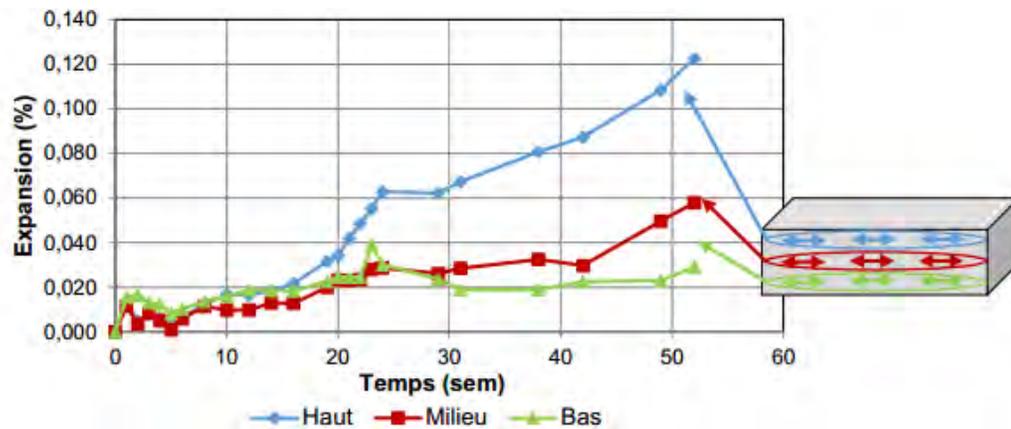
les corps d'épreuve avaient atteint le premier niveau d'expansion sélectionné pour cette étude (i.e. 0,06-0,08%). Toutefois, pour des raisons hors de notre contrôle, les dalles n'ont pu être testées immédiatement. Ainsi, elles ont été conservées humides (recouvertes de jutes humides sous pellicule de plastique) à la température ambiante ($23 \pm 2^{\circ}\text{C}$) et n'ont été testées qu'au bout d'un an. Compte tenu de la forte réactivité du granulat choisi pour cette étude, l'expansion s'est poursuivie, mais moins rapidement, d'où le changement de pente visible au bout de 26 semaines sur les différents graphiques présentés à l'Annexe G.1.1 et à la Figure 71.

Globalement, les dalles réactives ont subi une expansion dont l'intensité était fortement hétérogène. Les principales conclusions décrites ci-après peuvent être tirées de l'examen des courbes présentées à la Figure 71 et au Tableau 11.

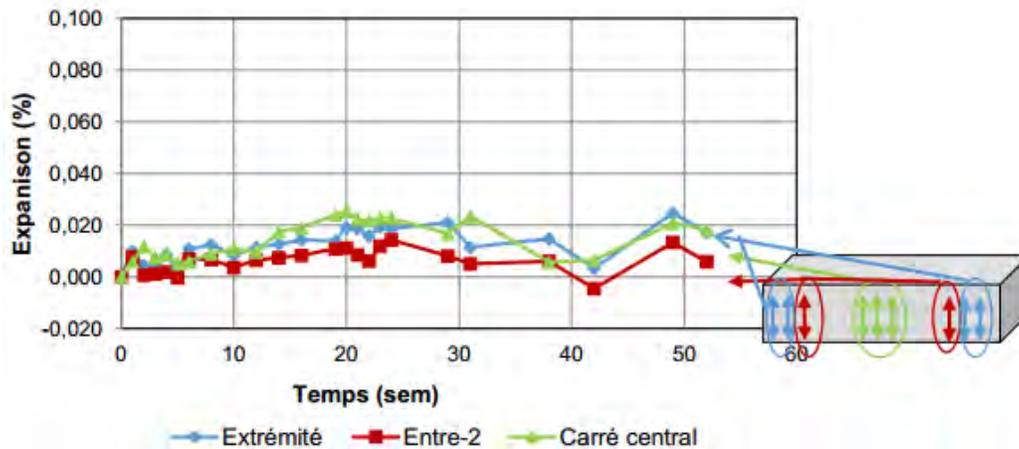
- L'expansion a été fortement influencée par la présence de barres d'armature en semelle de même que sur les extrémités (jusqu'à mi-hauteur) du corps d'épreuve.
- Les valeurs maximales d'expansion ont été obtenues au sommet du corps d'épreuve, ce qui est bien visible par les valeurs élevées d'expansion *longitudinale* obtenues sur la face de côté (Figure 71A – ligne "Sommet").
- L'influence de barres d'armature en semelle s'est bien fait ressentir par des valeurs d'expansion *longitudinale* réduites significativement dans les sections du milieu (Figure 71A – ligne "Milieu") et de la base (Figure 71A – ligne "Base") du corps d'épreuve.
- Ces barres d'armature remontant jusqu'à la mi-hauteur aux extrémités du corps d'épreuve ont également contribué à contenir l'expansion dans le sens vertical, ce qui est bien visible par les faibles valeurs d'expansion mesurées tant sur la face de côté (Figure 71B) que sur l'extrémité (Figure 71E) du corps d'épreuve.
- Les valeurs d'expansion les plus élevées ont été obtenues sur la face du sommet du corps d'épreuve, et ce, autant dans le sens transversal

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

(Figure 71C) que longitudinal (Figure 71D). Les valeurs d'expansion mesurées au sommet du corps d'épreuve ont toutefois démontré une certaine variabilité selon la position des mesures, i.e. carrés A, B ou C, ce qui est probablement associable à l'hétérogénéité du phénomène de la RAS, de même qu'à des conditions d'humidité possiblement variables le long du corps d'épreuve.

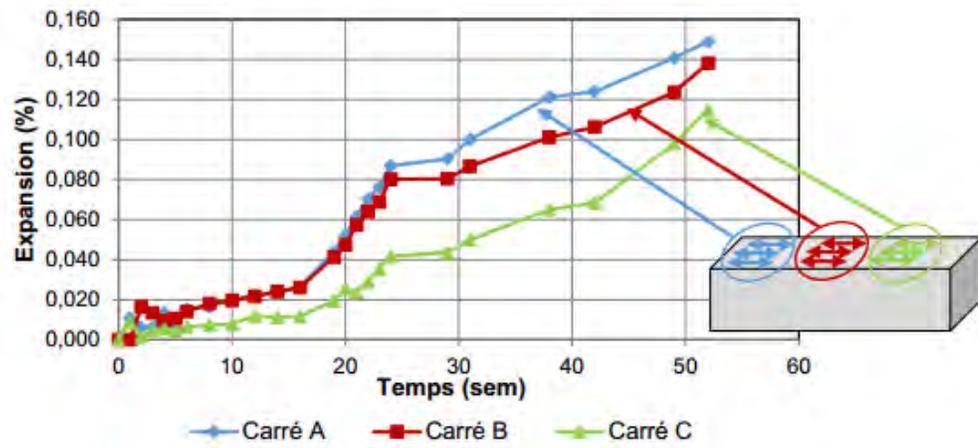


A) Expansion longitudinale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-R2.

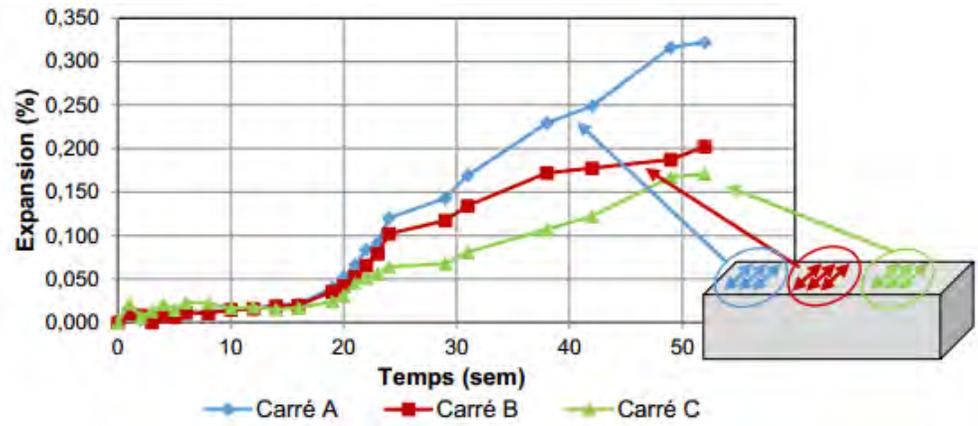


B) Expansion verticale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-R2.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

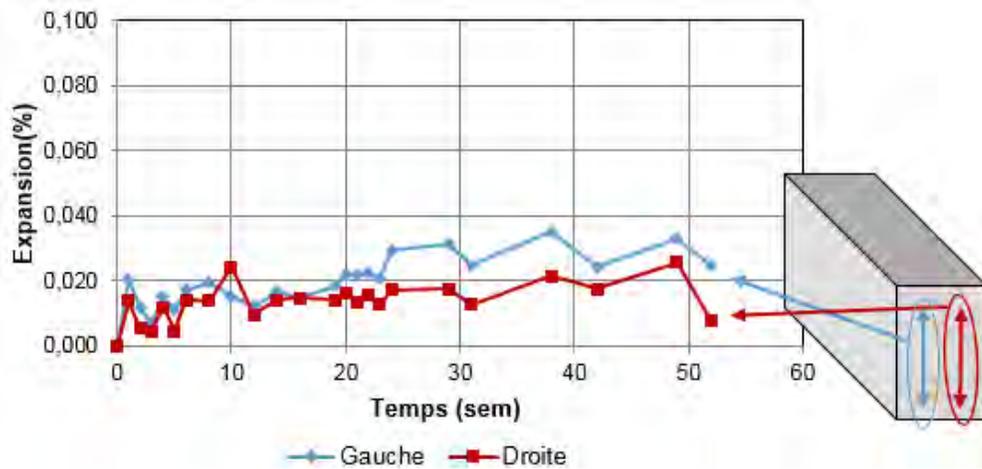


C) Expansion longitudinale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-R2.



D) Expansion transversale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-R2.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



E) Expansion verticale, vue de l'extrémité pour la dalle 1-R2.

Figure 71 : Résultats d'expansion de la dalle 1-R2.

Le Tableau 11 présente les valeurs d'expansion finales moyennes pour chacune des dalles de la série 1. Il est possible de se référer à la Figure 71 pour localiser les emplacements que représentent ces expansions. Par exemple, l'expansion longitudinale supérieure sur la face de côté de la dalle 1-R3 est de 0,108%. Cette expansion est en réalité, l'expansion moyenne entre les plots 1 et 3 situés au sommet des carrés A, B et C de la face de côté de la dalle (voir Figure 54). Ce tableau permet de tirer sensiblement les mêmes conclusions que celles énumérées précédemment. Il permet particulièrement bien de mettre en évidence l'hétérogénéité de l'expansion à l'intérieur des dalles et entre celles-ci. En effet, bien qu'elles aient subi sensiblement le même conditionnement, l'expansion peut grandement varier d'une dalle réactive à une autre. Un bon exemple de cette variation est l'expansion longitudinale supérieure sur la face de côté qui varie de 0,054% pour la dalle 1-R1 à 0,123% pour la dalle 1-R3. Il est aussi important de noter que les astérisques (*) à l'intérieur du tableau soulignent les endroits où l'expansion a été telle que la distance entre les plots était trop grande pour la course de l'appareil de mesure. Ainsi, les valeurs d'expansion indiquées à ces endroits représentent la dernière expansion ayant été mesurée et il est possible de

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

supposer que l'expansion atteinte en réalité est plus élevée. Aussi, les cases marquées par un « - » à l'intérieur du tableau sont des endroits où il n'a pu être possible de réaliser des mesures, soit par distance initiale trop courte ou trop grande entre les plots.

Tableau 11 : Valeurs d'expansion moyenne (%), à échéance finale, selon les différentes faces et orientations pour chacune de dalles de la série 1.

Vue	Orientation de l'expansion	Dalle	1-R1	1-R2	1-R3	1-NR
		Temps à échéance (sem)	55	52	54	55
Face (côté)	Longitudinale	Supérieure	0,054	0,123	0,108	0,020
		Milieu	0,023	0,058	0,061	0,019
		Inférieure	-0,005	0,029	0,023	-0,023
	Verticale	Extrémité	0,031	0,017	0,053	0,006
		Entre-2	0,002	0,006	0,008	0,006
		Carré central	0,001	0,018	0,045	0,004
Extrémité	Verticale	J1-J3 (gauche)	0,011	0,025	0,045	0,004
		K1-K3 (droite)	0,006	0,008	0,032	-0,007
Dessus (top)	Longitudinale	Carré A	0,057	0,149	0,171	0,012
		Carré B (central)	0,078	0,138	0,164	0,016
		Carré C	0,100	0,115	0,110	0,010
	Transversale	Carré A	0,059	0,322	0,230	-
		Carré B (central)	-	0,202	> 0,064*	0,026
		Carré C	0,089	0,171	> 0,012*	-0,028

* La course maximale de l'extensomètre a été atteinte. L'expansion est probablement supérieure à cette valeur.

Le Tableau 11 permet aussi de déterminer que le nitrate de lithium a bien joué son rôle d'agent de prévention de la RAS. En effet, les valeurs d'expansion mesurées sont très faibles (expansion maximale de 0,02%) et parfois même négatives. Il appert donc que la dalle non réactive 1-NR peut effectivement être considérée comme non affectée par la RAS et ainsi jouer efficacement son rôle de témoin.

5.1.3 Série 2

Contrairement aux dalles de la série 1, les dalles de la 2e série ont été conservées en chambre de conditionnement jusqu'au moment des essais structuraux. Celles-ci montrent aussi un niveau d'expansion maximal moins variable que celles de la série 1. Ce niveau d'expansion final représente, tel que mentionné précédemment, l'expansion longitudinale moyenne centrale au sommet des dalles et varie, comme l'indique les résultats présentés au Tableau 12, de 0,196 à 0,234% pour les dalles réactives. Quant à la dalle non réactive, elle montre un niveau d'expansion pratiquement nul (0,007%).

Tableau 12 : Niveau d'expansion (%) final des dalles de la 2^e série.

Dalles	Expansion (%)
2-NR	0,007
2-R1	0,224
2-R2	0,196
2-R3	0,234

Afin de mieux définir et caractériser l'expansion des dalles, la position des plots a été modifiée lors de la deuxième série. Ce nouveau plan permettait ainsi de suivre l'expansion sur l'étendue complète des dalles, comme le montre la Figure 55. Cette nouvelle façon de faire a entre autres permis de définir l'expansion longitudinale sur toute la longueur des dalles, et ce, autant sur la face de côté que sur le dessus de celles-ci.

À titre indicatif, les graphiques de la Figure 72 présentent les valeurs moyennes d'expansion obtenues pour la dalle 2-R3 confectionnée lors de la 2^e coulée. Les résultats d'expansion pour chacune des autres dalles sont présentés à l'Annexe G.1.2 de ce rapport. Les données illustrées sur les graphiques de la Figure 72 sont des moyennes calculées à partir des

différentes séries de mesures effectuées sur le côté, le dessus et l'extrémité des dalles.

La Figure 72A présente les courbes d'expansion longitudinale moyenne obtenues pour les 3 hauteurs de plots (supérieure : ligne 1 de plots, milieu : ligne 2 de plots, inférieure : ligne 3 de plots – Figure 55) sur le côté de la dalle 2-R3. Celle-ci démontre de façon éloquent que l'expansion longitudinale varie en fonction de la hauteur des plots. En effet, l'expansion maximale près de la semelle des dalles est faible (environ 0,04%), alors que plus on s'approche du sommet de la dalle, plus elle devient importante (0,215% au sommet). Il appert que la forte concentration de barres d'armature en semelle des dalles restreint l'expansion de par le confinement qu'elle crée.

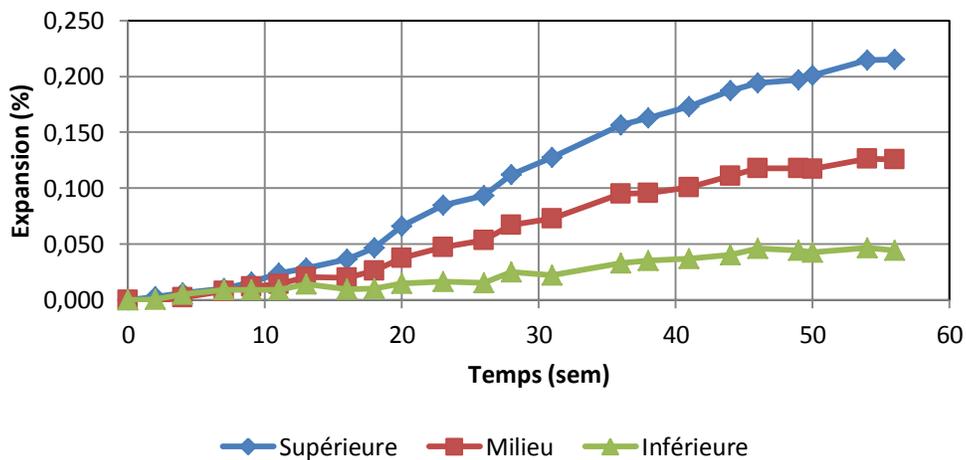
La Figure 72B présente les courbes d'expansion verticale moyenne mesurées pour les différentes zones de plots de 1 m situées sur la face de côté de la dalle 2-R3. Ainsi, l'expansion verticale C à E est obtenue en prenant la moyenne des valeurs d'expansion obtenues entre les plots 1 et 3 des rangées C, D et E de la face de côté (voir Figure 55). Il est ainsi possible de remarquer que l'expansion présente des variations le long de la dalle variant de 0,134% à 0,211%. De plus, l'expansion verticale près des extrémités de la dalle est inférieure à celle mesurée au centre, ce qui démontre l'influence des barres d'armature recourbées aux extrémités des dalles.

Il est intéressant de noter que l'expansion transversale mesurée sur la face d'extrémité de la dalle est influencée par la présence des barres d'armature recourbées qui remonte environ jusqu'à la mi-hauteur de la dalle. Ainsi, tel que visible sur la Figure 72C, l'expansion est restreinte jusqu'à la hauteur de remontée des barres, variant de 0,004% à la base, 0,027% au milieu et 0,188% au sommet de la face.

L'expansion longitudinale sur la face du dessus du corps d'épreuve est importante, et ce peu importe l'endroit où elle est évaluée, comme le démontre

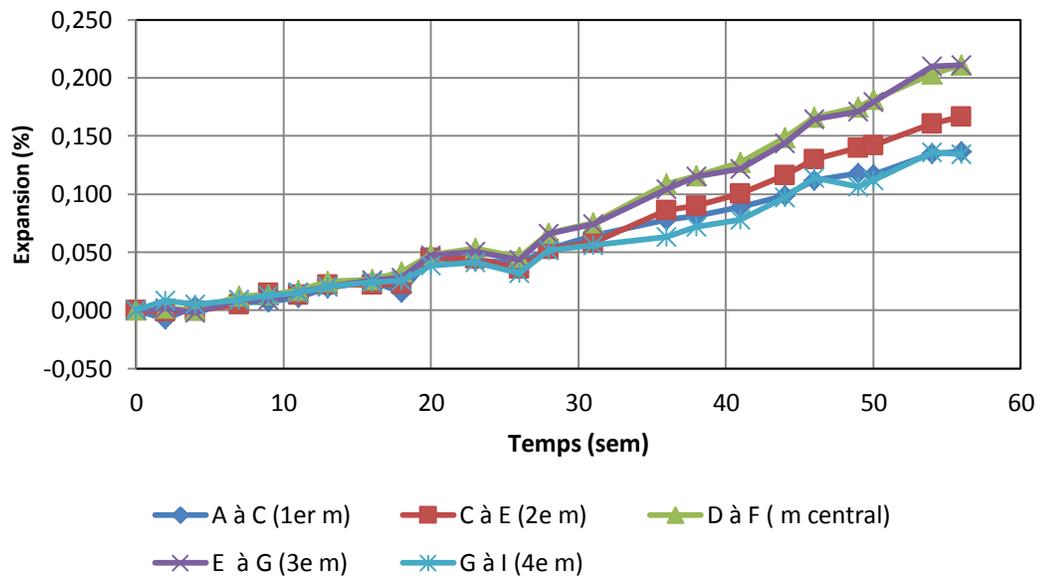
la Figure 72D. Celle-ci varie donc de 0,218 à 0,299%. Il est à noter que le niveau d'expansion atteint par chaque corps d'épreuve de la 2^{ème} série (i.e. pour la réalisation des essais structuraux) est considéré comme étant l'expansion longitudinale moyenne centrale en surface des dalles ; ainsi, le niveau d'expansion de la dalle 2-R3 est de 0,234%, i.e. D à F (m central) à la Figure 72D et au Tableau 13.

Les expansions maximales ont été mesurées de façon transversale sur la face supérieure des corps d'épreuve. En effet, comme le démontre la Figure 72E, des expansions de près de 0,7% s'y sont développées. Ces importantes expansions peuvent s'expliquer par le fait que cette zone des corps d'épreuve est peu ou pas affectée par l'effet de confinement de l'armature en semelle, et ce encore moins de façon transversale puisqu'il n'y a pas d'étriers à l'intérieur des dalles.

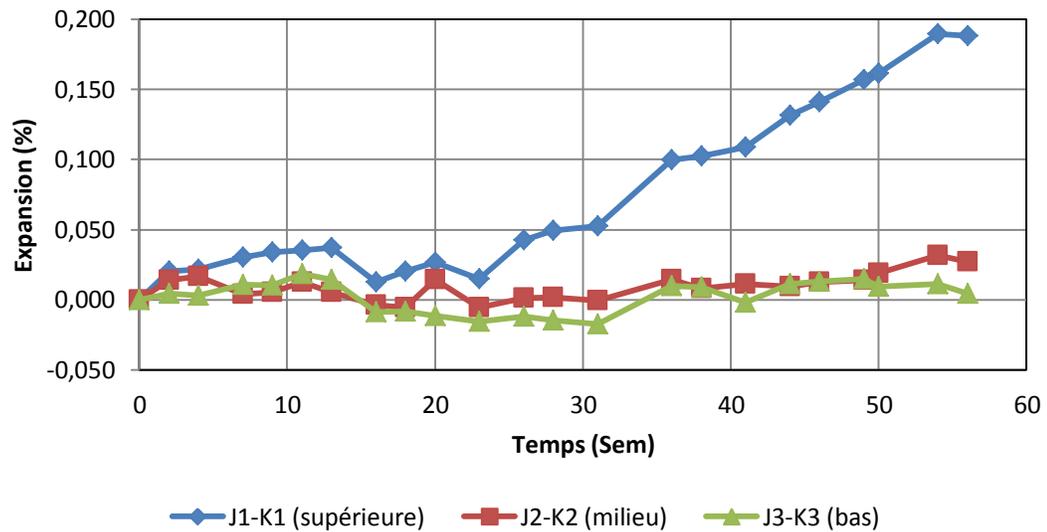


A) Expansion longitudinale moyenne, face de côté de la dalle 2-R3.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

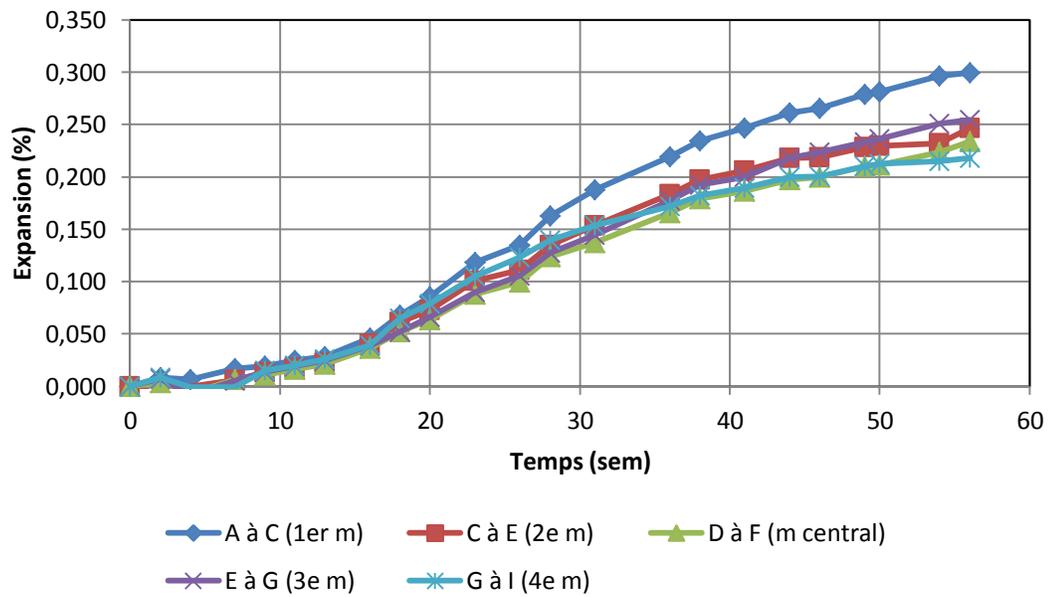


B) Expansion verticale moyenne, face de côté de la dalle 2-R3

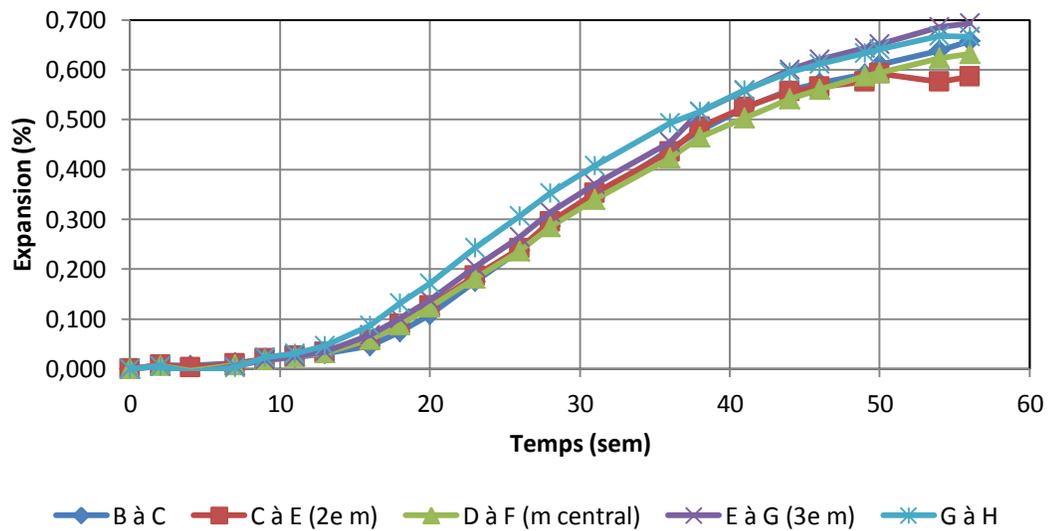


C) Expansion transversale moyenne, face d'extrémité de la dalle 2-R3.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

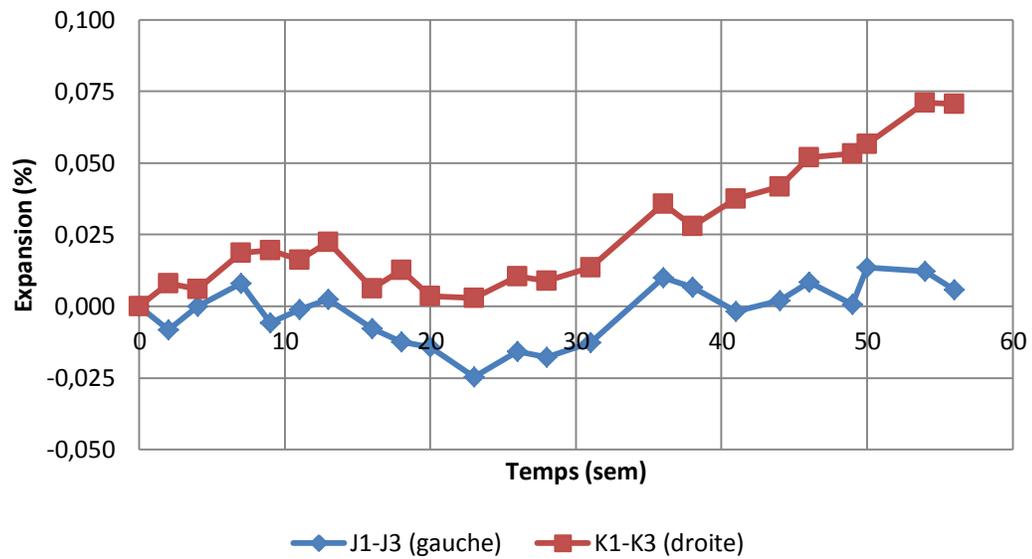


D) Expansion longitudinale moyenne, face du dessus de la dalle 2-R3.



E) Expansion transversale moyenne, face du dessus de la dalle 2-R3

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



F) Expansion verticale moyenne, face d'extrémité de la dalle 2-R3.

Figure 72 : Résultats d'expansion moyenne (%) pour la dalle 2-R3 (voir Figure 55 pour la position des différentes zones de mesures).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 13 : Mesures d'expansion moyenne (%), à échéance, selon les différentes faces et orientations pour chacune de dalles de la série 2.

Vue	Orientation de l'expansion	Dalle	2-R1	2-R2	2-R3	2-NR
		Temps à échéance (sem)	78	80	56	80
Face	Longitudinale	Supérieure	0,179	0,191	0,215	0,004
		Milieu	0,106	0,121	0,125	0,000
		Inférieure	0,025	0,052	0,044	-0,003
	Verticale	A à C (1er m)	0,093	0,228	0,137	0,009
		C à E (2e m)	0,065	0,211	0,166	0,012
		D à F (m central)	0,073	0,192	0,211	0,012
		E à G (3e m)	0,091	0,177	0,211	0,011
G à I (4e m)	0,084	0,170	0,134	0,015		
Extrémité	Transversale	J1-K1 (supérieure)	0,164	0,170	0,188	0,002
		J2-K2 (milieu)	0,088	0,082	0,027	-0,005
		J3-K3 (bas)	0,021	0,018	0,004	0,001
	Verticale	J1-J3 (gauche)	0,060	0,049	0,006	0,016
		K1-K3 (droite)	0,107	0,052	0,071	0,000
Dessus	Longitudinale	A à C (1er m)	0,261	0,264	0,299	0,009
		C à E (2e m)	0,234	0,225	0,246	0,010
		D à F (m central)	0,224	0,196	0,234	0,007
		E à G (3e m)	0,187	0,229	0,255	0,008
		G à I (4e m)	0,271	0,272	0,218	0,011
	Transversale	B à C	0,496	0,625	0,658	0,021
		C à E (2e m)	0,477	0,679	0,586	0,013
		D à F (m central)	0,469	> 0,442*	0,633	0,010
		E à G (3e m)	0,469	0,729	0,693	0,010
		G à H	0,775	0,636	0,666	0,010

* La course maximale de l'extensomètre a été atteinte. L'expansion est probablement supérieure à cette valeur.

Le Tableau 13 présente les valeurs d'expansion moyennes, à échéance, pour chacune des dalles de la série 2. Il est à noter qu'un astérisque (*) signifie que la distance entre les sections de plots était supérieure à la course de l'extensomètre. Ainsi, la valeur marquée d'une étoile correspond au dernier niveau d'expansion mesuré et l'expansion réelle est probablement supérieure à cette dernière.

Il est possible de tirer sensiblement les mêmes conclusions que celles obtenues à l'aide des graphiques d'expansion de la dalle 2-R3 pour toutes les dalles réactives. En effet, l'expansion devient de plus en plus importante vers le sommet des dalles, ce qui peut s'expliquer par l'effet de confinement créé par la présence des barres d'armature en semelle des corps d'épreuve. Ainsi, autant l'expansion transversale que longitudinale augmente en se déplaçant vers le sommet des dalles où le comportement s'apparente à une expansion libre.

Aussi, bien que les dalles aient été conservées dans les mêmes conditions environnementales, les expansions montrent une certaine variabilité d'une dalle à une autre. C'est en effet le cas, par exemple, pour l'expansion verticale mesurée sur la face de côté des dalles. Ce phénomène pourrait être expliqué par la position des dalles à l'intérieur de la chambre environnementale puisque cette variation a également été observée pour la première série de dalles. Une autre explication pourrait être la variabilité inhérente au phénomène de la RAS qui peut parfois être très hétérogène.

Les résultats d'expansion obtenus pour la dalle non réactive 2-NR démontrent très bien que le nitrate de lithium a bien joué son rôle d'agent de prévention de la RAS. Il a réussi à restreindre l'expansion à un niveau nul ou bien négligeable.

5.1.4 Manifestation de l'expansion

Il est possible de comprendre, à l'aide de la Figure 73, que l'expansion causée par la RAS à l'intérieur des dalles vient les déformer de manière à les transformer d'un prisme rectangulaire à un prisme trapézoïdal où la plus petite base est en semelle puisque celle-ci ne subit pas d'expansion.

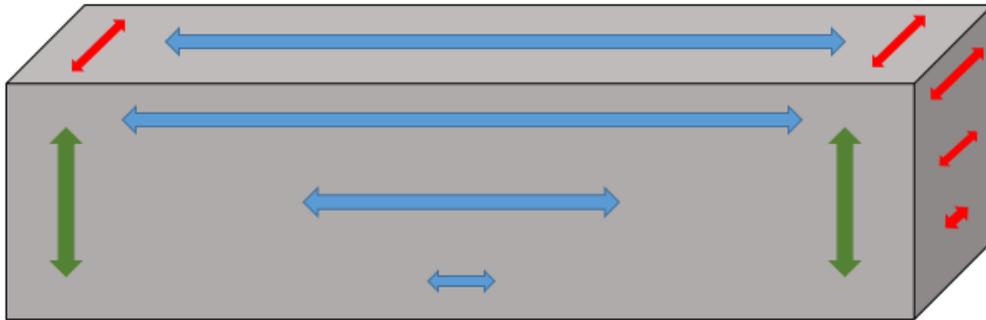


Figure 73 : Représentation de l'expansion causée par la RAS.

Ce gonflement du béton se traduit par une microfissuration au cœur du béton et de la macrofissuration en surface qui est aisément visible à l'œil nu, comme le démontre la Figure 74. Cette fissuration est parfois accompagnée d'exsudation d'un produit de réaction blanchâtre, mais les endroits où ce phénomène se produit sont très localisés. Ceci démontre que la méthode de conditionnement utilisée était très appropriée puisque peu de lessivage s'est produit sur les surfaces des corps d'épreuve.

L'ouverture des « macrofissures » retrouvées sur les surfaces des corps d'épreuves variait entre $< 0,1$ mm et 2 mm. La fissuration a aussi été tracée à l'aide de marqueur noir afin de mieux distinguer les fissures préexistantes de celles créées lors des essais structuraux. Leur ouverture a aussi été mesurée et indiquée (*post-ité*) à côté de chacune des fissures. Cette méthode a aussi pour avantage d'illustrer l'étendue du motif de fissuration développé sur les corps d'épreuve (e.g. Figure 75 et Figure 76).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

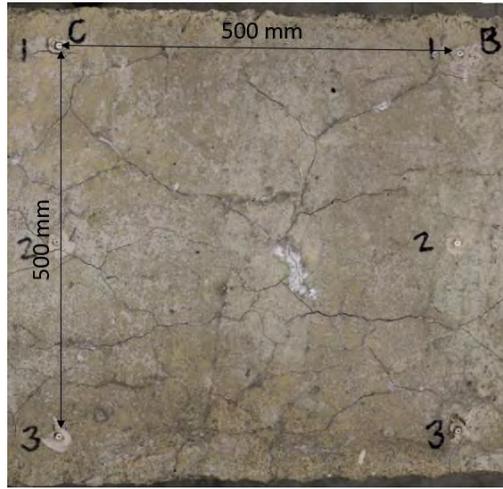


Figure 74 : Fissuration en surface de la dalle 2-R3.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



Figure 75 : Fissuration tracée et mesurée sur la face supérieure de la dalle 2-R3.



Figure 76 : Fissuration tracée sur la face de côté de la dalle 2-R3.

Les motifs de fissuration présents sur les échantillons corroborent les résultats d'expansion, c'est-à-dire qu'une fissuration plus importante est présente sur la face supérieure des corps d'épreuve. De plus, la face de côté montre plus de fissuration au sommet qu'à la base.

5.2 Mesures d'expansion des dalles épaisses (Fibre optique)

5.2.1 Série 2

Tel que mentionné au Chapitre 4, seule la seconde série de dalles a été instrumentée à l'aide de capteurs à fibre optique (Figure 53). Les valeurs de déformation obtenues lors de la phase de conditionnement sont présentées aux Figure 77 et Figure 78. Il est important de mentionner que ces valeurs correspondent à la déformation brute exprimée en millimètre et non en pourcentage.

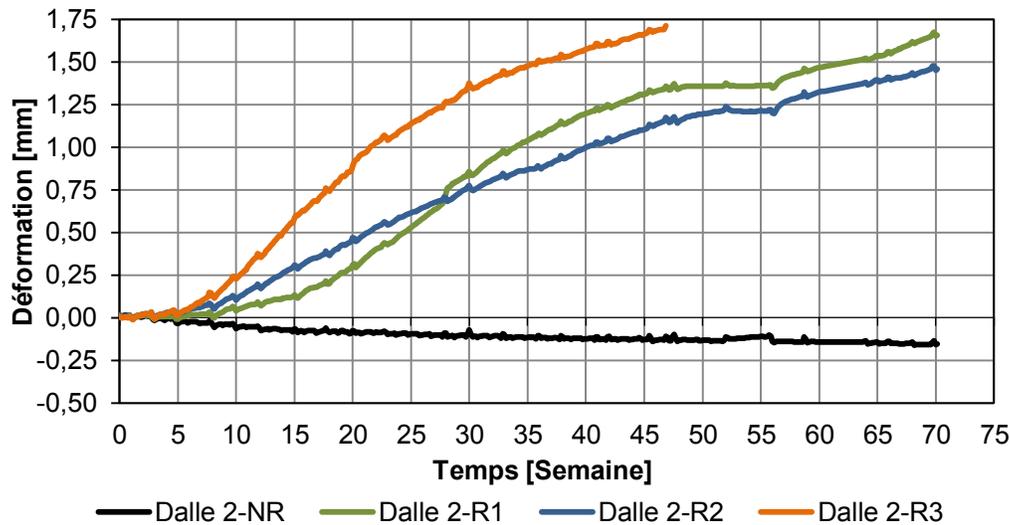


Figure 77 : Déformation (mm) longitudinale mesurée à l'aide des capteurs à fibre optique [mm] installés sur la face supérieure des dalles de la 2^{ème} série.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

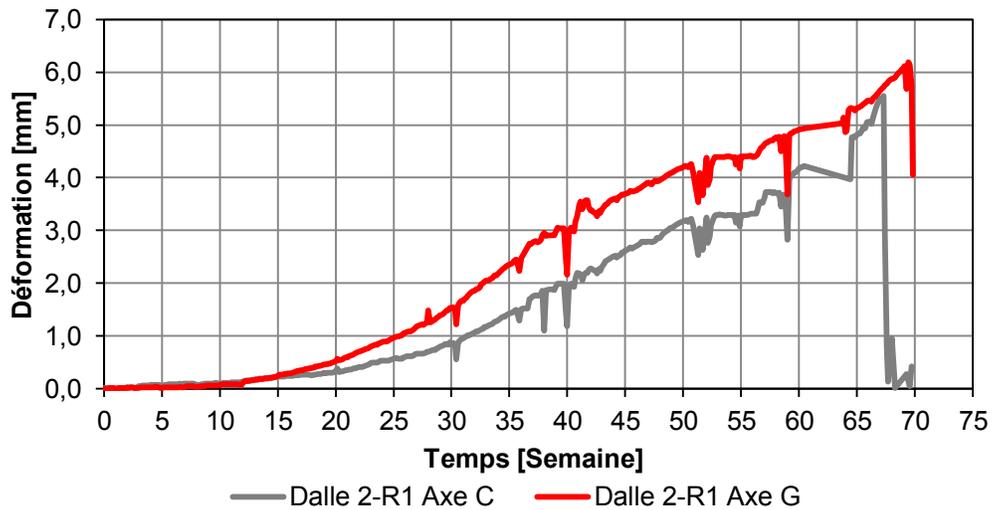


Figure 78 : Déformation (mm) transversale mesurée à l'aide des capteurs à fibre optique [mm] installés sur la face supérieure des dalles de la 2^{ième} série.

Globalement, les valeurs de déformation obtenues à l'aide des capteurs à fibre optique progressent dans le même sens que celles mesurées à l'aide des plots de surface. La Figure 79 présente les courbes correspondant aux mesures des fibres optiques, mais cette fois converties en pourcentage.

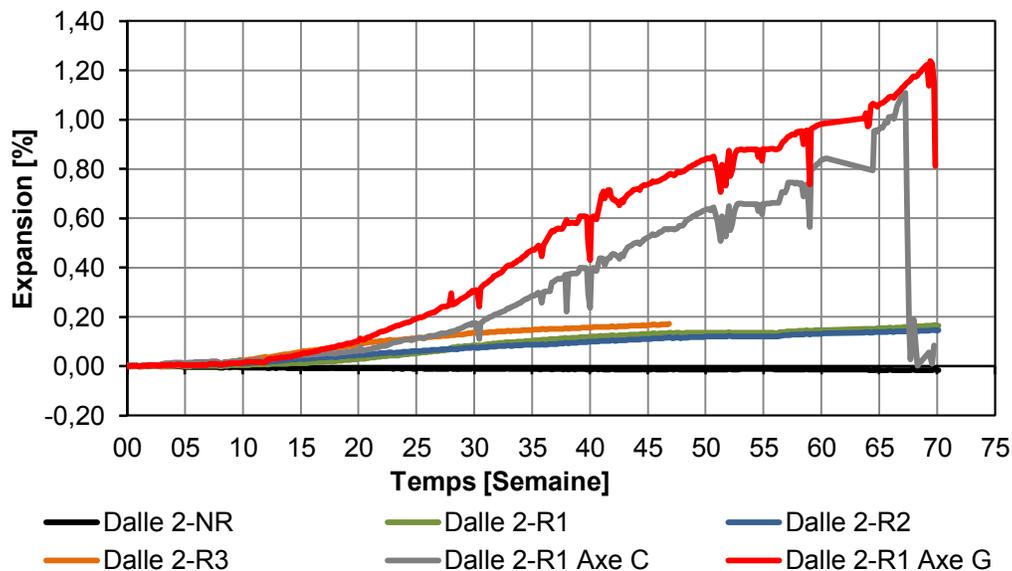


Figure 79 : Expansion (%) mesurée à l'aide des capteurs à fibre optique [%] installés sur la face supérieure des dalles de la 2^{ème} série (Axes C et G : mesures transversales; autres courbes : mesures longitudinales).

Tel qu'observé avec les plots, l'expansion transversale (Axes C et G) est largement supérieure à l'expansion longitudinale due à la présence des barres d'armature qui créent un confinement de la section.

5.3 Mesures d'expansion des dalles épaisses (jauges de déformation)

5.3.1 Jauges noyées au béton

5.3.1.1 Série 2

Les données d'expansion obtenues à partir des jauges de déformation installées au sein des dalles de la série 2 n'ont malheureusement pas été concluantes. L'expansion obtenue varie entre 0,58% à 1,98% pour les jauges positionnées à mi-hauteur de la poutre, alors que toutes les jauges

positionnées dans la partie supérieure des corps d'épreuve ont indiqué une expansion supérieure à 2%, et ce, plusieurs mois avant la fin du conditionnement. La Figure 80 illustre les résultats issus des jauges noyées pour la dalle 2-R2. Le lecteur est prié de se référer à la Section 4.5.2 pour plus de détails sur la signification de la légende

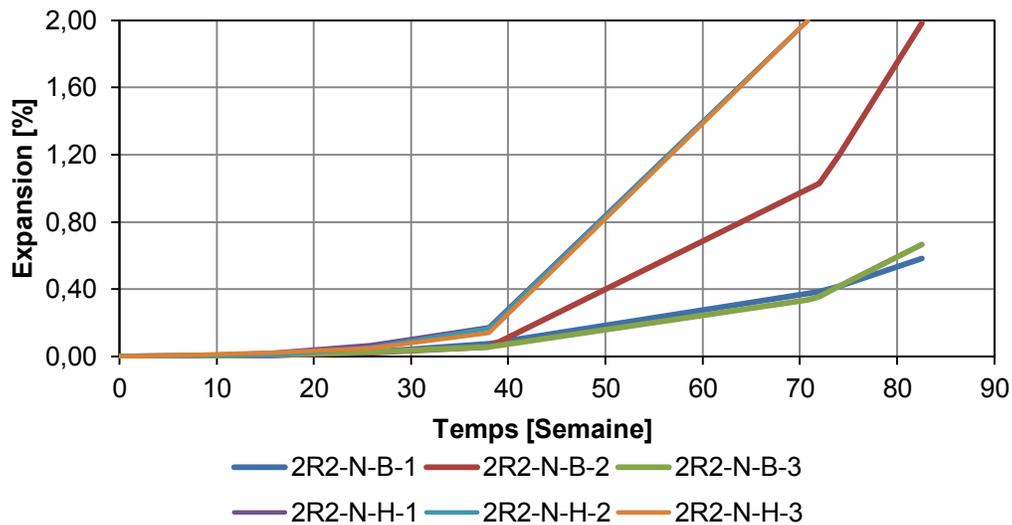


Figure 80 : Expansion mesurée à l'aide des jauges noyées au béton (N : jauge noyée; B : jauge du bas; H : jauge du haut - Figure 56).

Ces valeurs ne sont pas surprenantes dans le cas des jauges supérieures puisque la dalle n'est plus considérée comme homogène et élastique dû aux nombreuses fissures. En effet, dès que la jauge est traversée par une fissure, l'expansion mesurée localement par cette dernière s'en trouve largement affectée comparativement à la méthode des plots où l'impact de la fissure est pris en compte de manière plus globale. De plus, considérant la faible longueur des fils de jauges, ceux-ci ont dû être entreposés dans les mêmes conditions que les dalles. Malgré que les embouts aient été protégés dans des contenants théoriquement hermétiques, l'humidité a quand même réussi à s'y introduire, engendrant ainsi l'oxydation très importante de l'embout des fils.

5.3.2 Jauges de déformation fixées aux barres d'armature

5.3.2.1 Série 1

Les données d'expansion des jauges de déformation installées au sein des dalles de la série 1 n'ont malheureusement pas été concluantes. L'environnement auquel étaient soumises les jauges était très agressif et ces dernières n'étaient de toute évidence pas adaptées à ce type d'application. C'est pourquoi aucun résultat concernant ce type d'instrumentation n'est présenté pour la série 1. Des modifications ont néanmoins été apportées pour la deuxième série de dalles.

5.3.2.2 Série 2

Tel que discuté au Chapitre 4, la seconde série de dalles a été instrumentée à l'aide de jauges collées et soudées. Les figures ci-dessous (Figure 81 à Figure 84) présentent les valeurs de déformation longitudinale des barres d'armature de flexion en fonction du temps pour la seconde série de dalles. Pour plus de détails sur les jauges, se référer à la Section 4.4.3.2.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

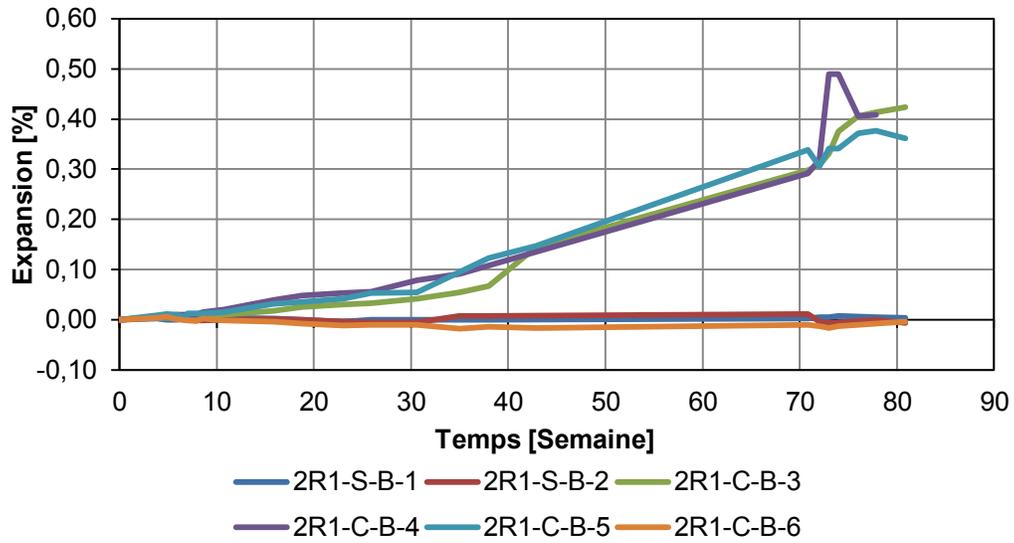


Figure 81 : Déformation d'une barre d'armature située en bordure (B) du lit d'armature longitudinale de la dalle 2-R1 (S : jauge soudée; C : jauge collée; positions 1 à 6 le long de la barre – Figure 57).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

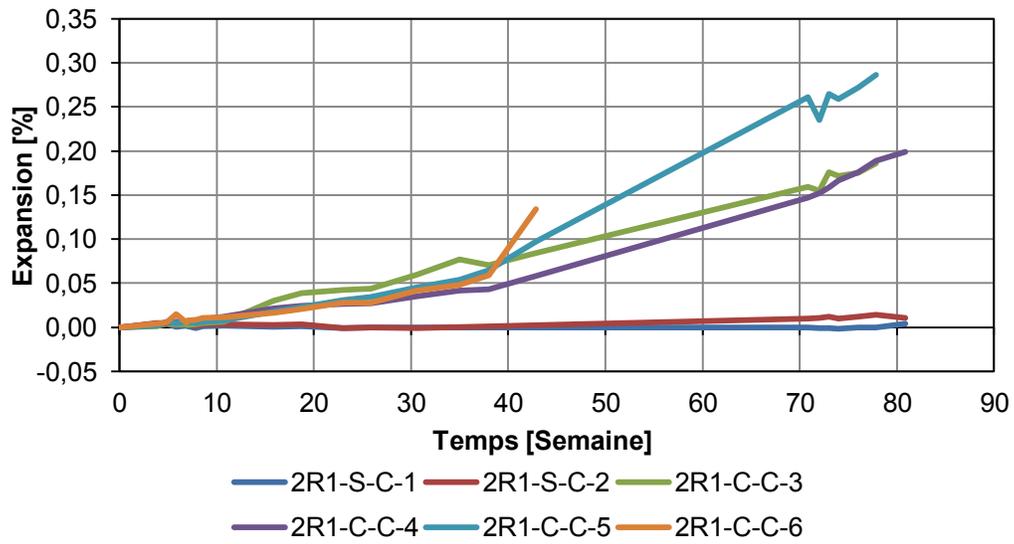


Figure 82 : Déformation d'une barre d'armature située au centre (C) du lit d'armature longitudinale de la dalle 2-R1 (S : jauge soudée; C : jauge collée; positions 1 à 6 le long de la barre – Figure 57).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

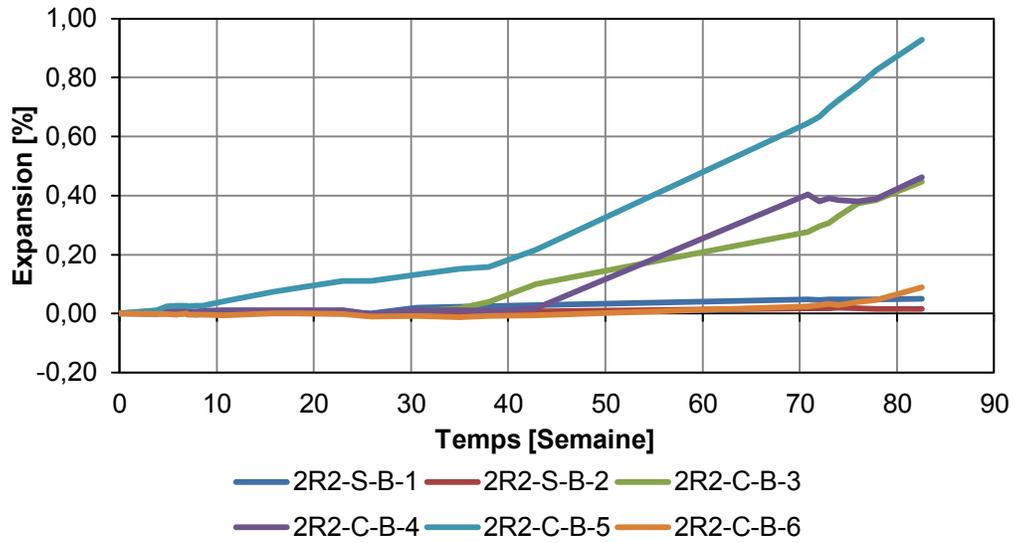


Figure 83 : Déformation d'une barre d'armature située en bordure (B) du lit d'armature longitudinale de la dalle 2-R2 (S : jauge soudée; C : jauge collée; positions 1 à 6 le long de la barre – Figure 57).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

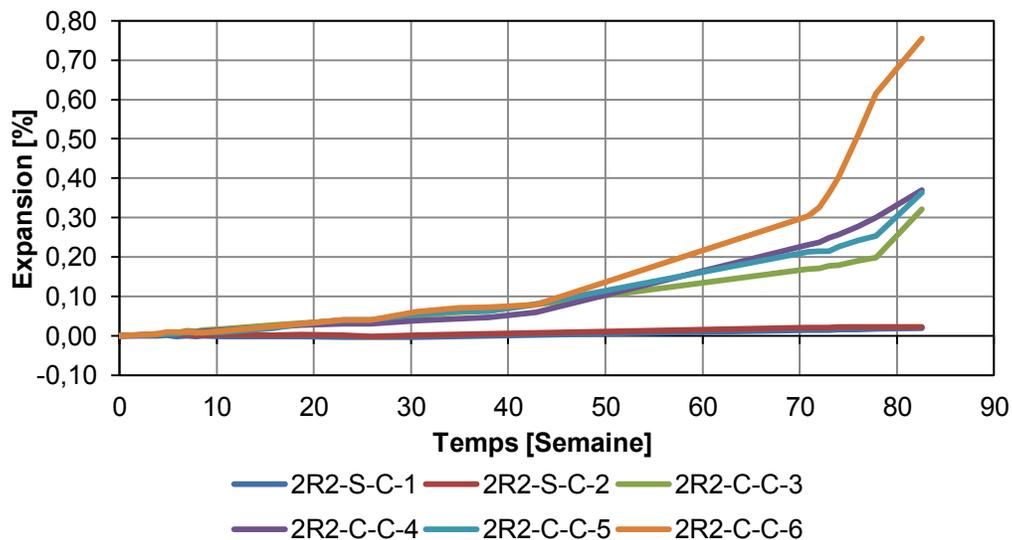


Figure 84 : Déformation d'une barre d'armature située au centre (C) du lit d'armature longitudinale de la dalle 2-R2 (S : jauge soudée; C : jauge collée; positions 1 à 6 le long de la barre – Figure 57).

Les valeurs de déformations présentées dans les quatre (4) figures précédentes montrent que celles-ci sont largement supérieures pour les jauges collées (0.2% à 0.75%) que pour les jauges soudées (-0,01 à 0,05%).

Sans même faire d'analyse poussée, il apparaît que les valeurs issues des jauges collées ne représentent pas la réalité. En effet, les valeurs d'expansion obtenues selon cette méthode sont largement supérieures à celles mesurées avec les plots sur le dessus des dalles les plus réactives. Une simple comparaison entre l'endommagement visuel observé dans le haut et au niveau des barres d'armature de la dalle permet de rejeter ces mesures (Figure 85).

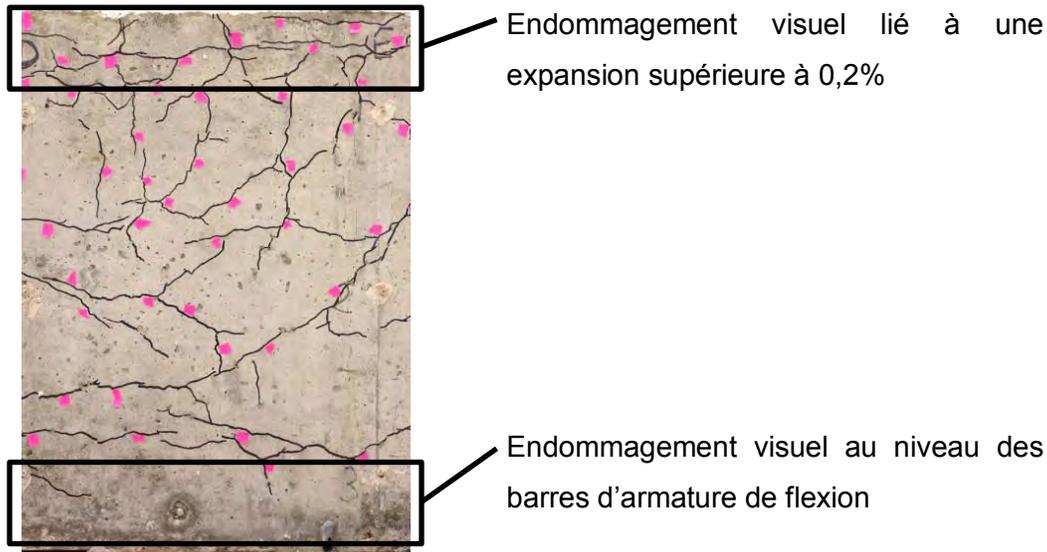


Figure 85 : Comparaison entre l'endommagement visuel dans la section supérieure de la dalle 2-R2 et au niveau des barres d'armature longitudinale situées à la base.

L'endommagement apparent dans la section supérieure de la dalle correspond à une expansion supérieure à 0,2%. En comparaison, la section près des barres d'armature présente un niveau d'endommagement visuel très minime. Il est donc fortement improbable que l'expansion mesurée à ce niveau varie entre 0,2% et 0,75%. L'hypothèse qui a été avancée pour expliquer les valeurs « erratiques » obtenues pour les jauges noyées, soit une déformation locale très élevée due à la présence de fissures dans la plage de lecture, est par conséquent improbable, car seules les jauges collées semblent affectées.

Les principales hypothèses qui permettent d'expliquer ce constat sont les suivantes. La première hypothèse est que les jauges collées, bien que résistantes à l'eau, ne sont pas conçues pour une exposition prolongées dans un milieu humide et fortement basique. Selon le fabricant, ces jauges collées peuvent résister à 100 heures d'utilisation immergée à une pression de 10 MPa. Pour les différentes dalles, les pressions internes sont plus faibles

que cette valeur; toutefois, la durée de contact avec le milieu humide est largement supérieure à la limite de temps. Le milieu fortement basique du béton a également pu jouer un rôle en endommageant cette barrière protectrice. Les jauges soudées, pour leur part, sont conçues de manière à être encapsulées dans un feuillet d'acier inoxydable, créant ainsi une barrière protectrice durable. L'environnement basique (pH élevé) a également créé une protection naturelle contre la rouille, ce qui est bénéfique pour les lectures à long terme.

La seconde hypothèse réside dans la qualité de la gaine protectrice ou de la membrane de protection utilisée avec les jauges collées. Un simple examen visuel permet de confirmer que la qualité des gaines n'est pas la même pour les deux modèles de jauge (Figure 86).

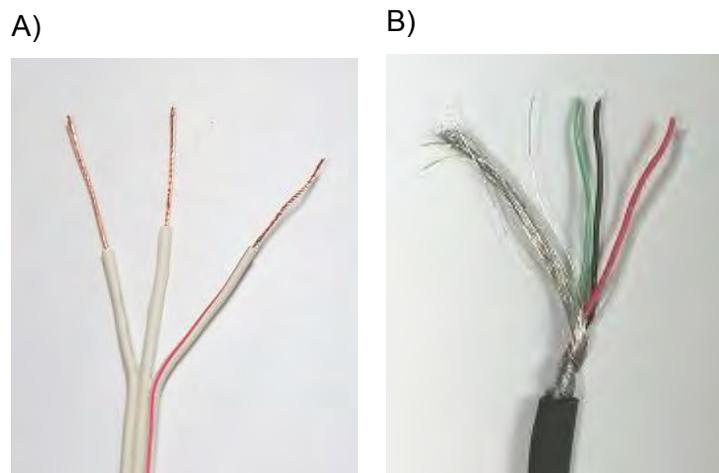


Figure 86 : Gaines protectrices pour les fils de jauges de déformations collées (A) et soudées (B).

La gaine protectrice des jauges collées est en effet composée d'une mince couche vinyle, alors que le recouvrement des fils de jauges soudées est composé d'une gaine extérieure en polyéthylène suivi d'un enrobage de fils d'acier, une pellicule imperméable (pellicule non visible à la Figure 86b) ainsi que d'une autre protection en plastique autour des fils en cuivre. Lors de la

mise en place du béton, de sa consolidation ou bien lors de toutes autres manipulations, les gaines ainsi que les jauges collées auraient pu être endommagées, permettant ainsi à l'humidité de s'infiltrer autour des câbles, créant ainsi de la corrosion/oxydation. Cela a pour effet d'augmenter la résistivité du système, ce qui est perçu par le lecteur Vishay comme étant une augmentation de l'expansion.

5.4 Comparatif entre les méthodes

5.4.1 Plots d'expansion et Fibre optique

Les Figure 87 et Figure 88 présentent un comparatif entre les courbes d'expansion moyenne obtenues à partir des jauges à fibre optique et des plots de déformation se trouvant physiquement près de ces jauges. Cette analyse comparative est effectuée afin de valider si les deux méthodes sont équivalentes. Un décalage de huit (8) semaines est présent pour les valeurs provenant des capteurs à fibre optique, car ceux-ci ont été installés tardivement dans le projet.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

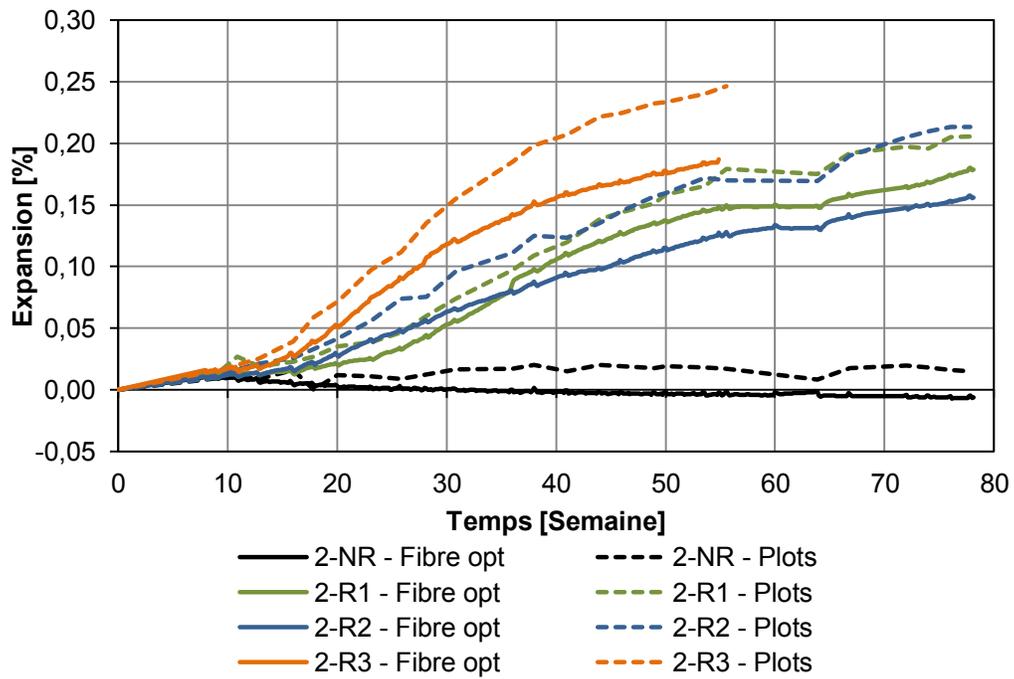


Figure 87 : Expansion longitudinale issue des capteurs à fibre optique ainsi que des plots situés à proximités de ces capteurs (dalles série 2).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

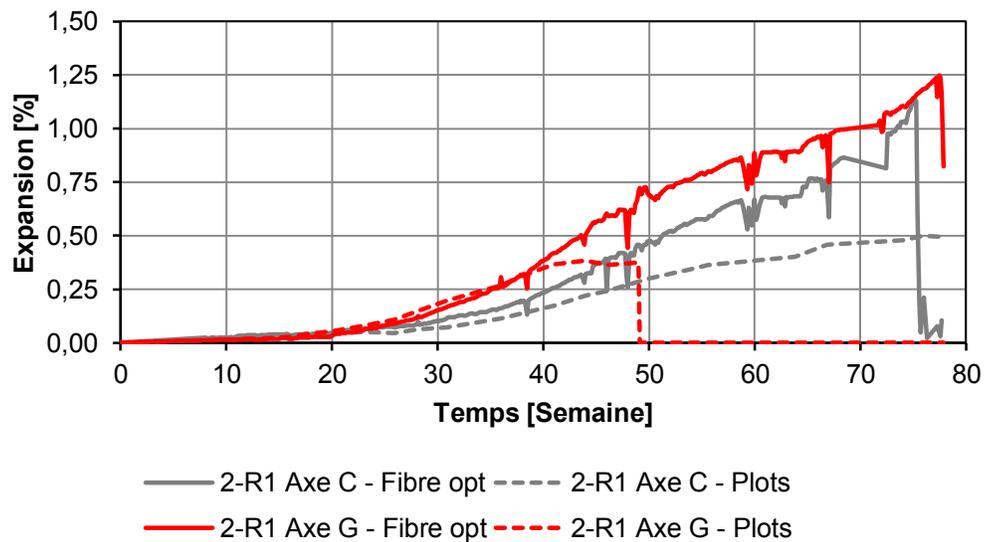


Figure 88 : Expansion transversale issue des capteurs à fibre optique ainsi que des plots situés à proximité de ces capteurs (dalles série 2).

À la Figure 88, l'expansion mesurée à l'aide des plots au niveau de l'axe G a été interrompue à la fin avril 2014, car la limite de la course du comparateur utilisé avait été atteinte. Les valeurs d'expansion obtenues avant cette date permettent quand même de déceler une même tendance expansive le long de cet axe, de même que le long de l'axe C.

Une différence d'expansion entre les deux méthodes est clairement identifiable. Les capteurs à fibre optique positionnés en direction longitudinale enregistrent des valeurs d'expansion inférieures à celles issues des plots, alors que les capteurs transversaux enregistrent des valeurs largement supérieures à celle des plots. On rappelle ici que les capteurs à fibre optique donnent de l'information en continu alors que les déformations associées aux mesures manuelles effectuées à partir des plots sont obtenues de façon ponctuelle dans le temps. Il y a lieu de noter également que le positionnement des plots longitudinaux permet une mesure d'expansion sur 1500mm alors que la fibre optique ne permet une mesure que sur 1000mm. Pour leur part, les

plots transversaux sont espacés de 500mm, soit la même portée que la fibre optique; toutefois, ils ne sont pas positionnés au même endroit, tel que présenté à la Figure 89.

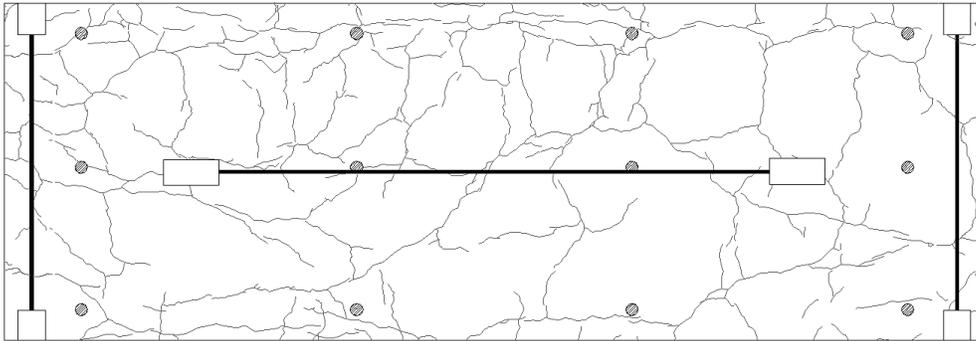


Figure 89 : Positionnement typique des plots d'expansion et de la fibre optique sur la face supérieure d'une dalle. La distance entre les plots est de 500 mm dans la direction longitudinale et 250 mm dans la direction transversale.

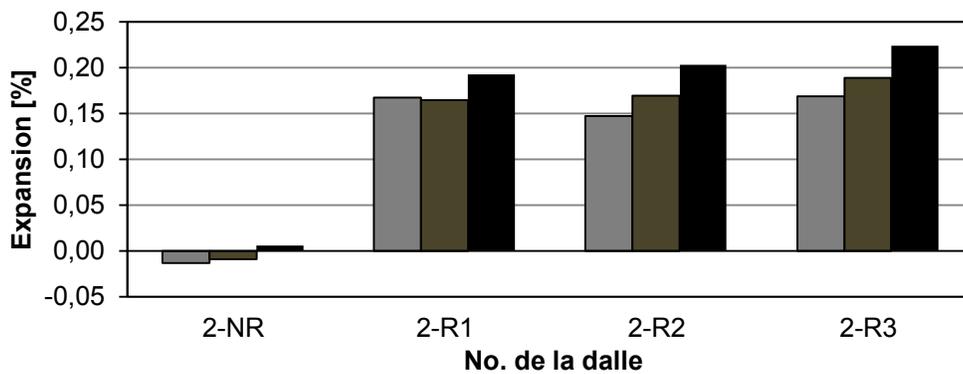
Les plots fournissent donc de l'information sur une distance globalement plus importante et à une position légèrement différente. Étant donné l'hétérogénéité de l'expansion et la différence entre la localisation des plots et des capteurs à fibre optique, il était prévisible que les deux techniques de mesure engendrent des valeurs d'expansion différentes. Par ailleurs, il est probable que certaines fissures d'importance se développent à l'extérieur de la plage de lecture des capteurs à fibre optique ou de la plage de lecture des plots, expliquant les variations observées. Afin de valider cette hypothèse, une analyse sommaire a été réalisée en tenant compte de la présence des fissures dans les zones exclues de la plage de mesure des capteurs à fibre optique en direction longitudinale. Ces expansions supplémentaires ont été ajoutées à celles mesurées par la fibre optique longitudinale puis comparées aux résultats issus des plots. Le Tableau 14 ainsi que la Figure 90 présentent un résumé des résultats pour les dalles.

Tableau 14 : Expansion en direction longitudinale obtenue à partir des capteurs à fibre optique, avant et après ajustement pour les fissures exclues du champ de lecture.

Paramètres		2-NR ¹	2-R1 ¹	2-R2 ¹	2-R3 ²
Fissures captées par la fibre optique (1000mm)	[mm]	-0,13	1,67	1,48	1,69
Fissures exclues par la fibre optique (500mm)	[mm]	0,00	0,80	1,07	1,15
Ouverture totale des fissures (1500mm)	[mm]	-0,13	2,47	2,54	2,83
Expansion (fibre optique + fissures)	[%]	-0,01%	0,25%	0,25%	0,28%

¹ En date du 5 Novembre 2014

² En date du 19 Mai 2014



- Expansion selon les fissures captées par la fibre optique
- Expansion selon les fissures captées par la fibre optique et ajustée en fonction des fissures exclues par la mesure
- Expansion issue de la mesure entre les plots

Figure 90 : Expansion longitudinale des dalles mesurée sur la face supérieure issue des capteurs à fibre optique, des capteurs à fibre optique avec ajustement et entre les plots.

Cet exercice montre que les ajustements réalisés diminuent la différence entre les lectures pour deux (2) des trois (3) dalles réactives. Cette amélioration est

toutefois limitée et ne permet pas d'expliquer entièrement la différence entre les méthodes.

Une partie des écarts peut également être attribuable au dispositif de fixation utilisé afin de fixer les fibres optiques à l'élément de béton. Ce dispositif est constitué d'une plaque visée dans l'élément de béton à l'aide de vis et de chevilles en plastique. La fibre optique est ensuite disposée sur cette plaque et retenue à l'aide d'un boulon qui maintient le tout par serrage. La Figure 91 présente une vue en coupe de ce système d'attache.

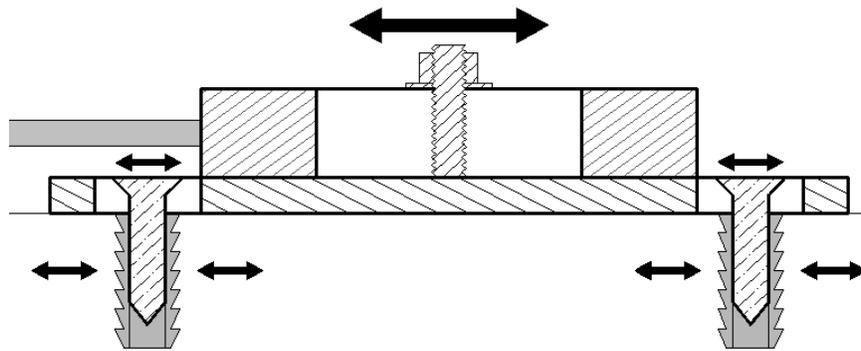


Figure 91 : Vue en coupe du système d'attache pour les capteurs à fibre optique.

La flexibilité des chevilles en plastique, la présence marquée de rouille sur la plaque d'appuis ainsi que le glissement possible entre la dalle, la plaque et la fibre optique sont toutes des causes pouvant contribuer à expliquer les différences entre les lectures. Les plots étant insérés dans la portion superficielle de béton au sommet des dalles, les expansions sont donc associées aux mouvements en peau qui peuvent varier selon la zone de mesure.

Bien que les deux approches donnent des tendances d'expansion semblables, il est préférable de mesurer l'expansion à l'aide des plots car ils permettent d'obtenir un patron d'expansion bien plus global, à moins d'équiper les dalles d'une quantité importante de systèmes à fibre optique.

5.4.2 Plots d'expansion et jauges de déformation

Le positionnement des plots sur les faces de la poutre a été réalisé de manière à centrer les marqueurs sur l'axe vertical, soit sur la hauteur du corps d'épreuve. Ces hauteurs ne coïncident donc pas avec la position des barres d'armature. La Figure 92 montre le positionnement réel des plots et des barres d'armature au sein de l'élément.

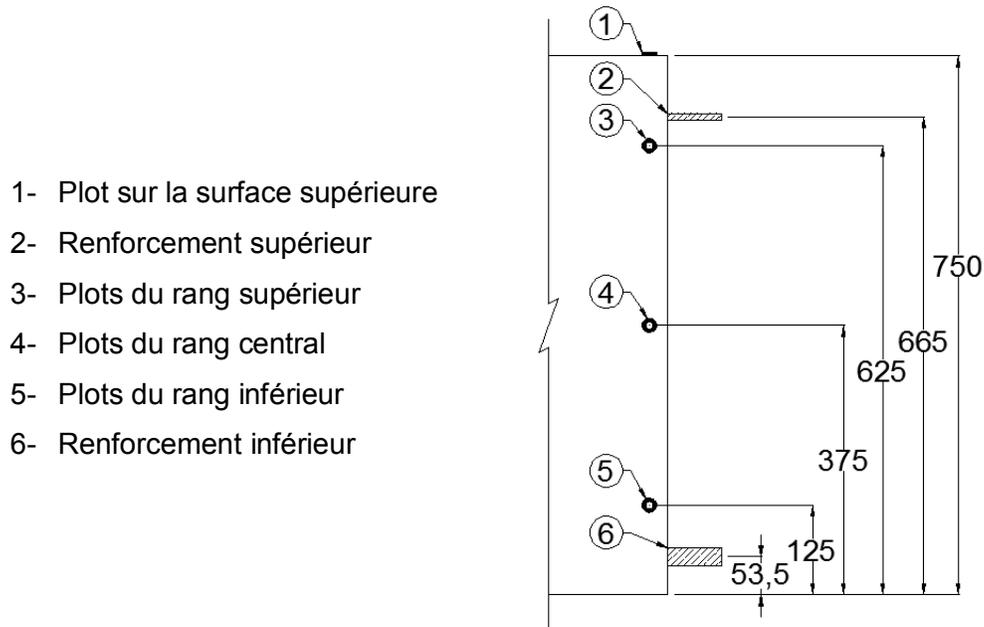


Figure 92 : Comparaison entre le positionnement des plots et de barres d'armature.

Tel que mentionné précédemment, les plots ne sont pas installés de manière à mesurer directement l'expansion sur les rangs d'armature supérieur et inférieur. En posant l'hypothèse que les surfaces planes restent planes, il devient possible d'utiliser une interpolation linéaire afin d'estimer les valeurs d'expansion longitudinale au niveau de ces rangs d'armature. Dans le but de valider cette hypothèse, les valeurs d'expansion finales (moyenne sur la longueur de la dalle) mesurées à l'aide des plots en fonction de la hauteur des plots sont présentées aux Figure 93 et Figure 94.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

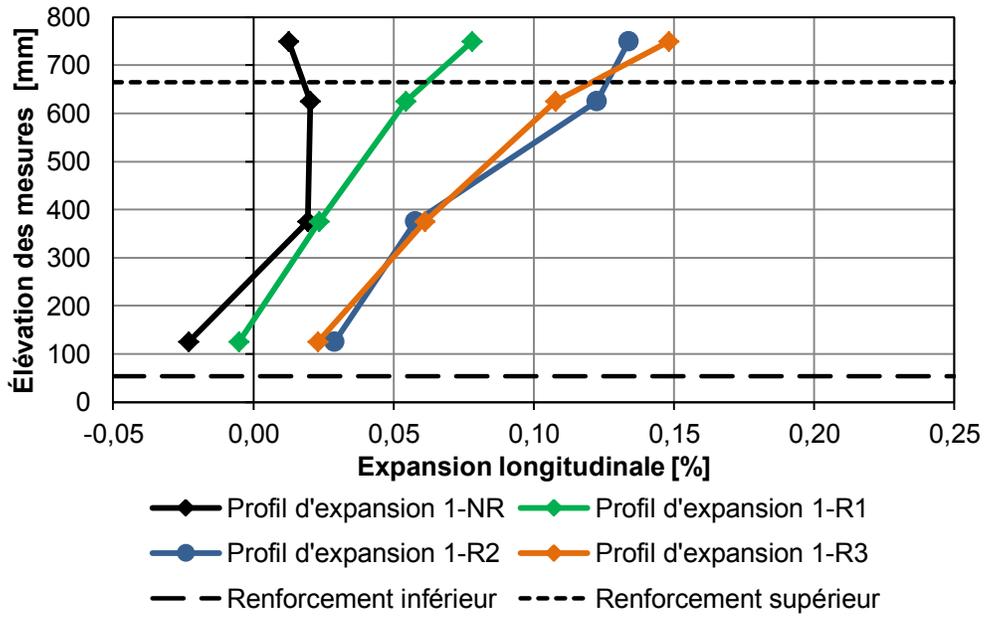


Figure 93 : Profil d'expansion moyenne mesurée à l'aide des plots (direction longitudinale) pour la première série de dalles.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

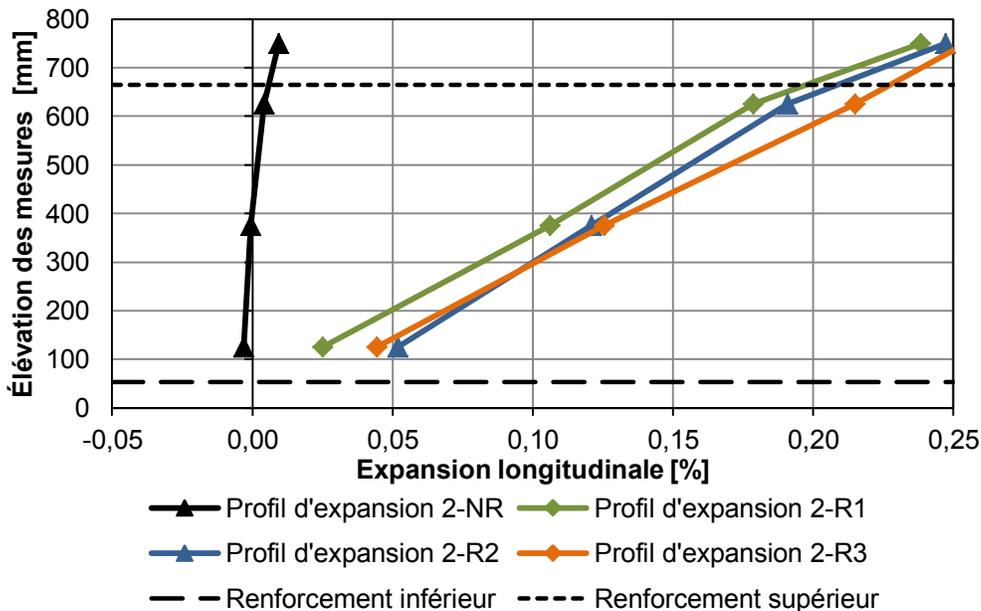


Figure 94 : Profil d'expansion moyenne mesurée à l'aide des plots (direction longitudinale) pour la seconde série de dalles.

Tel qu'il est possible d'observer sur les figures précédentes, une augmentation d'expansion fort semblable et relativement linéaire a été obtenue en fonction de l'élévation pour les différents corps d'épreuve d'une même série, ce qui confirme l'hypothèse posée précédemment. Seule la dalle 1-NR présente un profil parabololoïde.

Étant donné que les profils d'expansion ne sont pas parfaitement linéaires, un estimé de l'expansion du corps d'épreuve au niveau des rangs d'armature a été déterminé à l'aide des mesures sur les plots positionnés les plus près des barres d'armature (direction longitudinale). Ainsi, l'expansion du corps d'épreuve au niveau du lit d'armature supérieur a été obtenue par interpolation des mesures des plots situés sur la surface supérieure ainsi qu'au rang supérieur de la face de côté. L'expansion au niveau du lit d'armature inférieur est obtenue par extrapolation de la tendance établie par les plots des rangs central et inférieur (face de côté). Le Tableau 15 résume donc les résultats

d'expansion des corps d'épreuve au niveau des armatures estimés à l'aide des plots.

Tableau 15 : Expansion des corps d'épreuve au niveau des rangs d'armature selon une interpolation réalisée à partir valeurs d'expansion longitudinale issues des plots.

Nom de la dalle	1-NR	1-R1	1-R2	1-R3	2-NR	2-R1	2-R2	2-R3
Lit d'armature supérieur	0,02%	0,06%	0,13%	0,12%	0,01%	0,20%	0,21%	0,23%
Lit d'armature inférieur	-0,04%	-0,01%	0,02%	0,01%	0,00%	0,00%	0,03%	0,02%

Le Tableau 16 compare l'expansion des corps d'épreuve au niveau inférieur des barres d'armature (estimée à partir des plots) avec la moyenne des expansions obtenues à partir des jauges soudées.

Tableau 16 : Comparaison entre les valeurs d'expansion obtenues avec les jauges soudées et les plots (niveau d'armature inférieur).

Dalle	Interpolation linéaire des plots	Jauges soudées (valeurs moyennes)	Écart entre les valeurs
2-R1	0,00%	0,00%	0,00%
2-R2	0,03%	0,03%	0,00%

Cette comparaison permet de valider autant les valeurs d'expansion mesurées à l'aide des plots que celles issues des jauges soudées. Cela confirme également les doutes à l'égard des valeurs d'expansion provenant des jauges collées.

5.5 Analyse sommaire des méthodes

Les mesures d'expansion effectuées à l'aide des plots montrent l'hétérogénéité des déformations associées à la RAS d'un corps d'épreuve à un autre. Ces mesures montrent également l'effet contraignant de la présence des barres d'armature sur l'expansion.

La présence de capteurs à fibre optique en face supérieure des corps d'épreuve a permis de suivre l'expansion de ces derniers en continu. Toutefois, puisque ces capteurs mesurent l'expansion sur une portée plus courte que les plots, l'expansion mesurée par les plots (face supérieure) a été considérée comme celle reflétant l'expansion des corps d'épreuve.

La force de précontrainte agissant sur la dalle peut être déterminée à l'aide des valeurs d'expansion mesurée par les jauges de déformation soudées ou à l'aide des plots. Il a été décidé d'utiliser la valeur provenant des plots, car c'est la seule méthode qui est applicable aux deux séries de dalles. De plus, c'est la seule méthode qui permet d'estimer l'expansion dans les rangs d'armature inférieur et supérieur pour les deux séries de dalles. Cette contribution apportée par la précontrainte chimique sera prise en considération dans le calcul de la résistance au cisaillement. Le tableau suivant présente les valeurs d'expansion qui seront utilisées le moment venu.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 17 : Expansion des barres d'armature (Précontrainte chimique).

Dalle	Renforcement supérieur (300mm²)	Renforcement inférieur (5000mm²)
1-NR	0,02%	0,00%
1-R1	0,06%	0,00%
1-R3	0,12%	0,01%
2-NR	0,01%	0,00%
2-R1	0,20%	0,00%
2-R2	0,21%	0,03%

Les expansions négatives ont été négligées, car ces valeurs de retrait ne sont habituellement pas prises en compte dans les calculs de résistance.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

CHAPITRE 6 RÉSULTATS MATÉRIAUX

Tel que mentionné dans les sections précédentes, pour chacune des séries, une dalle réactive a été réservée pour les différents essais *matériau*. Ainsi, les dalles 1-R2 et 2-R3 ont subi un carottage exhaustif afin d'obtenir suffisamment d'échantillons pour caractériser de façon détaillée l'effet et la propagation de la RAS dans le volume des dalles épaisses. Ainsi, bien que certaines des dalles soumis aux essais structuraux aient également été carottées, les résultats présentés dans cette section concerneront surtout les dalles 1-R2 et 2-R3.

6.1 Propriétés du béton frais

Afin de s'assurer de la qualité des mélanges de béton frais, des mesures d'affaissement, de teneur en air et de masse volumique ont été effectuées sur des échantillons de béton frais provenant de chacun des mélanges associés aux différentes dalles des séries 1 et 2. Les propriétés du béton frais pour la 1^{re} et la 2^e série sont présentées aux Tableau 18 et Tableau 19.

Tableau 18 : Propriétés du béton frais des mélanges de la série 1.

Dalle	1-R1	1-R2	1-R3	1-NR
Masse volumique (kg/m ³)	2345	2349	2345	2370
Affaissement (mm)	90	100	150	50
Teneur en air (%)	2,4	1,8	1,8	2,2

Tableau 19 : Propriétés du béton frais des mélanges de la série 2.

Dalle	2-R1	2-R2	2-R3	2-NR
Masse volumique (kg/m ³)	2379	2385	2379	2371
Affaissement (mm)	170	180	185	205

Ainsi les masses volumiques sont très semblables d'un mélange à un autre d'une même série, et sont telles qu'attendues pour un béton normal. La différence majeure entre les deux séries pour les propriétés du béton frais est reliée aux valeurs d'affaissements et celles-ci peuvent facilement être expliquées. En effet, la formulation du mélange entre les séries 1 et 2 a été modifiée à la demande du commanditaire. Ainsi, la formulation du mélange pour la série 2 s'approchait plus d'un béton normalement utilisé dans les infrastructures routières du Québec et cette nouvelle formulation possédait un affaissement plus élevé. Il faut aussi se rappeler que le granulats utilisé est un gravier de rivière (faiblement concassé), ce qui a pour effet d'augmenter la maniabilité du mélange.

6.2 Résistance en compression

Lors de la coulée des différentes dalles de chacune des séries, des cylindres de 100 mm de diamètre par 200 mm de hauteur ont aussi été confectionnés afin de servir de témoin. Certains ont été conservés en chambre humide à 23°C afin de déterminer les propriétés du béton à jeune âge (7 et 28 jours), alors que les autres ont été conservés sous les mêmes conditions que les dalles épaisses et testés dans la même semaine que les essais structuraux des dalles correspondantes.

Le Tableau 20 présente les propriétés mécaniques mesurées à différents âges pour les cylindres associés à chacune des quatre dalles de la première série.

À jeune âge, la résistance en compression du béton des différentes dalles réactives est sensiblement la même (34-35 MPa à 7 jours). La résistance en compression du béton de la dalle NR est toutefois légèrement supérieure (38 MPa). Avec le temps, l'écart entre les échantillons réactifs est demeuré relativement faible, alors que celui avec le béton non réactif s'est accentué. Cela peut être en partie relié au développement de RAS dans les échantillons de béton réactif, contribuant ainsi à une chute progressive de la résistance à la compression de ces derniers.

Tableau 20 : Propriétés mécaniques du béton issues des cylindres associés aux dalles de la série 1. Le mode de conservation des éprouvettes avant les essais est également indiqué.

Dalle	Résistance à la compression (MPa)		
	Chambre humide (23°C, 100% HR)		Chambre chaude (38°C, 100% HR)
	7 jours	28 jours	À échéance
1-NR	38,0	46,8	61,0
1-R1	34,6	40,3	50,0
1-R2	34,7	41,0	51,9
1-R3	33,9	40,3	47,5

Le Tableau 21, quant à lui, présente les résistances en compression à différents âges obtenues sur des cylindres préparés à partir des mélanges de béton utilisés pour la fabrication de chacune des dalles de la série 2. Contrairement à la série 1, les échantillons réactifs et non réactifs présentent des résistances somme toute semblables à 7 jours (entre 27 et 30 MPa) et à 28 jours (de 34 à 37 MPa). Il est aussi possible de constater que les changements apportés à la formulation pour la série 2 ont très bien répondu aux attentes du commanditaire qui recommandait un béton de 35 MPa à 28 jours. Les résultats à échéance ont été obtenus dans la même semaine que les essais structuraux ont été effectués. Ils ont donc été obtenus à 56

semaines pour la dalle 2-R3, alors que les autres dalles ont subi un conditionnement un peu plus prolongé et ont donc été testés à environ 80 semaines. Les cylindres non réactifs ont montré un gain important de résistance d'environ 15 MPa, alors qu'un gain plus modeste, variant de 2 à 8 MPa, a été obtenu pour les cylindres réactifs. Ce phénomène peut encore une fois être attribuable au développement de la RAS à l'intérieur du béton. En effet, celle-ci engendre la création de fissures à l'intérieur du matériau et peut ainsi causer une « réduction du taux d'amélioration » des propriétés mécaniques (voir Section 3.5.1). Ainsi, la progression de l'hydratation du ciment et le développement de la RAS sont deux phénomènes qui s'opposent, ce qui peut expliquer le plus faible gain de résistance du béton réactif par rapport au béton de référence non réactif.

Tableau 21 : Propriétés mécaniques du béton issues des cylindres associés aux mélanges des dalles de la série 2. Le mode de conservation des éprouvettes avant les essais est également indiqué.

Dalle	Résistance à la compression (MPa)		
	Chambre humide (23°C, 100% HR)		Chambre chaude (38°C, 100% HR)
	7 jours	28 jours	À échéance
2-NR	28,3	34,4	50,1
2-R1	27,1	35,4	44,3
2-R2	30,2	36,7	44,0
2-R3	29,2	34,4	36,4

Comme il a été mentionné dans la revue de la littérature, les résultats d'essais d'évaluation des propriétés mécaniques effectués sur cylindres sont souvent significativement différents de ceux obtenus sur carottes. Cette différence pourrait être particulièrement importante dans notre cas en raison de la présence des barres d'armature qui ont offert, selon la localisation à l'intérieur des corps d'épreuve, différents niveaux de confinement entraînant des

variations importantes de l'expansion (et donc vraisemblablement de dommage/fissuration) associées à la RAS. Ainsi, pour l'analyse des résultats structuraux, les propriétés mécaniques issues des carottes ont été privilégiées, et c'est pourquoi un plan de carottage a été développé et mis en œuvre, tel qu'expliqué à la section 4.9.2.

Ainsi, afin de vérifier l'effet du confinement attribuable à la présence des barres d'armature, plusieurs échantillons ont été prélevés des dalles réactives réservées aux essais *matériau*. Ces échantillons ont été prélevés selon deux orientations (horizontale et verticale) afin de couvrir le mieux possible le volume de béton des dalles et d'établir de façon détaillée l'effet de la RAS selon la localisation des échantillons (en relation avec l'effet du confinement).

Compte tenu de la grande quantité de résultats obtenus, ceux-ci ont été regroupés selon leur position et leur orientation à l'intérieur des dalles. Afin d'alléger le texte, les résultats détaillés sont présentés à l'Annexe D.1. Le Tableau 22 présente les valeurs moyennes de résistance en compression pour les carottes horizontales (205, 410 et 600 mm de hauteur) et verticales (350 et 550 mm de hauteur) prélevées au sein des dalles non réactives des séries 1 et 2. Ces « hauteurs » représentent la hauteur/position du plan situé à la mi-hauteur des carottes testées. Les carottes prélevées au sein de la dalle 1-NR présentent en moyenne des résistances plus élevées que celles obtenues pour la dalle 2-NR, ce qui était attendu de par la différence de formulation. Les résistances moyennes de la dalle 1-NR varient de 44 à 51 MPa alors que celles de 2-NR varient de 42 à 46 MPa. Si l'on considère les coefficients de variation calculés à partir de l'ensemble des résultats, bien que certaines différences soient présentes selon l'orientation du prélèvement (i.e. entre les niveaux et directions), il est difficile d'établir des tendances. Il est ainsi considéré que l'orientation et la localisation des échantillons ont un effet relativement négligeable sur les valeurs de résistance en compression du béton des dalles non réactives. Aussi, bien que les échantillons de la dalle 1-NR montrent des coefficients de variations plus élevés que ceux de la dalle 2-

NR, les moyennes pour la série 1 sont obtenues sur plus d'échantillons que celles de la série 2, ce qui pourrait expliquer en partie les différences de variations des résultats. Il est important de rappeler que les carottes utilisées pour les mesures de résistance en compression des dalles non réactives ont été obtenues une fois les essais structuraux complétés, ce qui peut en partie expliquer certaines variations entre les résultats.

Tableau 22 : Résistance en compression, coefficient de variation (CV) et nombre d'échantillons pour le béton des dalles non réactives de chacune des séries.

Orientation	Position ¹	Série 1 - Dalle 1-NR			Série 2 - Dalle 2-NR		
		Résistance en compression (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	Résistance en compression (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Horizontale	Niveau A (600 mm)	44,2	9	6	43,7	9	3
	Niveau B (405 mm)	49,2	4	6	45,3	2	3
	Niveau C (210 mm)	47,5	9	6	45,3	3	3
	Moyenne horizontale	47,0	9	18	44,8	5	9
Verticale	Haut 1/2 (550 mm)	51,0	11	6	42,2	8	6
	Bas 2/2 (350 mm)	47,5	9	5	46,5	3	4
	Moyenne verticale	49,4	11	11	43,9	8	10
Global		47,9	10	29	44,3	7	19

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

Le Tableau 23 présente les valeurs moyennes de résistance en compression mesurées à trois différents niveaux pour les carottes horizontales et deux niveaux pour les carottes verticales. Contrairement aux résistances développées par les dalles non réactives, les échantillons présentent des différences non négligeables selon leur position et orientation.

Tout d'abord, les résistances de la dalle 1-R2 sont toutes plus élevées que celles de la dalle 2-R3. En effet, la résistance en compression moyenne globale pour la dalle 1-R1 est plus élevée de 7,3 MPa que celle de la dalle 1-R2 (38,4 vs 31,1 MPa). Le Tableau 23 permet aussi d'observer une diminution des résistances en compression en se dirigeant vers le sommet de la dalle, et ce autant pour la dalle 1-R2 (état d'avancement de RAS moyen – expansion 0,14%) que pour la dalle 2-R3 (niveau avancé de RAS – expansion 0,23%). Ainsi, pour les échantillons horizontaux et en se dirigeant vers le sommet du corps d'épreuve, on remarque des diminutions de résistance de 11,5 MPa (1-R2) et 7,2 MPa (2-R3). Sensiblement le même phénomène se produit pour les échantillons verticaux, quoique les diminutions soient légèrement inférieures, i.e. 4,7 MPa pour 1-R2 et 5,7 MPa pour 2-R3.

Les valeurs de coefficients de variation (CV) associées aux mesures de résistance en compression sont légèrement plus faibles pour la dalle 1-R2, et ce pour la majorité des positions et orientations, comparativement aux valeurs de la dalle 2-R3. Cela pourrait possiblement s'expliquer par la nature hétérogène de la RAS. En effet, la dalle 2-R3 ayant atteint un niveau d'expansion et donc possiblement d'endommagement plus important, il est probable que cet endommagement cause de plus grandes variations des résistances sur un même plan.

Tableau 23 : Résistance en compression, coefficient de variation (CV) et nombre d'échantillons pour les dalles réactives réservées aux essais *matériau*.

Orientation	Position ¹	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		Résistance en compression (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	Résistance en compression (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Horizontale	Niveau A (600 mm)	34,6	6	8	28,3	10	11
	Niveau B (405 mm)	37,2	5	10	30,2	9	11
	Niveau C (210 mm)	46,1	7	10	35,5	8	12
	Moyenne horizontale	39,6	14	28	31,5	13	34
Verticale	Haut 1/2 (550 mm)	34,8	8	12	27,8	12	11
	Bas 2/2 (350 mm)	39,5	9	8	33,5	7	11
	Moyenne verticale	36,7	11	20	30,6	13	22
Global		38,4	13	48	31,1	13	56

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

Il est aussi possible d'établir, en examinant les Tableau 20 à Tableau 23, qu'effectivement des différences existent entre les valeurs de résistance obtenues à partir de carottes et de cylindres, et ce même si les conditions d'exposition sont les mêmes. Ces observations corroborent ainsi la littérature sur le sujet. Il a donc été choisi, pour le projet, d'effectuer les analyses *matériau* et structurale à l'aide des résultats obtenus sur carottes de béton.

6.3 Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est une propriété mécanique souvent négligée, mais il est important de la connaître puisqu'elle gère la résistance à la fissuration du *matériau*. En effet, les fissures à l'intérieur du béton ne

peuvent à toutes fins pratiques se propager que lorsque les contraintes sont supérieures à la résistance en traction du béton.

Tel que mentionné dans la section *Méthodologie*, plusieurs échantillons prélevés à même les dalles réservées pour l'analyse *matériau* ont été utilisés pour déterminer de façon détaillée la résistance à la traction du matériau. Plusieurs options s'offrent quant à la manière d'évaluer la résistance à la traction du *matériau*, mais seulement une de ces options fait l'objet d'une norme. Ce sont donc des essais de fendage qui ont été effectués, et ce en suivant les exigences de la norme ASTM C496 (2005). La valeur de résistance à la traction du béton (f'_t) a donc été obtenue à partir de la valeur brute de l'essai de fendage (f'_{sp}) et à l'aide de la formule suivante :

$$f'_t = 0.65 * f'_{sp}$$

Le coefficient 0,65 vient de la relation empirique reliant la résistance à la traction à la résistance au fendage (Massicotte, 2013).

Tel que mentionné précédemment, cette section s'intéresse particulièrement aux dalles non réactives et aux dalles réservées aux essais *matériau*. Par contre, les résultats sont aussi présentés en totalité à l'Annexe D.2.

Afin d'obtenir un niveau de référence adéquat pour les dalles réactives, un certain nombre de carottes ont été prélevées dans les dalles non réactives après la réalisation des essais structuraux de flexion trois points. Le carottage a été effectué dans les zones non/moins endommagées par les essais structuraux, ce qui faisait que beaucoup moins d'échantillons étaient disponibles pour les essais *matériau* pour les dalles non réactives.

Le Tableau 24 présente les valeurs moyennes de résistance à la traction selon trois différents niveaux pour les carottes horizontales et deux hauteurs pour les carottes verticales. Pour la dalle 1-R2, six échantillons étaient disponibles pour chacun des plans évalués et des résistances fort semblables ont été obtenues, i.e. 2,4 à 2,6 MPa. Il est toutefois important de noter que, bien qu'en moyenne

les résistances soient très semblables, des coefficients de variation parfois élevés (jusqu'à près de 20%) ont été obtenus, ce qui laisse sous-entendre une variabilité importante des résultats.

Peu d'échantillons ont pu être extraits de la dalle non réactive 2-NR, le nombre variant de 2 à 3 par plan évalué. Les résistances développées varient de 1,8 à 2,5 MPa et semblent montrer une tendance à la diminution vers le sommet de la dalle pour les échantillons horizontaux; toutefois, compte-tenu du faible nombre de spécimens testés, cette tendance ne peut pas réellement être considérée comme statistiquement concluante.

Tableau 24 : Résistance à la traction pour les échantillons des dalles non réactives, selon leur orientation et position.

Orientation	Position ¹	Série 1 – Dalle 1-NR			Série 2 – Dalle 2-NR		
		f'_t (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	f'_t (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	2,4	20	6	1,8	1	2
	Niveau B (405 mm)	2,4	12	6	2,3	0	2
	Niveau C (210 mm)	2,4	14	6	2,5	5	3
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	2,5	7	6	2,4	8	3
	Bas 2/2 (350 mm)	2,6	6	6	2,5	8	3
Global		2,5	12	30	2,3	12	10

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

Les multiples échantillons extraits des dalles réactives 1-R2 et 2-R3 ont permis d'établir l'évolution de la résistance à la traction du *matériau* en fonction du développement de la RAS et de la position des échantillons. Le Tableau 25

présente les valeurs moyennes de résistance à la traction en fonction des différents plans étudiés.

Tout comme les résultats présentés précédemment, il était attendu, en raison du dosage en ciment plus élevé du béton de la série 1, que les échantillons de ce groupe montrent des propriétés mécaniques supérieures. De plus, le niveau d'expansion atteint par la dalle 2-R3 étant significativement supérieur, un niveau d'endommagement plus élevé, et conséquemment un impact plus important sur la résistance à la traction, était également attendu pour ce groupe d'échantillons. C'est en effet ce que les résultats présentés au tableau 25 démontrent, tout particulièrement pour les carottes horizontales, une tendance à la diminution des résistances en fonction de la hauteur du plan étudié peut être identifié, et ce autant pour la dalle 1-R2 que 2-R3. En effet, la dalle 1-R2 présente des résistances à la traction de 2,2 MPa à la base et 1,6 MPa au sommet, alors que les valeurs varient de 1,8 MPa à 1,3 MPa pour la dalle 2-R3. Cette tendance semble aussi présente pour les carottes verticales; toutefois, elle est beaucoup moins bien définie et, en tenant compte des coefficients de variation, il est difficile d'affirmer qu'une différence significative soit présente entre les 2 plans. Par ailleurs, les coefficients de variation sont sensiblement les mêmes pour les échantillons « horizontaux » alors qu'ils sont légèrement plus élevés pour les échantillons « verticaux ». Cela pourrait peut-être s'expliquer par le fait que l'endommagement est fonction de la hauteur dans les dalles et donc un échantillon vertical évalue la résistance sur un plan moins bien défini/ponctuel que les échantillons horizontaux.

Tableau 25 : Résistance à la traction pour les échantillons des dalles réactives réservées aux essais *matériau*, selon leur orientation et position.

Orientation	Position ¹	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		f'_t (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	f'_t (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	1,6	8	10	1,3	10	8
	Niveau B (405mm)	1,8	8	10	1,6	8	9
	Niveau C (210 mm)	2,2	9	6	1,8	13	9
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	1,7	13	12	1,4	15	11
	Bas 2/2 (350 mm)	1,8	10	12	1,7	10	10
Global		1,8	14	50	1,6	15	47

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

6.4 Module élastique

Les valeurs de module élastique des différents échantillons ont été obtenues à partir des essais de *Stiffness Damage Test*. En effet, puisque celui-ci est un essai de chargement cyclique effectué à la même charge qu'un essai de module d'élasticité, il est possible d'en extraire les valeurs de module de Young. Il est particulièrement important d'évaluer la rigidité du *matériau* puisqu'il a été démontré que celle-ci est très sensible à l'évolution de la RAS, et aussi parce que ce paramètre est d'un intérêt primordial d'un point de vue structural.

Le Tableau 26 présente les valeurs moyennes de module de Young obtenues pour les différents échantillons extraits des dalles non réactives. Ces valeurs sont très semblables, variant de 31 à 32,8 GPa pour la dalle 1-NR et de 32,3 à 34,7 pour la dalle 2-NR. La rigidité du béton non réactif est donc très homogène, et ce même si l'orientation ou la position des échantillons diffèrent.

Les valeurs très faibles de coefficient de variation viennent aussi confirmer la faible variation du module élastique parmi les échantillons analysés. De plus, ceci suggère que les échantillons ne montraient pas une variation importante de leur endommagement même s'ils ont été prélevés dans des dalles ayant préalablement subi des essais structuraux.

Tableau 26 : Module d'élasticité pour les échantillons des dalles non réactives, selon leur orientation et position.

Orientation	Position ¹	Série 1 – Dalle 1-NR			Série 2 – Dalle 2-NR		
		E (GPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	E (GPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	32,7	3	6	32,6	8	3
	Niveau B (405 mm)	32,8	4	6	33,5	3	3
	Niveau C (210 mm)	32,6	5	6	33,6	4	3
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	32,3	2	6	32,3	2	3
	Bas 2/2 (350 mm)	31,0	4	5	34,7	2	2
Global		32,3	4	29	33,3	4	14

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

Contrairement aux dalles non réactives, le béton des dalles réactives montre d'importantes variations au niveau du module d'élasticité selon l'emplacement des échantillons. Le Tableau 27 démontre de façon éloquentes les différences de rigidité en fonction des plans évalués. Les valeurs de module sont globalement plus élevées pour le béton de la dalle 1-R2 que la dalle 2-R3, ce qui est normal compte-tenu de la différence au niveau de la formulation et puisque la première a atteint un niveau d'expansion moins élevé. Les résultats obtenus pour les échantillons prélevés horizontalement indiquent une diminution progressive très nette du module d'élasticité de la base (zone fortement armée) vers le sommet des corps d'épreuve 1-R2 et 2-R3. Ainsi, pour la dalle 1-R1, le module de Young varie, de la base au sommet, entre

17,6 et 27,1 GPa, alors qu'il varie entre 14 et 20,6 GPa pour la dalle 2-R3. Une telle variation de rigidité est aussi présente dans les échantillons verticaux; toutefois, cette différence est beaucoup plus importante pour la dalle 2-R3 (5,9 GPa) que pour la dalle 1-R2 (2,4 GPa). Ceci peut en partie s'expliquer par la différence d'expansion entre les deux dalles.

Il est aussi intéressant de noter que les coefficients de variations sont plus élevés pour la dalle 2-R3, parfois du double en comparaison à la dalle 1-R2. Ainsi, il semble que le développement de la RAS engendre un endommagement de plus en plus hétérogène avec une augmentation de sa sévérité.

Tableau 27 : Module d'élasticité pour les échantillons des dalles réactives réservées aux essais *matériau*, selon leur orientation et position.

Orientation	Position ¹	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		E (GPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	E (GPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	17,6	7	9	14,0	23	11
	Niveau B (405 mm)	19,5	9	11	16,8	16	12
	Niveau C (210 mm)	27,1	12	10	20,6	8	12
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	18,2	8	12	13,9	14	11
	Bas 2/2 (350 mm)	20,6	9	8	19,8	10	11
Global		20,5	19	50	17,1	21	57

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

6.5 Résultats de *Stiffness Damage Test (SDT)*

Les essais de *SDT* ont été réalisés sur les échantillons des dalles réactives réservées aux essais *matériau*, de même que sur les carottes prélevées dans les dalles non réactives afin d'établir un niveau témoin. Tel que mentionné

précédemment, lors de cet essai, l'échantillon est soumis à 5 cycles de chargement-déchargement en compression, et ce jusqu'à 40% d'une résistance en compression de référence. Pour ce projet, cette charge correspond à 40% de la résistance en compression des carottes des dalles non réactives de chacune des séries. Par exemple pour la série 2, la résistance en compression moyenne de la dalle non réactive (2-NR) a été établie à l'aide de 6 échantillons prélevés dans les portions non/moins endommagées de la dalle suivant l'essai structural. Cette résistance étant d'environ 44,2 MPa, la contrainte maximale appliquée lors des essais SDT réalisés sur les carottes prélevées dans la dalle 2-R3 correspond donc à 17,7 MPa. Le niveau de charge utilisé pour les échantillons de la dalle 1-R2 était de 19 MPa (i.e. 40% de 47,5 MPa). L'utilisation d'une charge relative offre un avantage très intéressant par rapport à une charge fixe; en effet, elle permet de comparer plusieurs types de mélanges entre eux et de pouvoir tirer certaines conclusions quant au niveau d'endommagement des échantillons (Sanchez, 2014).

Tel que mentionné à la section 4.9, plusieurs paramètres permettant de quantifier l'état d'endommagement du matériau peuvent être extraits de cet essai, tel que le *Stiffness Damage Index (SDI)*, le *Plastic Deformation Index (PDI)* ou bien l'aire d'hystérésis au cours des 5 cycles. Toutefois, il a été réalisé au cours du projet que le paramètre le plus intéressant est le SDI. Il représente le ratio de l'énergie dissipée divisé par l'énergie totale développée lors de l'essai. Puisqu'il s'agit d'un ratio, il semble le plus apte à définir l'ampleur de la fissuration et par le fait même de l'endommagement pour différentes formulations de béton. Ainsi, cette section ne traitera que des résultats de SDI; toutefois, les résultats de tous les autres paramètres et les résultats détaillés de SDI sont disponibles à l'Annexe D.4.

Les résultats de SDI pour les dalles réservées aux essais *matériau* et ceux obtenus pour les dalles non réactives ont été regroupés par paliers et selon l'orientation des échantillons. Le Tableau 28 présente ainsi les valeurs

moyennes de SDI pour les dalles non réactives, alors que le Tableau 29 présente les valeurs obtenues pour les dalles réactives.

Il est intéressant de constater que les valeurs de SDI pour les échantillons prélevés au sein des dalles non réactives sont très semblables, et ce peu importe le niveau ou l'orientation du prélèvement. Il varie de 0,09 à 0,12, ce qui est dans l'ordre de grandeur attendu pour un béton non endommagé (Sanchez, 2014). Il est aussi intéressant de noter que les coefficients de variation sont en moyenne plus élevés pour la dalle 2-NR (jusqu'à 20%), ce qui peut être en partie expliqué par le faible nombre d'échantillons testés.

Le Tableau 29 présente, tout comme il a pu être établi dans le cas des autres paramètres étudiés jusqu'ici, une variation significative des résultats de SDI selon la position des échantillons à l'intérieur des dalles réactives. Cette variation est présente autant pour les spécimens prélevés horizontalement que verticalement. Ainsi, la dalle 1-R2 présente des valeurs de SDI compris, de la base au sommet, entre 0,19 et 0,37 (prélèvements horizontaux) et 0,30 et 0,37 (prélèvements verticaux). Dans le cas de la dalle 2-R3, les valeurs de SDI varient quant à elles entre 0,26 et 0,38 (prélèvements horizontaux), et entre 0,25 et 0,38 (prélèvements verticaux).

Il est intéressant de constater que bien que la dalle 1-R2 présente un niveau d'expansion, et donc d'endommagement supposément plus faible que celui de la série 2, les valeurs de SDI sont semblables d'une dalle à l'autre, excepté pour les SDI horizontaux en semelle des dalles. Il est aussi à noter que les coefficients de variation atteignent des valeurs plus élevées que ceux qui ont été observé pour les autres paramètres étudiés jusqu'ici (jusqu'à 34%).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 28 : *Stiffness Damage Index (SDI)* pour les échantillons des dalles non réactives, selon l'orientation et la position.

Orientation	Position ¹	Série 1 – Dalle 1-NR			Série 2 – Dalle 2-NR		
		SDI moyen	CV (%)	Nombre d'échantillons	SDI moyen	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	0,10	4	6	0,11	20	3
	Niveau B (405 mm)	0,11	13	6	0,09	19	3
	Niveau C (210 mm)	0,12	9	6	0,10	11	3
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	0,11	9	6	0,12	5	3
	Bas 2/2 (350 mm)	0,12	5	5	0,10	7	2
Global		0,11	9	29	0,10	15	14

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

Tableau 29 : *Stiffness Damage Index (SDI)* pour les échantillons des dalles réactives réservées aux essais *matériau*, selon l'orientation et la position.

Orientation	Position ¹	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		SDI moyen	CV (%)	Nombre d'échantillons	SDI moyen	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	0,37	11	9	0,38	22	11
	Niveau B (405 mm)	0,31	16	11	0,29	15	12
	Niveau C (210 mm)	0,19	34	10	0,26	12	12
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	0,37	26	12	0,38	18	11
	Bas 2/2 (350 mm)	0,30	13	8	0,25	8	11
Global		0,31	30	50	0,31	25	57

¹ Distance (en mm) à partir de la base du corps d'épreuve jusqu'au centre des carottes prélevées horizontalement ou verticalement (voir Figure 69).

6.6 Résultats de *Damage Rating Index (DRI)*

Tel que mentionné précédemment, les dalles 1-R2 et 2-R3 ont été entièrement carottées afin d'obtenir une caractérisation complète des propriétés du *matériau* endommagé par la RAS. Les échantillons utilisés pour la campagne d'essais du DRI proviennent des colonnes 3, 6, 9 du plan de carottage (voir Figure 69). Des carottes intermédiaires ont parfois été prélevées (i.e. entre les rangées de carottes prévues pour essais mécaniques) de manière à réaliser des essais de DRI supplémentaires. Dans tous les cas, les carottes ont été conservées en pleine longueur de prélèvement, i.e. 300 à 600 mm. Elles ont par la suite été coupées en deux longitudinalement et polies afin de réaliser l'examen pétrographique quantitatif par la méthode du DRI.

Les résultats détaillés des essais de *DRI* sont présentés à l'Annexe F.4. Ceux-ci indiquent de façon détaillée l'apport des différents indices de détérioration pris en compte pendant l'essai. Ainsi, l'apport des fissures dans les particules de granulat, qu'elles soient fermées, ouvertes, avec ou sans produits de réaction, des fissures dans la pâte de ciment avec ou sans produits de réaction, ainsi que des particules de gros granulat désagrégées ou bien déchaussées est comptabilisé. Les indices d'endommagement (DRI) moyens, selon la position (hauteur) des échantillons et les niveaux d'endommagement pour chaque niveau étudié, sont présentés au Tableau 30 pour les échantillons « horizontaux », ainsi qu'au Tableau 31 pour les spécimens « verticaux ». Les résultats « horizontaux » représentent la moyenne des DRI pondérés sur toute la longueur des échantillons horizontaux et selon leurs différentes hauteurs. Les échantillons verticaux ont pour leur part permis d'établir la variation de l'endommagement du béton sur la hauteur complète de la dalle, i.e. même pour les 10 premiers centimètres au sommet de la dalle puisque la présence d'armature ne nuit pas au bon déroulement de l'essai (comme c'était le cas pour les essais mécaniques). Toutefois, afin de mieux définir l'endommagement du béton, il a été choisi de séparer les échantillons (et donc

les valeurs de DRI correspondantes) en différentes sections. Celles-ci sont indiquées au Tableau 31.

Les valeurs de DRI augmentent en s'éloignant de la semelle des dalles (zone fortement confinée), et ce, autant pour les échantillons « verticaux » qu'« horizontaux ». En effet, les résultats « horizontaux » pour la dalle 1-R2 varient de 312 à 714 en se dirigeant vers le sommet de la dalle, alors que les valeurs varient entre 365 et 846 pour les échantillons prélevés verticalement. Il apparaît également que les résultats sont beaucoup plus élevés pour la dalle 2-R3 comparativement à la dalle 1-R2, mais la tendance à l'augmentation des valeurs de DRI vers le sommet est toujours présente dans les deux corps d'épreuve.

Alors que les valeurs de DRI en semelle de la dalle 1-R2 étaient plutôt faibles, celles obtenues pour la dalle 2-R3 sont beaucoup plus élevées et s'approchent même des valeurs obtenues au sommet de la dalle 1-R2. Les DRI « horizontaux » varient ainsi entre 734 en semelle et 1247 au sommet pour la dalle 2-R3. Pour les carottes prélevées verticalement, les résultats du DRI varient de 785 à 1635. Ces nombres DRI sont très élevés, indiquant qu'un nombre important de fissures se retrouvent à l'intérieur des corps d'épreuves, ce qui corrobore ainsi l'ampleur de la fissuration mesurée par les essais de SDT.

Tableau 30 : Résultats de *Damage Rating Index (DRI)* des carottes horizontales pour les dalles réservées aux essais *matériau*.

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)		Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)	
		DRI moyen	CV (%)	DRI moyen	CV (%)
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	714	11	1247	9
	Niveau B (405 mm)	576	3	917	13
	Niveau C (210 mm)	312	10	734	13

Tableau 31 : Résultats de *Damage Rating Index (DRI)* des carottes verticales pour les dalles réservées aux essais *matériau*.

Section étudié (à partir de la base)	Position (au centre de la section)	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)		Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)	
		DRI moyen	CV (%)	DRI moyen	CV (%)
600 - 750 mm	675 mm	846	9	1635	10
450 - 600 mm	525 mm	597	9	1324	6
300 - 450 mm	375 mm	447	14	1028	13
150 - 300 mm	225 mm	365	24	783	10

6.7 Propriétés mécaniques des corps d'épreuves soumis aux essais structuraux

Suite aux essais structuraux, les corps d'épreuve 1-R1 et 1-R3 ont été soumis au programme de caractérisation du *matériau*. Afin de limiter la présence d'endommagement provenant des essais structuraux, les prélèvements de carottes ont été effectués dans les sections non/peu affectées par l'essai de chargement en trois points. Les propriétés mécaniques du béton, telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction ainsi que les paramètres issus de l'essai *SDT* sont présentées au Tableau 32 à Tableau 34. Les résultats détaillés de ces essais sont présentés à l'Annexe D.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 32 : Résistance en compression, coefficient de variation (CV) et nombre d'échantillons pour les dalles 1-R1 et 1-R3 (i.e. ayant subi un essai structural).

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R1 (expansion : 0,08 %)			Série 1 - Dalle 1-R3 (expansion : 0,16 %)		
		f'_c (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	f'_c (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	38,9	7	8	33,6	8	8
	Niveau B (405 mm)	38,7	8	7	36,5	4	5
	Niveau C (210 mm)	43,4	7	9	42,3	7	6
	Moyenne horizontale	40,5	9	24	37,1	12	19
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	36,0	5	5	32,3	6	8
	Bas 2/2 (350 mm)	33,2	10	4	36,9	11	7
	Moyenne verticale	34,7	8	9	34,5	11	15
Global		39,0	11	33	35,9	12	34

Tableau 33 : Résistance en traction, coefficient de variation (CV) et nombre d'échantillons pour les dalles 1-R1 et 1-R3 (i.e. ayant subi un essai structural).

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R1 (expansion : 0,08 %)			Série 1 - Dalle 1-R3 (expansion : 0,16 %)		
		f'_t (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons	f'_t (MPa)	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	1,9	10	5	1,7	7	5
	Niveau B (405 mm)	2,3	11	6	1,8	11	5
	Niveau C (210 mm)	2,5	9	3	2,0	14	5
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	1,8	15	6	1,7	6	5
	Bas 2/2 (350 mm)	1,7	10	3	1,6	10	4
Global		2,0	17	23	1,7	13	24

Tableau 34 : Stiffness Damage Index, coefficient de variation (CV) et nombre d'échantillons pour les dalles 1-R1 et 1-R3 (i.e. ayant subi un essai structural).

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R1 (expansion : 0,08 %)			Série 1 - Dalle 1-R3 (expansion : 0,16 %)		
		SDI moyen	CV (%)	Nombre d'échantillons	SDI moyen	CV (%)	Nombre d'échantillons
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	0,24	18	8	0,41	-	1
	Niveau B (405 mm)	0,24	12	9	0,27	-	1
	Niveau C (210 mm)	0,21	18	9	0,26	25	4
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	0,30	11	5	0,34	13	2
	Bas 2/2 (350 mm)	0,33	11	4	0,29	-	1
Global		0,25	21	35	0,30	23	9

Pour leur part, les corps d'épreuve 2-R1 et 2-R2 ayant été testés structurellement n'ont pas été la cible du programme de caractérisation du *matériau*. Cette décision a été basée sur le fait que la dalle 2-R3, qui a été fabriquée selon le même mélange et qui présente sensiblement les mêmes niveaux d'expansion, permettra de fournir meilleure analyse des propriétés mécaniques. De plus, les fortes contraintes ayant été générées lors des essais structuraux ont potentiellement endommagé la matrice cimentaire qui se trouvait déjà affectée par la RAS. L'exactitude des résultats obtenus aurait donc été questionnable. À la vue de ces facteurs, il a été jugé que les propriétés mécaniques du béton des dalles 2-R1 et 2-R2 seront calquées sur les résultats issus de la dalle 2-R3.

6.8 Propriétés de l'acier d'armature

Toutes les barres d'acier d'armature présentes dans les dalles proviennent du même fabricant et du même lot d'acier. Le grade d'acier utilisé est CAS G30 18M 400R. Des barres 25M et 15M ont été testées en traction de manière à obtenir les propriétés mécaniques exactes de l'acier utilisé. Le Tableau 35

présente les résultats ainsi obtenus, c.-à-d. valeurs moyennes obtenues sur trois (3) échantillons de barres 15M et six (6) échantillons de calibre 25M. Les courbes des essais de traction sur l'acier sont présentées en Annexe F.

**Tableau 35 : Propriétés mécaniques de l'acier d'armature
 utilisé pour la confection des dalles épaisses.**

Type de barre	Module élastique E_s (MPa)	Limite élastique f_y (Offset = 0,2%)	Résistance ultime f_u (MPa)
15M	205 442 MPa	421 MPa	579 MPa
25M	205 308 MPa	400 MPa	603 MPa

6.9 État général des corps d'épreuves

Tous les résultats présentés précédemment indiquent que le lithium a été efficace pour contrôler la RAS. Ainsi les dalles non-réactives ne présentent pas d'expansion, ni de fissuration significative et leurs propriétés mécaniques sont nettement supérieures aux dalles affectées par la réaction alcalis-silice. Les dalles réactives ont pris de l'expansion de façon très hétérogène et cette expansion se manifeste sous la forme de fissuration à l'intérieur des corps d'épreuves. Aussi, les dalles réactives présentent des propriétés mécaniques (résistance en compression, traction et module d'élasticité) inférieures aux dalles non-réactives et la diminution des propriétés mécaniques est fonction de la hauteur de l'échantillon à l'intérieur des sections de dalles. Ainsi, les échantillons vers le sommet des dalles montrent des diminutions de propriétés mécaniques plus importantes que ceux près du lit d'armatures en semelle des corps d'épreuves. Le même phénomène est observable quant à l'ampleur de la fissuration indiquée par le *SDI* et aussi par l'analyse pétrographique *DRI*.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

CHAPITRE 7 RÉSULTATS STRUCTURAUX

Cette section présente les résultats obtenus à la suite des essais structuraux réalisés sur six (6) des huit (8) dalles (1-NR, 1-R1, 1-R3, 2-NR, 2-R1, 2-R2). Rappelons que ces dalles ont été testées selon un essai de flexion en trois points avec application du chargement au centre de la portée. Cette portée, entre les axes centraux des appuis, est de 4 mètres.

Pour chacune des dalles, l'essai mécanique était décomposé en deux étapes; la première partie consiste en un chargement statique (monotone croissant) proprement dit, alors que pour la deuxième partie (rechargement), la portion de la dalle qui a cédé est rigidifiée à l'aide d'étriers externes puis le corps d'épreuve est rechargé jusqu'à la rupture de la deuxième portion de la dalle. Ce rechargement a pour but de doubler l'information de chacun des essais structuraux. Dans un premier temps sont présentées les courbes de chargement de chacune des dalles (chargement en fonction de la flèche); elles sont suivies d'un tableau récapitulatif du mode de rupture de chacune des dalles. Finalement, les résultats d'ouvertures de fissures, de glissement ainsi que de courbure sont également présentés dans les paragraphes qui suivent.

7.1 Courbes de chargement

Les Figure 95 à Figure 100 décrivent l'évolution de la charge (en kN) appliquée sur chacune des dalles en fonction de la flèche au centre (en millimètres) de la portée. Une photo représentant la dalle après la rupture totale (c.-à-d., à la fin de l'essai) a été ajoutée sur chacune des Figure 95 à Figure 100 afin de donner un aperçu de la localisation des fissures critiques. Tel que mentionné à la Section 4.9.1, les essais ont été pilotés en déplacement de la tête de la presse et la flèche a été mesurée à l'aide d'un système de LVDT conçu à cet usage. Les valeurs de charge lors de la rupture

en cisaillement sont présentées brièvement au Tableau 36 et en détail dans les Tableau 38 à Tableau 43. Il y a lieu de rappeler que la ligne horizontale de couleur rouge, présente aux Figure 95 à Figure 100 indique la valeur de la résistance à l'effort tranchant au moment de l'apparition de la fissure critique. Tel qu'il sera présenté à la Section 8.2 le corps d'épreuve peut avoir démontré un gain de résistance supplémentaire dû à l'effet d'arche notamment mais ce gain n'est pas considéré ici. Les résultats présentés ci-dessous seront commentés et analysés plus en détail au Chapitre **Erreur ! Source du renvoi introuvable..**

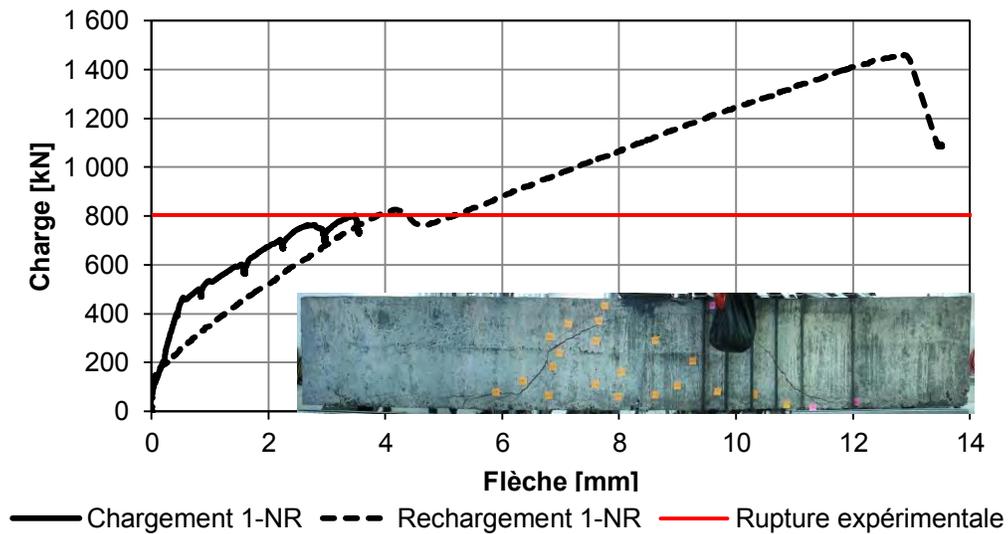


Figure 95 : Courbe de chargement en fonction flèche au centre de la portée pour la dalle 1-NR.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

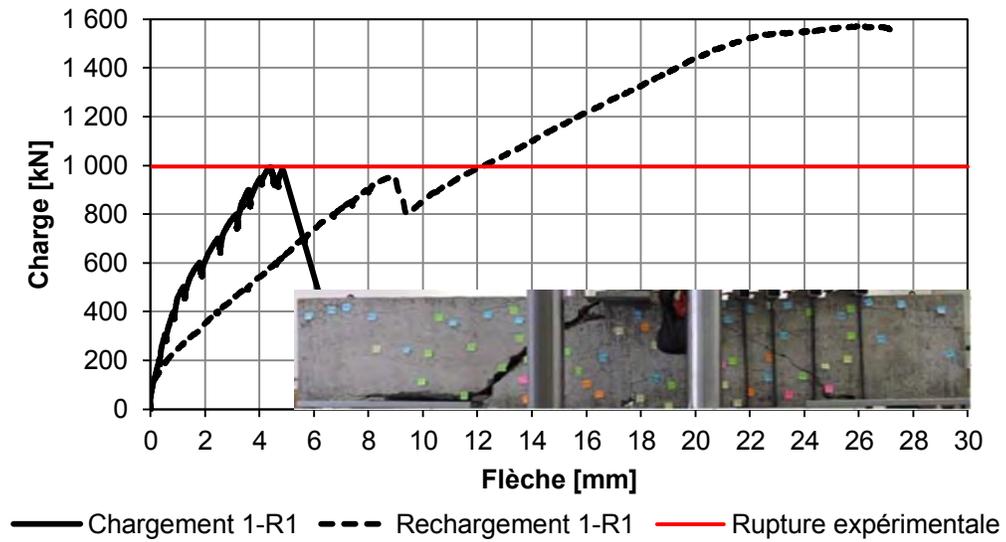


Figure 96 : Courbe de chargement en fonction flèche au centre de la portée pour la dalle 1-R1.

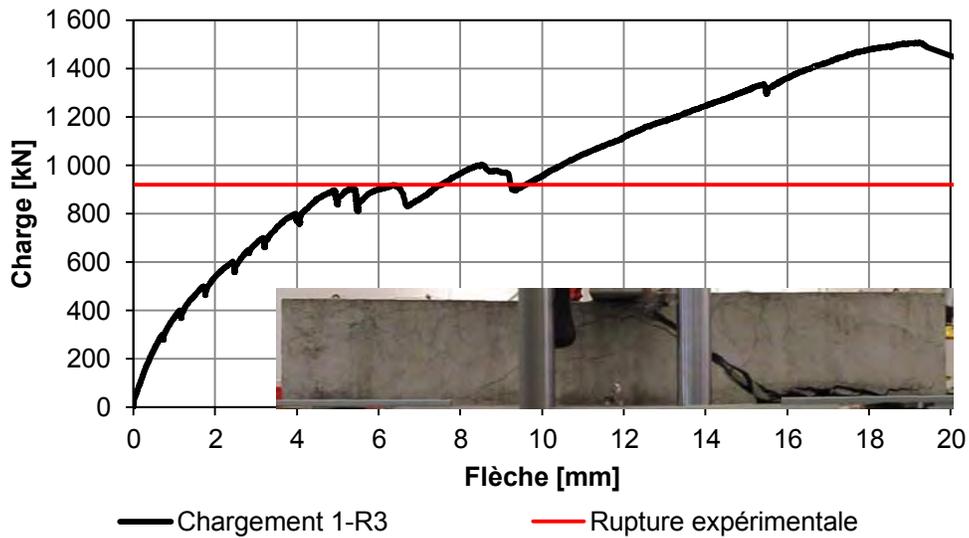


Figure 97 : Courbe de chargement en fonction flèche au centre de la portée pour la dalle 1-R3.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

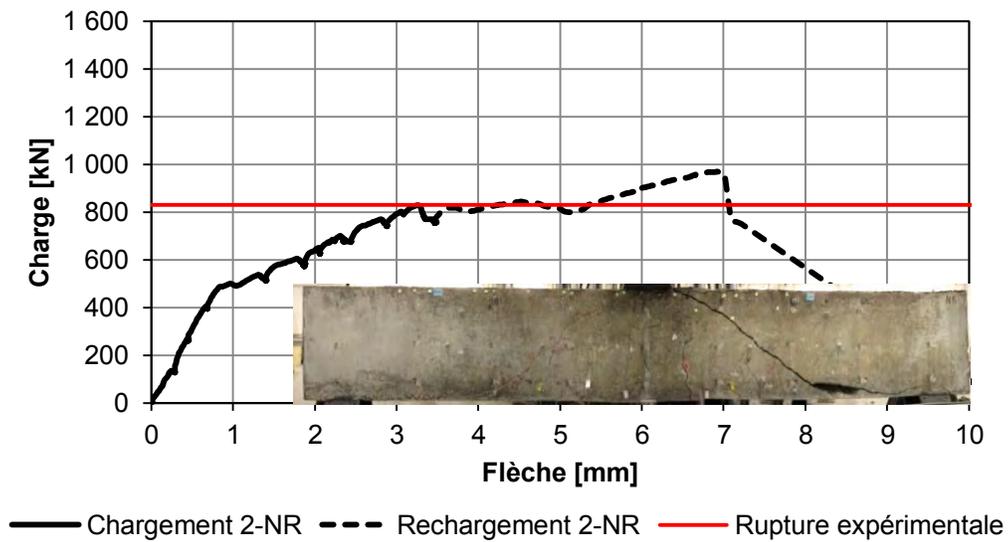


Figure 98 : Courbe de chargement en fonction flèche au centre de la portée pour la dalle 2-NR.

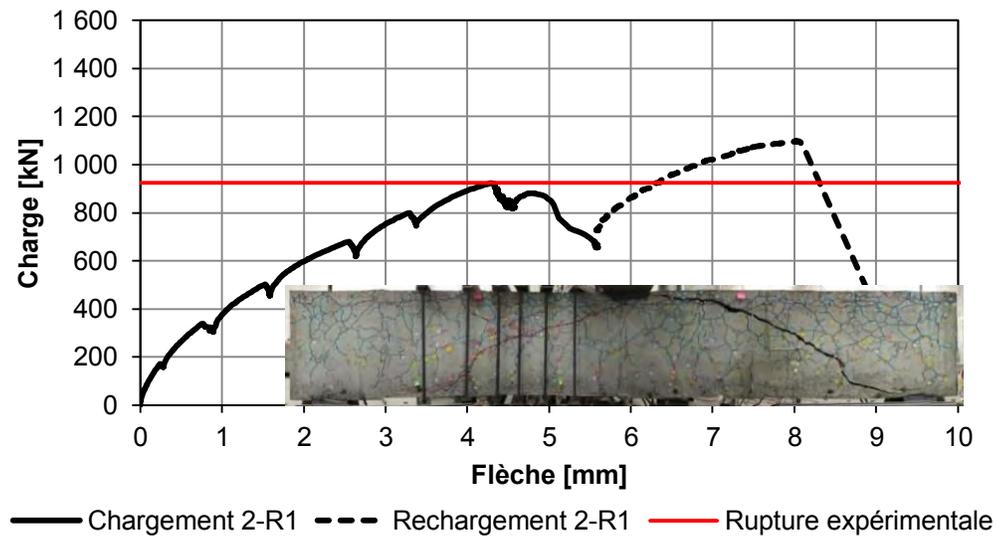


Figure 99 : Courbe de chargement en fonction flèche au centre de la portée pour la dalle 2-R1.

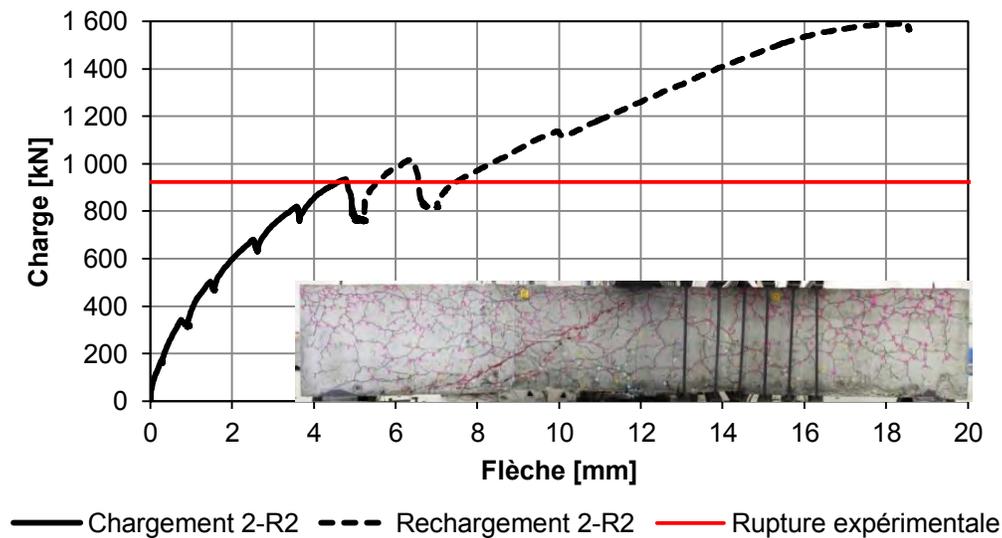


Figure 100 : Courbe de chargement en fonction flèche au centre de la portée pour la dalle 2-R2.

7.2 Résistance (V_r) des dalles à l'effort tranchant

Le Tableau 36 présente la résistance à l'effort tranchant des six (6) dalles soumises aux essais structuraux comparativement à celle de la dalle témoin non réactive propre à chacune des séries. La résistance au cisaillement a été calculée à d_v (627 mm) de la plaque de chargement sur la base du chargement appliqué en cours d'essai. Dans ces calculs, les efforts induits par le poids du béton sont pris en compte (à l'exception des deux segments en porte-à-faux des dalles). Un exemple de calcul est présenté à l'Annexe B. Le calcul de l'effort tranchant est effectué à la distance d_v de la plaque de chargement, tel que permis par la norme Canadienne CAN/CSA S6-14.

Tableau 36 : Résistance à l'effort tranchant expérimentale et gain de résistance.

Dalle et orientation	Chargement ou Rechargement	Charge expérimentale [kN]	V _r expérimentale [kN]	Gain de résistance ¹ [%]
1-NR Est	Chargement	805	411	0,0%
1-NR Ouest	Rechargement	827	423	2,9%
1-R1 Est	Chargement	994	506	23,1%
1-R1 Ouest	Rechargement	953	485	18,1%
1-R3 Est	Chargement	920	466	13,4%
1-R3 Ouest	Rechargement	1003	510	24,1%
2-NR Est	Rechargement	969	493	16,6%
2-NR Ouest	Chargement	829	423	0,0%
2-R1 Est	Rechargement	1098	558	31,9%
2-R1 Ouest	Chargement	924	471	11,3%
2-R2 Est	Chargement	935	476	12,6%
2-R2 Ouest	Rechargement	1018	518	22,4%

¹ Par rapport à la dalle non réactive de la même série

Dans le cadre de l'étape du chargement des essais structuraux, les résistances expérimentales à l'effort tranchant sont de 466 et 505 kN pour les dalles réactives 1-R1 et 1 -R3 tandis que pour la dalle non réactive de cette série, la résistance est de 411 kN. Pour la deuxième série, la résistance des dalles réactives sont de 476 et 471 kN alors qu'elle est de 423 kN pour la dalle non réactive. Ainsi, dans le cadre de ces deux séries d'essais, les dalles réactives se sont avérées plus résistantes à l'effort tranchant que la dalle non réactive de la même série.

Il y a lieu de noter que ce dernier constat n'est évidemment valable que dans le contexte de la présente étude réalisée dans un cadre très contrôlé. Par conséquent, ce constat ne saurait être transposé dans un contexte in-situ où

d'autres aspects (trafic routier, conditions environnementales, aspects de durabilité) doivent être considérés.

7.3 Fissuration des corps d'épreuve

7.3.1 Patron de fissuration

Les Figure 101 et Figure 102 illustrent les patrons de fissuration typique pour une dalle réactive et non-réactive. La fissuration induite par le développement de la réaction alcalis-silice au sein du corps d'épreuve est représentée par des traits de couleurs gris foncé alors que les fissures provenant des essais structuraux sont représentées par des traits de couleurs variables en fonction de l'importance de l'ouverture des fissures. La signification des couleurs est indiquée dans la légende à la droite des figures. Afin de ne pas surcharger les figures, l'ouverture des fissures induites par la réaction alcalis-silice n'est pas visuellement indiquée. La Section 5.1.4 portant sur la manifestation de l'expansion peut cependant fournir de l'information à ce sujet.

Afin de produire les patrons de fissures, les essais ont été interrompus momentanément à divers niveaux de chargement pour identifier la localisation et l'ouverture des fissures à l'aide d'un fissuromètre.

Les patrons de fissurations relatifs aux autres dalles (tant à l'étape du chargement que du rechargement).sont présentés à l'Annexe H.1

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

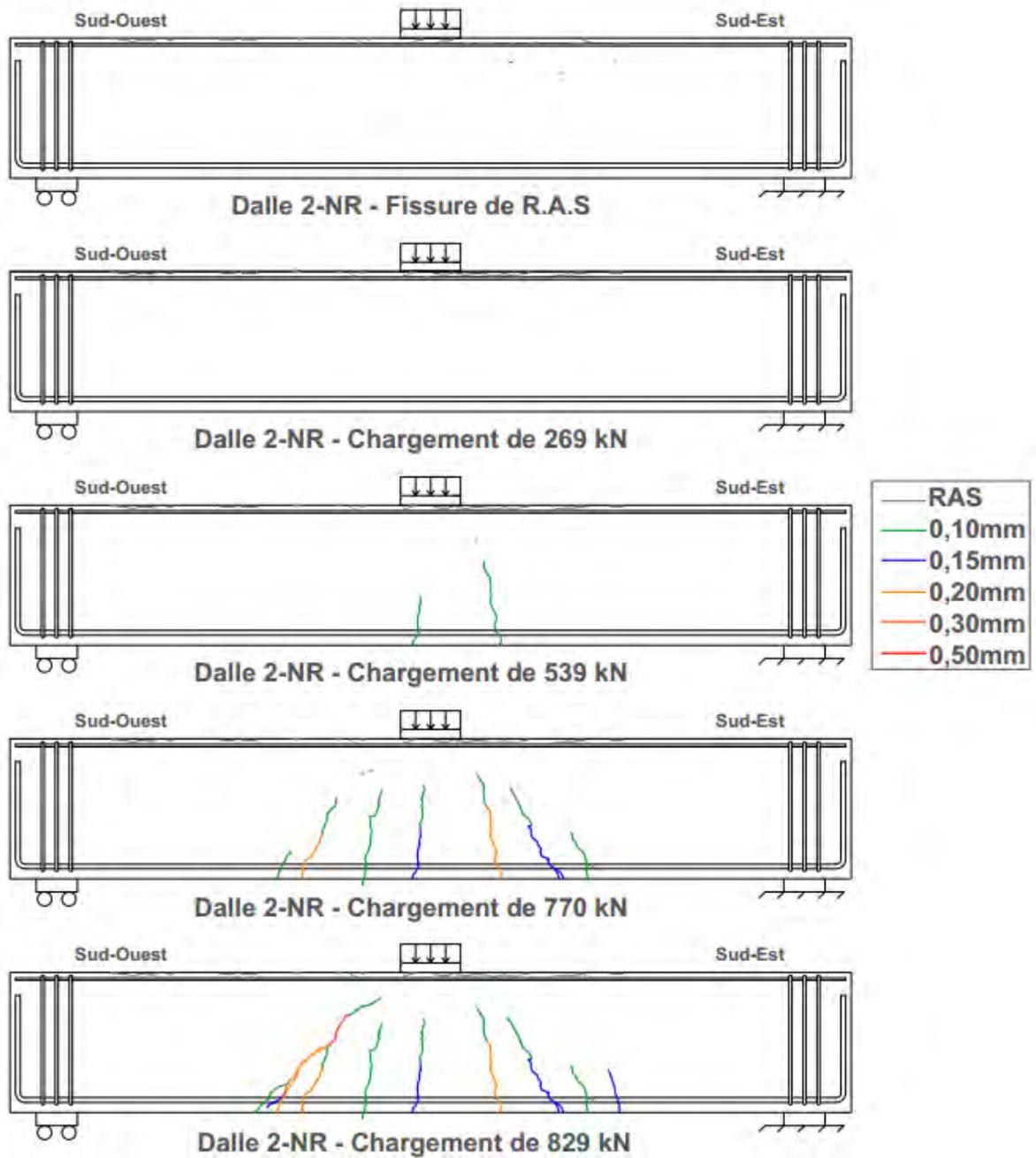


Figure 101 : Fissuration de la dalle 2-NR lors de la phase de chargement.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

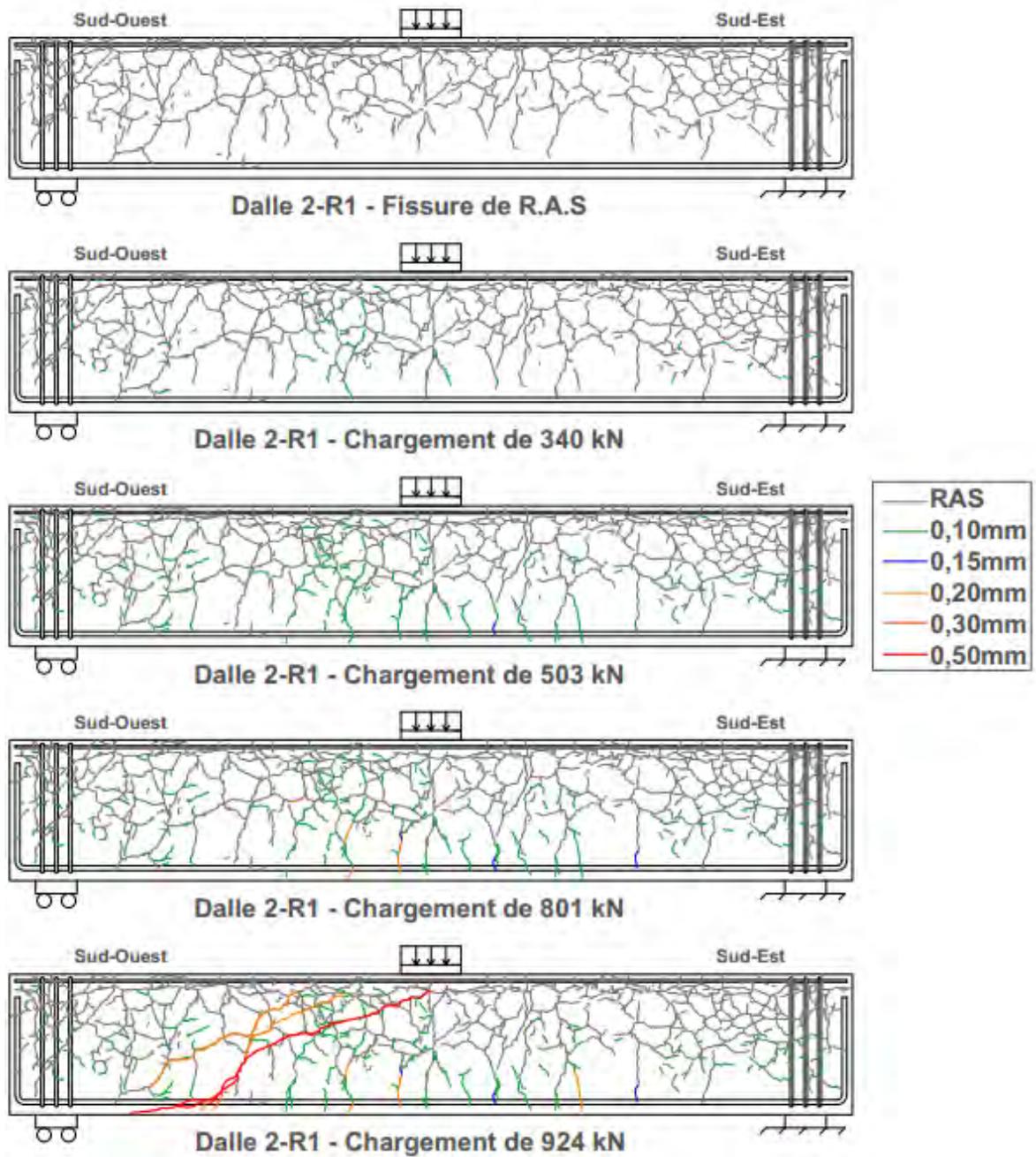


Figure 102 : Fissuration de la dalle 2-R1 lors de la phase de chargement.

L'examen attentif des patrons de fissuration indique que certaines fissures mécaniques (issues du chargement) semblent avoir pour origine des fissures déjà présentes initiées par la RAS. Lors d'essais de flexion typiques sur béton sain, les fissures s'initient dans la portion du corps d'éprouve qui est soumise aux efforts de traction maximale, soit en partie inférieure et progresse vers le haut du corps d'éprouve. Dans le cas présent, certaines fissures mécaniques progressent vers le bas du corps d'éprouve. La présence de RAS semble donc influencer la progression de la fissuration en créant des zones de faiblesse (tension). Il est également possible de remarquer que certaines fissures critiques de cisaillement (menant à la rupture) peuvent emprunter les fissures de RAS existantes pour se développer.

7.3.2 Position et angle de fissuration

Cette section vise à fournir de l'information sur la position de la fissure ainsi que sur son inclinaison. Le Tableau 37 ci-dessous fait un résumé de ces paramètres pour la section de dalle qui a atteint la rupture lors de la phase de chargement.

Tableau 37 : Position et angle de rupture pour la phase de chargement.

Dalle	Position du centre de la fissure* [mm]	Angle de la fissure [°]
1-NR	1163 mm	43°
1-R1	977 mm	32°
1-R3	1471 mm	42°
2-NR	1441 mm	49°
2-R1	1308 mm	22°
2-R2	1326 mm	31°

* La position est calculée à partir du centre de l'appui

À titre indicatif, la norme CAN/CSA S6-14 suggère que le centre de la fissure se trouve à une distance d_v du chargement. Cela représente une distance de 1213 mm mesurés depuis le centre de l'appui. La méthode simplifier propose un angle de fissuration de 42 degrés mesuré selon l'axe longitudinal de l'élément. En ce qui a trait à la méthode générale, l'angle de fissuration suggéré est régi par l'équation 3,7 présentée à la Section 3.8.3.2. En se basant sur cette relation, ainsi que sur les déformations unitaires maximales et minimales suggérées aux articles 8.9.3.8 f) et i) de la norme CAN/CSA S6-14, l'angle de fissuration peut se situer entre 31,2 degrés et 56,5 degrés.

Des figures plus détaillées sur la position de la fissuration ainsi que sur l'angle de rupture sont présentées à l'Annexe H.2.

7.3.3 Ouverture et glissement des fissures principales de cisaillement

Les Figure 103 à Figure 111 illustrent l'évolution de l'ouverture et du glissement de la ou des fissures principales de cisaillement en fonction de la flèche lors du chargement. Ces ouvertures et glissements ont été mesurés à l'aide de plusieurs capteurs LVDT installés à la surface de la dalle au moment de l'apparition d'une fissure identifiée comme majeure. Cette façon de faire permet d'identifier avec plus de certitude la fissure critique menant à la rupture et, par conséquent d'en faire le suivi. Toutefois, ces LVDT ne peuvent recueillir les informations associées à l'origine de la fissure critique.

Pour la deuxième série d'essais, des LVDT en forme de rosette ont été installés au centre de la section subissant le cisaillement, soit entre l'appui et la charge. Cette façon de faire pourrait permettre, aux LVDT de capter l'initiation de la fissure dans la mesure où celle-ci traverse la rosette. Pour tout LVDT installé lors des essais, l'ouverture initiale de la fissure était déterminée à l'aide d'un fissuromètre. Ces valeurs sont donc précises au 0,1mm (précision du fissuromètre).

Lors des essais structuraux, les fissures critiques n'ont pas toujours pu être instrumentées puisqu'elles apparaissaient parfois brusquement, ce qui ne permettait pas l'arrêt de l'essai pour positionner les LVDT. Ce fût le cas, pour la dalle 1-R1 et 2-NR alors que pour la dalle 1-NR, la fissure prépondérante instrumentée n'est pas celle ayant mené à la rupture.

Lecteur est prié de se référer aux Tableau 8 et Tableau 9 de la Section 4.9.1 pour d'obtenir de l'information additionnelle sur la signification des termes utilisés dans la légende des figures suivantes ainsi que pour le positionnement des LVDT lors de l'essai.

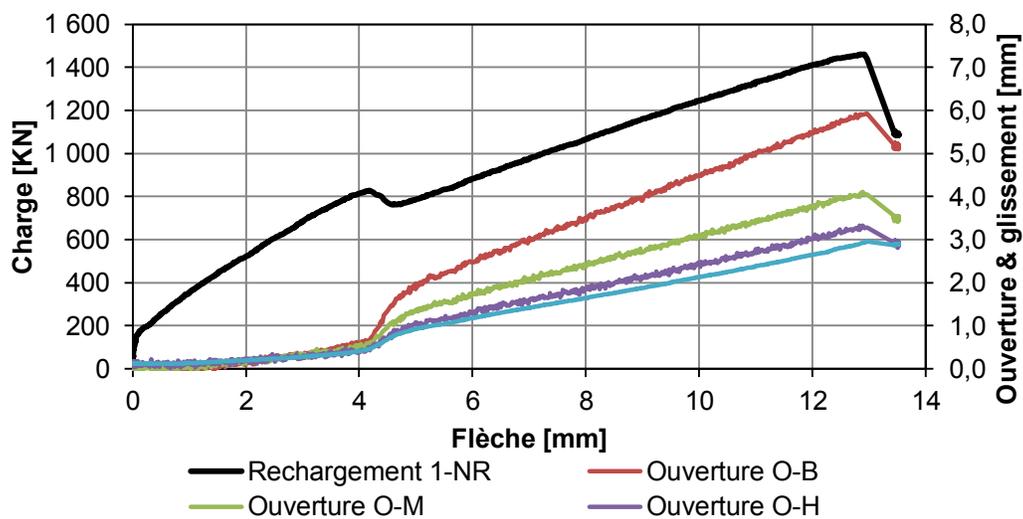


Figure 103 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du rechargement de la dalle 1-NR.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

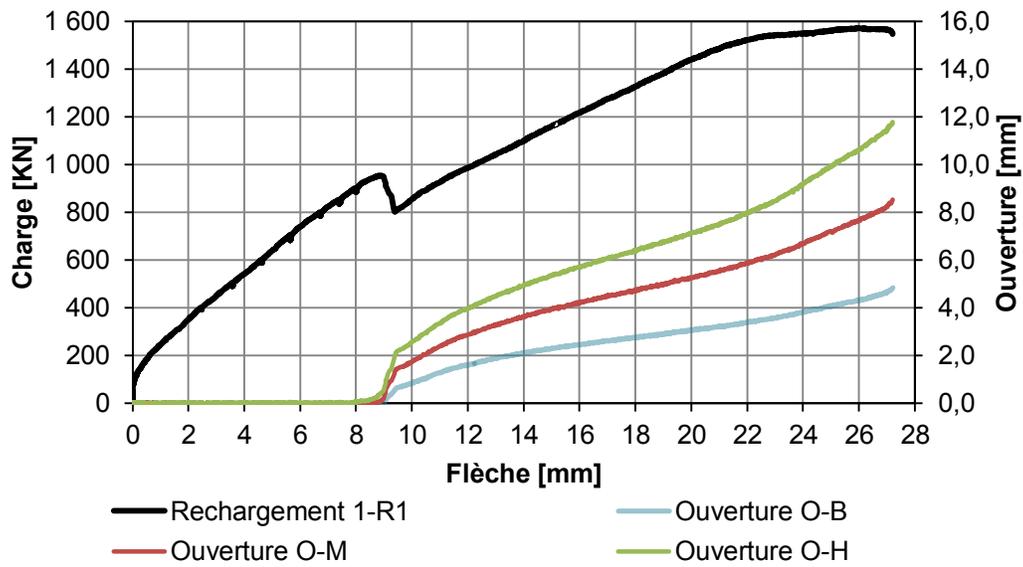


Figure 104 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du rechargement de la dalle 1-R1.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

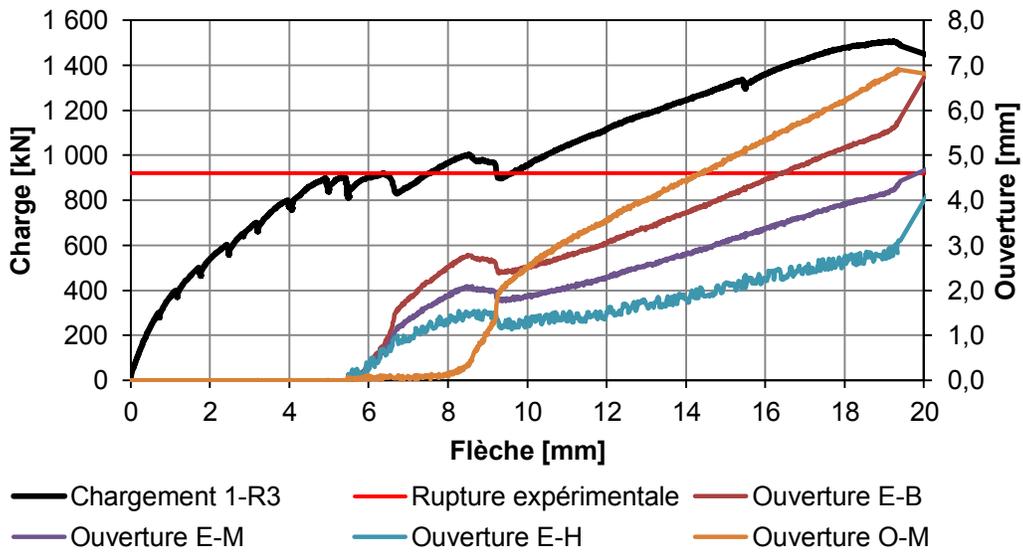


Figure 105 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du chargement de la dalle 1-R3.

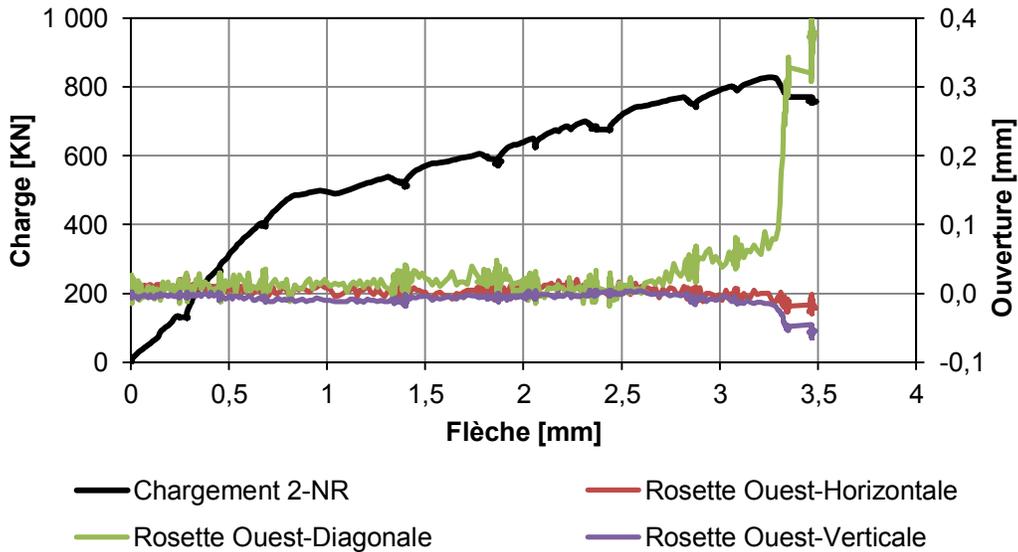


Figure 106 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du chargement de la dalle 2-NR.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

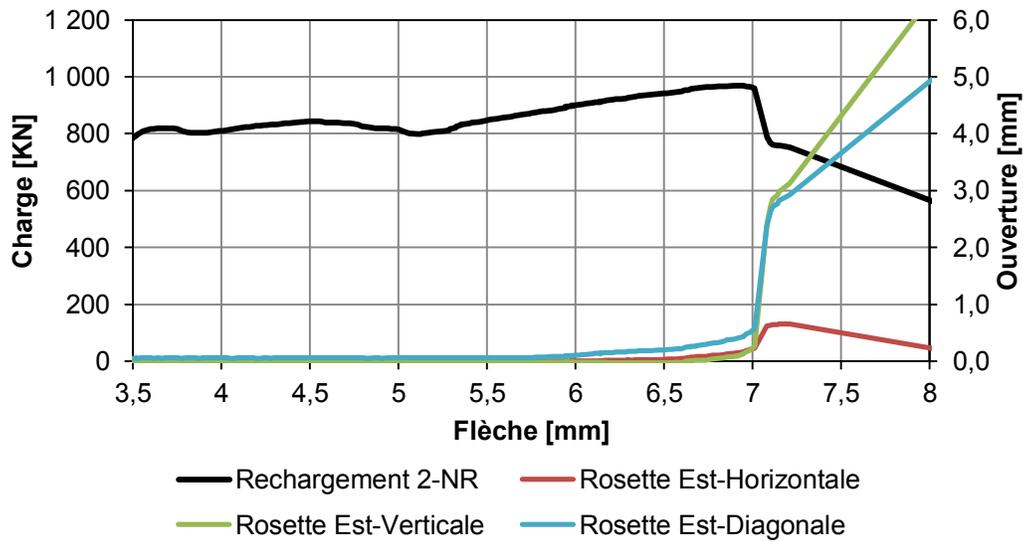


Figure 107 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du rechargement de la dalle 2-NR.

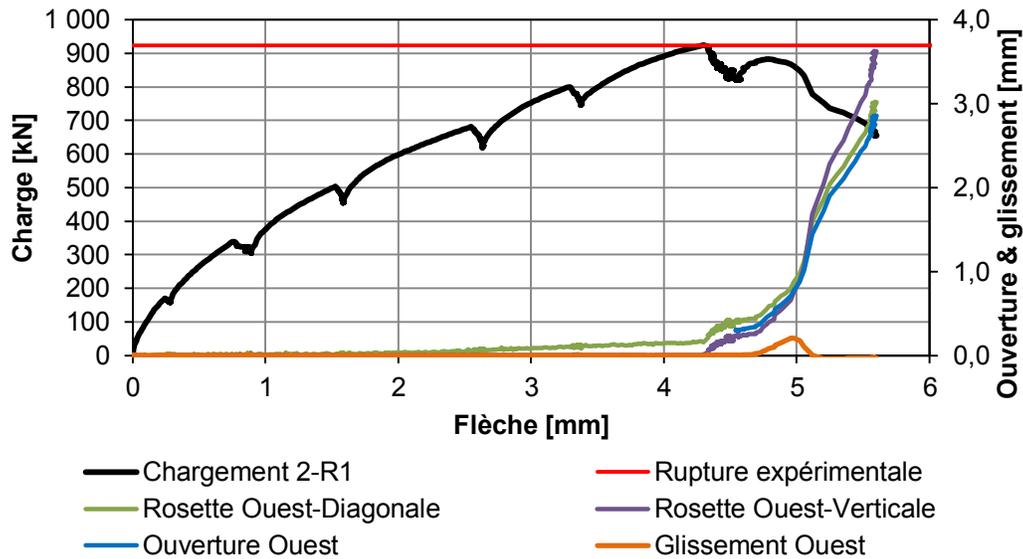


Figure 108 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du chargement de la dalle 2-R1.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

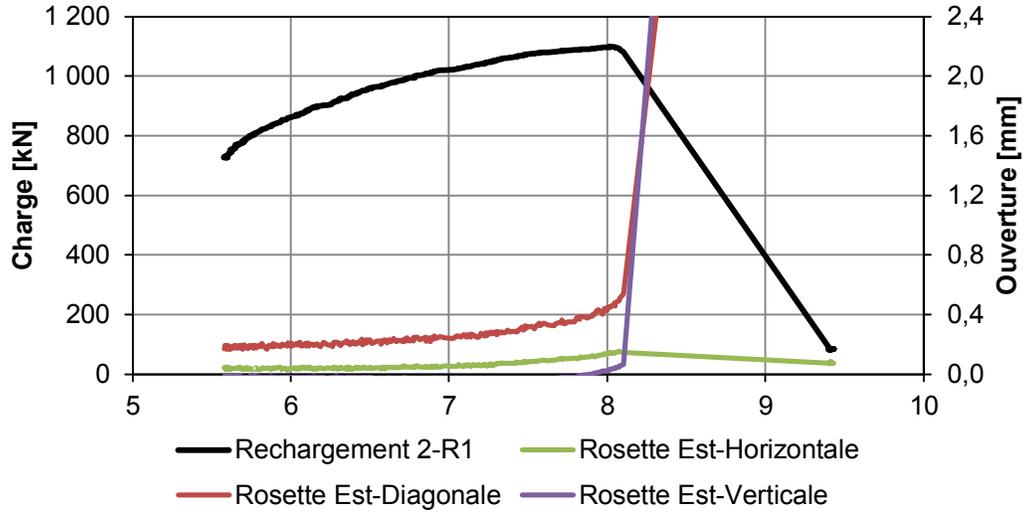


Figure 109 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du rechargement de la dalle 2-R1.

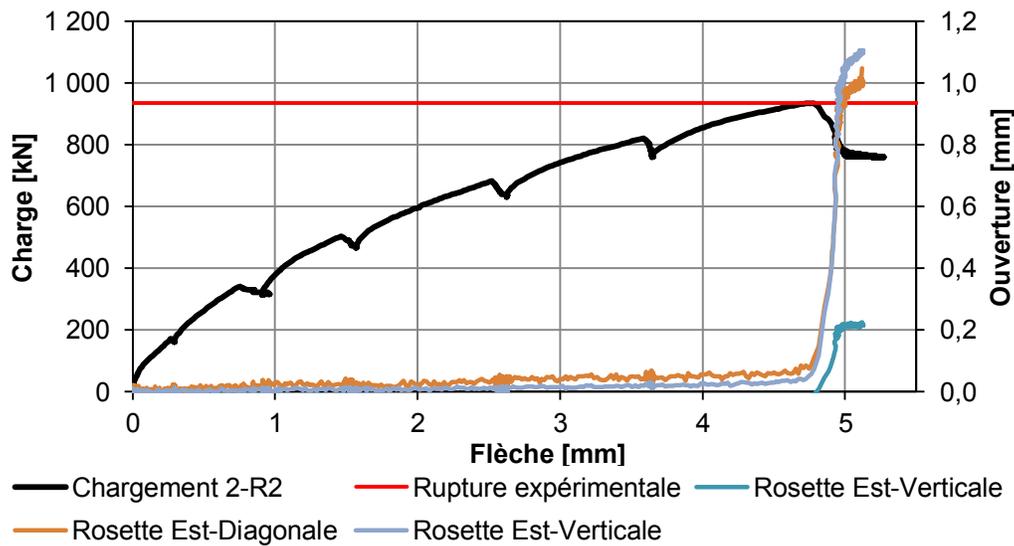


Figure 110 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du chargement de la dalle 2-R2.

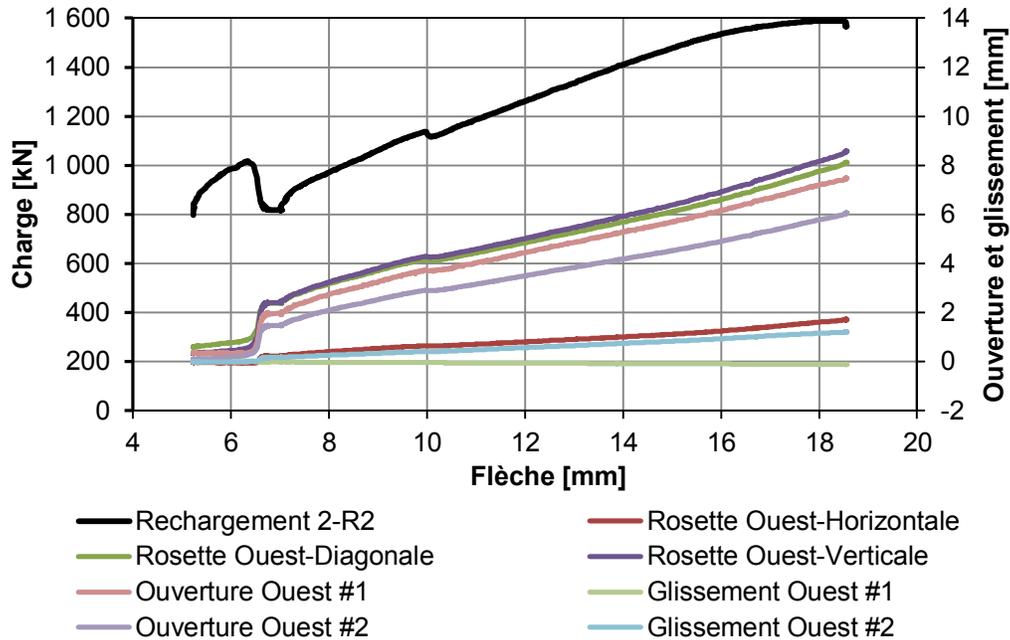


Figure 111 : Ouverture et glissement des fissures instrumentées en fonction de la flèche lors du rechargement de la dalle 2-R2.

Les Figure 103 à Figure 111 mettent clairement en évidence la corrélation entre l'apparition de la rupture en cisaillement et l'ouverture de fissures au moment de cette rupture.

7.4 Mode de rupture

Les Tableau 38 au Tableau 43 présentent sommairement les résultats des essais structuraux réalisés sur les six (6) dalles. Voici une liste des informations se trouvant dans ces tableaux :

- Une description du mode de rupture et de l'essai;
- La charge expérimentale qui a amené l'élément à céder en cisaillement;
- La résistance (ou charge théorique) du corps d'épreuve;

- Le pourcentage d'écart entre la charge théorique et expérimentale (indiqué entre parenthèses);
- La flèche lors de l'atteinte de la charge de rupture expérimentale;
- Une photo de la fissure critique.

Le calcul de la charge théorique à laquelle aurait dû résister le corps d'épreuve est basé sur les fondements et hypothèses suivants :

- La méthode générale de la norme CAN/CSA S6-14;
- La résistance est évaluée à une distance d_v de la plaque de chargement;
- La résistance à la fissuration (f_{cr}) du béton est égale à $0,4\sqrt{f'_c}$
- La résistance en compression (f'_c) du béton provient de la moyenne des essais matériaux qui ont été réalisés sur les carottes;
- Aucun facteur externe n'est pris en compte (ex : précontrainte chimique, fissuration des granulats due à la RAS, meilleure répartition des ouvertures des fissures);
- Les coefficients de pondération (Φ_c et Φ_s) ont été fixés à 1.

Les courbes de comportement charge-flèche (chargement et rechargement) indiquent que deux types de rupture ont été observés, à savoir une rupture à l'effort tranchant ou une rupture à la compression du béton. Pour la description des ruptures ci-dessous, la rupture en cisaillement qui survient du côté Est sera identifiée par la lettre E, celle du côté Ouest par la lettre O, enfin la rupture en compression sera indiquée par la lettre C.

Tableau 38 : Mode de rupture de la dalle 1-NR.

Dalle 1-NR	
<u>Charge de rupture théorique :</u>	846 kN
<u>Charge de rupture expérimentale (chargement) :</u>	805 kN (E) [-5%]
<u>Charge de rupture expérimentale (rechargement) :</u>	827 kN (O) 1 460 kN (C)
<u>Flèche lors de la rupture :</u>	3,5 mm (E) 4,2mm (O) 12,9 mm (C)
<p><u>Description du chargement :</u> La fissuration en flexion a débuté à 62 % de la charge de rupture de 805 kN. Une première fissure de cisaillement est apparue au même moment du côté Ouest. Une fissure principale de cisaillement s'est par la suite ouverte du côté Ouest à 87 % du chargement (700 kN). La rupture a été causée par une fissure de cisaillement qui est apparue du côté Est à 97 % de la charge maximale. La rupture s'est produite très rapidement après l'apparition de la fissure critique.</p>	
	
<p>État de la dalle du côté Est après la rupture</p>	
<p><u>Description du rechargement :</u> L'installation d'étriers externes du côté Est a permis de refermer la fissure critique de ce côté. Entre 200 kN et 815 kN, il y a eu progression de la flèche et de l'ouverture de la fissure critique. jusqu'au glissement de cette fissure à 827 kN (O) (synonyme de rupture en cisaillement caractérisé par une diminution de la charge). Par la suite, le chargement a augmenté à nouveau linéairement pour finalement engendrer une rupture en compression du béton sous la tête de chargement (C).</p>	
	
<p>État de la dalle du côté Ouest après la rupture</p>	

Tableau 39 : Mode de rupture de la dalle 1-R1.

Dalle 1-R1	
<u>Charge de rupture théorique :</u>	788 kN
<u>Charge de rupture expérimentale (chargement) :</u>	994 kN (E) [+26%]
<u>Charge de rupture expérimentale (rechargement) :</u>	953 kN (O) 1572 kN (C)
<u>Flèche lors de la rupture :</u>	4,4 mm (E) 8,8 mm (O) 26,0 mm (C)
<p><u>Description du chargement :</u> À 20% de la charge de rupture de 994 kN, certaines fissures engendrées par la présence de RAS ont commencé à se développer sans présenter d'orientation préférentielle. Ce n'est qu'à 400kN (40% de la charge de rupture) que les premières fissures de flexion ont commencé à apparaître dans la section centrale, soit la section en tension situé sous le point d'application de la charge. À une charge de 600 kN (60% de la charge de rupture), de nouvelles fissures flexion sont apparues ainsi que la première fissure de cisaillement. Par la suite, beaucoup de fissures découlant de fissures existantes causées par la RAS se sont développées. Ce n'est que lors de l'atteinte de charge maximale (994 kN) que la fissure de cisaillement du côté Est s'est propagée instantanément (E).</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">État de la dalle du côté Est après la rupture</p>	
<p><u>Description du rechargement :</u> Les étriers externes ont permis de refermer la fissure critique du côté Est. La flèche et la charge ont augmenté linéairement jusqu'à l'ouverture et la propagation de la fissure de cisaillement menant à la rupture à 945 kN (O). Cette ouverture s'est produite soudainement. Ensuite, la charge a diminué puis un autre mécanisme de résistance, le mécanisme d'arche est entré en jeu pour conduire à une rupture en compression du béton à 1572 kN (C).</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">État de la dalle du côté Ouest après la rupture</p>	

Tableau 40 : Mode de rupture de la dalle 1-R3.

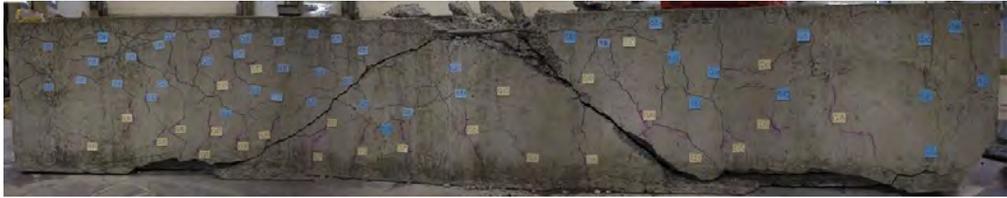
Dalle 1-R3	
<u>Charge de rupture théorique :</u>	765 kN
<u>Charge de rupture expérimentale (chargement) :</u>	920 kN (E) [+20%]
<u>Charge de rupture expérimentale (rechargement) :</u>	1 003 kN (O) 1 508 kN (C)
<u>Flèche lors de la rupture :</u>	6,3 mm (E) 8,5 mm (O) 19,1 mm (C)
<p><u>Description du chargement :</u> Dès le début de l'essai (à un faible niveau de chargement), de nombreuses fissures engendrées par la RAS ont commencé à s'allonger sans suivre d'orientation bien définie. Les premières fissures de flexions sont apparues à 452 kN ce qui représente 50% de la charge de rupture de 920 kN. Ce n'est qu'à 905 kN (99% de la charge de rupture) que la première fissure de cisaillement est apparue du côté Est. L'ouverture de la fissure de cisaillement s'est par la suite mise à croître rapidement alors que la capacité de l'élément s'est mise à chuter, indiquant ainsi une rupture en cisaillement à 920 kN (E).</p>	
<p><u>Description du rechargement :</u> L'ouverture et le glissement de la fissure critique se sont par la suite stabilisés due à la création d'un mécanisme de bielles de compression entre l'appui et le point d'application de la charge. La rupture en cisaillement du côté Ouest s'est produite à 1003 kN. Tout comme pour le côté Est, l'effort tranchant a été repris par un système de bielle qui a permis de résister à une charge ultime de 1508 kN. La rupture s'est alors produite par un éclatement du béton dans la zone en compression (sous la zone de chargement).</p>	
	
Dalle après la rupture	

Tableau 41 : Mode de rupture de la dalle 2-NR.

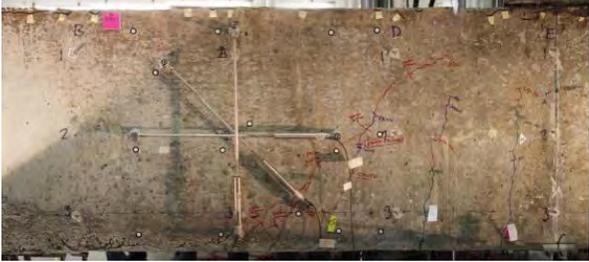
Dalle 2-NR	
<u>Charge de rupture théorique :</u>	728 kN
<u>Charge de rupture expérimentale (chargement) :</u>	829 kN (O) [+14%]
<u>Charge de rupture expérimentale (rechargement) :</u>	969 kN (E)
<u>Flèche lors de la rupture :</u>	3,3 mm (O) 6,9 mm (E)
<p><u>Description du chargement :</u> Les premières fissures de flexions sont apparues à 539 kN ce qui représente 65% de la charge de rupture de 829 kN. Ce n'est qu'à 770 kN (93% de la charge de rupture) que les premières fissures de cisaillement sont apparues du côté Est ainsi que du côté Ouest. La fissure la plus importante du côté ouest s'est par la suite propagée très rapidement. Des capteurs (LVDT) d'ouverture et de glissement ont été installés dès lors été installé à une charge de 828,5 KN. À la reprise du chargement, la valeur de 828,5 kN n'a pu être dépassée, ce qui en fait la charge de rupture expérimentale pour le côté Ouest (O).</p>	
	
<p>État de la dalle du côté Ouest après la rupture</p>	
<p><u>Description du rechargement :</u> Suite à la rupture du côté Ouest, le mécanisme d'arche est entré en jeu, stabilisant ainsi l'ouverture et le glissement de la fissure critique. L'essai a donc été poursuivi sans nécessiter l'installation du système d'étriers externes. La fissure de cisaillement critique du côté Est s'est créée très rapidement, causant ainsi la rupture à une charge de 969 kN.</p>	
	
<p>État de la dalle du côté Est après la rupture</p>	

Tableau 42 : Mode de rupture de la dalle 2-R1.

Dalle 2-R1	
<u>Charge de rupture théorique :</u>	728 kN
<u>Charge de rupture expérimentale (chargement) :</u>	924 kN (O) [+27%]
<u>Charge de rupture expérimentale (rechargement) :</u>	1098 kN (E)
<u>Flèche lors de la rupture :</u>	4,3 mm (O) 8,0 mm (E)
<p><u>Description du chargement :</u> À partir de 340 kN, certaines fissures engendrées par la RAS ont commencé à progresser. Ce n'est toutefois qu'à 503 kN que les premières fissures de flexion ont commencé à être observées. La majorité d'entre elles sont des fissures de RAS qui se sont propagées du cœur de la poutre vers la fibre tendue. Beaucoup d'autres fissures de RAS se sont par la suite propagées. À l'avant-dernier plateau de chargement (801 kN), aucun plan de cisaillement n'était clairement observable. Le plan de fissuration s'est défini du côté Ouest et la rupture de l'élément s'est produit à 924,2 kN (O).</p>	
	
<p>État de la dalle du côté Ouest après la rupture</p>	
<p><u>Description du rechargement :</u> Suite à la rupture du côté Ouest, le mécanisme d'arche est entré en jeu, stabilisant ainsi l'ouverture et le glissement de la fissure critique du côté Est. L'essai a donc été poursuivi sans nécessiter l'installation du système d'étriers externes. La charge a ensuite été augmentée graduellement sans qu'il y ait création ou progression de fissures de cisaillement. À quelques kN de la charge maximale, une fissure de cisaillement critique s'est créée de manière très brutale. La poutre a finalement cédé en cisaillement du côté Est à une charge de 1098 kN.</p>	
	
<p>État de la dalle du côté Est après la rupture</p>	

Tableau 43 : Mode de rupture de la dalle 2-R2.

Dalle 2-R2	
<u>Charge de rupture théorique :</u>	728
<u>Charge de rupture expérimentale (chargement) :</u>	935 kN (E) [+28%]
<u>Charge de rupture expérimentale (rechargement) :</u>	1018 kN (O)
<u>Flèche lors de la rupture :</u>	4,8 mm (E) 6,3 mm (O)
<p><u>Description du chargement :</u> À partir de 340 kN, de nombreuses fissures engendrées par la RAS ont commencé à s'allonger sans suivre d'orientation bien définie. Ce n'est toutefois qu'à 500 kN que les premières fissures de flexion ont commencé à être observées. La majorité d'entre elles sont des fissures de RAS qui se sont propagées du cœur de la poutre vers la fibre tendue. Les fissures de cisaillement commencent à être visibles vers 820 kN. Leur orientation est toutefois moins bien définie. Une fissure principale s'est par la suite formée en empruntant des fissures nouvellement formées ainsi que des plans de fissure causés par la RAS. La chute de résistance ainsi que l'augmentation de l'ouverture de la fissure critique se sont produites à 935 kN du côté Est (E).</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">État de la dalle du côté Est après la rupture</p> <p><u>Description du rechargement :</u> L'ajout d'étriers externes du côté ouest a permis de refermer la fissure critique afin de reprendre le chargement et d'amener le côté est à la rupture. Lors de la remontée en charge, deux fissures de cisaillement se sont créées du côté ouest. Une perte de résistance s'est produite à 1018 kN due à la présence de la fissure critique située près de l'appui Ouest. Suite à cette chute de résistance, un mécanisme de bielle et tirant s'est installé dans la section de béton non fissuré ce qui a permis de continuer l'essai jusqu'à 1589 kN. L'essai a été interrompu car la dalle présentait des signes de rupture en flexion.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">État de la dalle du côté Ouest après la rupture</p>	

7.5 Analyse sommaire des résultats structuraux

Les essais structuraux réalisés sur 2 dalles non-réactives ainsi que sur 4 dalles présentant divers niveaux d'expansion causée par la RAS ont permis de mettre en lumière certaines différences en ce qui a trait à leur résistance ainsi qu'à leur mode de rupture.

L'ensemble des dalles réactives a présenté une résistance au cisaillement plus importante que les dalles dites non-réactives et ce, malgré la fissuration très importante qui a été engendrée par la réaction alcalis-silice.

L'examen attentif des patrons de fissuration indique également que certaines fissures mécaniques (issues du chargement) semblent avoir pour origine des fissures déjà présentes initiées par la RAS. La présence de RAS semble donc influencer la progression de la fissuration en créant des zones de faiblesse (tension). Il est également possible de remarquer que certaines fissures critiques de cisaillement (menant à la rupture) peuvent emprunter les fissures de RAS existantes pour se développer.

L'angle de la fissure critique (ayant mené à la rupture) est très variable même entre des éléments présentant des caractéristiques très semblables.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

CHAPITRE 8 DISCUSSION DES RÉSULTATS

8.1 Caractérisation de l'état d'endommagement du *matériau*

La comparaison des résultats d'essais réalisés sur les carottes prélevées à partir des dalles réactives et non réactives permet de déterminer et d'évaluer la condition des échantillons réactifs. Il est ainsi possible de déterminer à quel point la RAS a endommagé le *matériau béton*, et ce à partir des chutes de propriétés mécaniques (résistance à la compression et à la traction, module d'élasticité) et de l'évolution de la fissuration au sein des corps d'épreuve (*Stiffness Damage Index* (SDI) et *Damage rating Index* (DRI)).

Il existe plusieurs façons de caractériser/quantifier le niveau d'endommagement du béton causé par la RAS. Les résultats obtenus dans le cadre de ce projet seront comparés à la classification récemment proposée par Sanchez (2014) et présentée au Tableau 44. Cette échelle de classification a été créée à partir du comportement d'échantillons de laboratoire (cylindres 100 x 200 mm; bétons de 25, 35 et 45 MPa) incorporant une variété de granulats réactifs et dont les propriétés ont été déterminées en fonction de différents niveaux d'expansion libre en général comparables à ceux générés dans le cadre de cette étude. Les résultats obtenus avec les échantillons de béton de 35 et 45 MPa incorporant le gravier du Nouveau-Mexique sont également présentés entre parenthèses, pour fins de comparaison.

Ainsi, l'échelle de classification de Sanchez (2014) sera utilisée pour l'évaluation des propriétés mécaniques (résistance en compression, résistance en tension) ainsi que pour la diminution de rigidité du béton. Pour les essais de *Stiffness Damage Test* et de *Damage Rating Index*, des échelles inspirées des travaux de Sanchez (2014) et Fournier *et al.* (2009) seront utilisées. Bien que la nature des échantillons (cylindres vs carottes) diffère, la comparaison apparaît malgré tout appropriée compte-tenu que les corps d'épreuve semblent montrer un comportement s'apparentant de plus en plus à une

expansion libre au fur et à mesure que l'on se dirige vers le sommet des dalles. De plus, dans les deux cas, l'expansion a été générée dans des conditions « accélérées » de laboratoire.

Tableau 44 : Classification du niveau d'endommagement du béton causé par la réaction alcalis-silice. Modifié de Sanchez (2014).

Classification du degré d'endommagement	Niveau d'expansion de référence (%) ¹	Évaluation de la RAS ²				
		Chute de rigidité (%)	Chute de résistance en compression (%)	Chute de résistance en traction (%)	SDI	DRI
Négligeable	0.00 – 0.04	-	-	-	0.06 – 0.16	100 - 155
Marginal	0.05 ± 0.01	5 – 37 (5 - 13)	(-)10 – 15 (0 - (-)4)	15 – 60 (32 - 55)	0.11 – 0.25 (0.14 - 0.15)	211 – 404 (254 – 405)
Modéré	0.12 ± 0.01	20 – 50 (19 - 27)	0 – 20 (7 - 12)	40 – 65 (46 - 62)	0.15 – 0.31 (0.15 - 0.18)	330 – 500 (380 – 405)
Élevé	0.20 ± 0.01	35 – 60 (36-40)	13 – 25 (23)	45 – 80 (61-65)	0.19 – 0.32 (0.20 – 0.23)	505 – 765 (579 – 602)
Très élevé	0.30 ± 0.01	40 – 67	20 – 35		0.22 – 0.36	606 – 925

¹ : Ces niveaux d'expansion ne doivent pas être considérés comme des limites strictes entre les diverses classes d'endommagement mais plutôt comme des niveaux de référence permettant une analyse comparative des résultats d'essais mécaniques et d'analyse pétrographique qui ont été réalisés dans le cadre du projet de Sanchez (2014). Cette analyse a pour objectif de faire ressortir des caractéristiques pouvant être associées à des niveaux d'endommagement du béton se développant en fonction de la progression de la RAS dans le béton.

² : Les données entre parenthèses correspondent aux résultats obtenus avec les échantillons de béton de 35 et 45 MPa incorporant le gravier du Nouveau-Mexique.

8.1.1 Compression

La comparaison des valeurs de résistance en compression entre les dalles non réactives et réactives permet de déterminer à quel point ces dernières ont été affectées par la RAS. Le Tableau 45 présente en effet les diminutions de résistance en compression des bétons réactifs par rapport à la résistance en compression moyenne des bétons non réactifs au même âge. Les résultats permettent ainsi d'établir qu'un gradient de diminution de résistance en

compression est présent pour les dalles 1-R2 et 2-R3; toutefois, ce gradient est plus marqué pour la dalle 1-R2 malgré des diminutions de résistance globalement moins importantes. Pour la première série de dalles, les diminutions de résistance en compression varient en moyenne de 3,7 à 27,8% et de 17,4 à 27,3% pour les carottes prélevées respectivement dans les directions horizontale et verticale. Ainsi, selon la classification du Tableau 44, les échantillons horizontaux présenteraient un endommagement variant de modéré (base) à très élevé (sommet). Quant aux échantillons verticaux, ceux-ci posséderaient un endommagement modéré-élevé à la base et élevé à très élevé au sommet.

Tel que mentionné précédemment, la dalle 2-R3 présente des diminutions de résistance en compression plus importantes que la dalle 1-R2, mais les diminutions sont moins étalées. Elle présente en effet des diminutions de 20 à 36,1% pour les échantillons horizontaux et de 24,5 à 37,3% pour les échantillons verticaux. Ainsi, la dalle 2-R3 présenterait des niveaux d'endommagement variant de modéré-élevé à très élevé.

Ainsi, l'expansion plus importante atteinte par la dalle 2-R3 se reflète par des diminutions moyennes de résistance en compression plus élevées. Globalement, les dalles 1-R2 et 2-R3 présentent des diminutions de résistances en compression de 19,8% et 29,8%, respectivement. Cette différence est non négligeable et représente bien l'effet de l'évolution de la RAS sur la résistance en compression du béton.

Tableau 45 : Valeurs moyennes de résistance en compression et chute par rapport aux dalles non réactives correspondantes, selon l'orientation et la position pour les dalles réactives réservées aux essais matériau.

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14 %)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		Résistance en compression (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à 1-NR moyen (%) ²	Résistance en compression (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à 2-NR moyen (%) ²
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	34,6 (8)	6	27,8	28,3 (11)	10	36,1
	Niveau B (405 mm)	37,2 (10)	5	22,3	30,2 (11)	9	31,9
	Niveau C (210 mm)	46,1 (10)	7	3,7	35,5 (12)	8	20,0
	Moyenne horizontale	39,9 (28)	14	16,8	31,5 (34)	13	29,0
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	34,8 (12)	8	27,3	27,8 (11)	12	37,3
	Bas 2/2 (350 mm)	39,5 (8)	9	17,4	33,5 (11)	7	24,5
	Moyenne verticale	36,7 (20)	11	23,4	30,6 (22)	13	30,9
Global	Moyenne globale	38,4 (48)	13	19,8	31,1 (56)	13	29,8

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de résistance en compression obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 47,9 MPa (1-NR) et 44,3 MPa (2-NR).

Les valeurs de coefficient de variation sont majoritairement inférieures à 10%, indiquant ainsi une légère variation dans les propriétés mécaniques sans doute attribuables au fait que la RAS est une réaction dont l'ampleur peut être affectée par plusieurs facteurs, tels que la géométrie et la présence de barres d'armature.

Des représentations spatiales des chutes de résistance en compression pour chacune des dalles réservées aux essais *matériau* sont incluses à l'Annexe DAnnexe E. Celles-ci illustrent très bien la présence d'un gradient d'endommagement à l'intérieur des deux séries de dalles, gradient probablement causé par la forte concentration d'armature à la base des dalles. Ces barres restreignent le gonflement causé par la RAS en semelle et par le fait même la fissuration, ce qui affecte ainsi la diminution des propriétés mécaniques. Toutefois, les résultats des essais réalisés sur les carottes prélevées autant à l'horizontale qu'à la verticale (Tableau 45) indiquent que le niveau d'endommagement du béton près de la base des dalles est significativement plus élevé pour la dalle 2-R3 que pour la dalle 1-R2, et ce malgré la proximité des barres d'armature.

La façon dont les échantillons ont été prélevés et testés permet d'évaluer si des différences existent entre le centre (cœur) et les côtés des corps d'épreuves. Le Tableau 46 présente les valeurs de résistances en compression obtenues pour les différentes sections des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles. Il en est de même pour les carottes prélevées verticalement au Tableau 47. En tenant compte des coefficients de variation, il est difficile d'établir des différences significatives entre le cœur et les sections latérales des dalles. Pour les carottes horizontales, seul le niveau B de la dalle 2-R3 semble montrer une nette différence entre le cœur et les sections latérales du corps d'épreuve. La section centrale y serait moins endommagée. Dans le cas des échantillons prélevés verticalement, seul le niveau B de la dalle 1-R2 présente un résultat significativement différent, et cette fois-ci la section centrale présente une résistance inférieure aux sections latérales. Globalement, le nombre limité d'échantillons prélevés au sein des corps d'épreuve ne permet pas d'établir qu'il existe des différences significatives au niveau des chutes de résistance en compression entre les sections centrales et latérales d'un même niveau des corps d'épreuves.

Tableau 46 : Valeurs moyennes de résistance en compression et chutes correspondantes par rapport aux dalles non-réactives de la même série, et ce en fonction de la position des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles réactives (1/3 et 3/3 étant des sections latérales et 2/3 la section centrale au cœur du corps d'épreuve).

Carottes horizontales										
Dalle	Position	Section 1/3			Section 2/3			Section 3/3		
		f_c (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	f_c (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	f_c (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²
1-R2	Niveau A (600 mm)	35,1 (3)	7	26,7	33,9 (3)	6	29,1	33,5 (1)	-	30,1
	Niveau B (405 mm)	38,0 (4)	4	20,6	36,5 (3)	8	23,7	36,7 (3)	4	23,3
	Niveau C (210 mm)	46,0 (4)	9	3,9	44,8 (4)	5	6,5	49,1 (2)	4	-2,6
2-R3	Niveau A (600 mm)	29,3 (4)	5	33,8	29,6 (3)	2	33,2	26,4 (4)	14	40,5
	Niveau B (405 mm)	28,3 (3)	6	36,1	33,1 (4)	3	25,4	28,8 (4)	8	35,1
	Niveau C (210 mm)	36,4 (4)	5	17,8	33,8 (4)	9	23,7	36,1 (4)	10	18,5

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de résistance en compression obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 47,9 MPa (1-NR) et 44,3 MPa (2-NR).

Tableau 47 : Valeurs moyennes de résistance en compression et chutes correspondantes par rapport aux dalles non-réactives de la même série, et ce en fonction de la position des carottes prélevées verticalement à l'intérieur des dalles réactives (A et C étant des sections latérales et B la section centrale au cœur).

Carottes verticales										
Dalle	Position	Section A			Section B			Section C		
		f _c (MPa) ¹	CV (%)	Diminution p/r à NR moyen (%) ²	f _c (MPa) ¹	CV (%)	Diminution p/r à NR moyen (%) ²	f _c (MPa) ¹	CV (%)	Diminution p/r à NR moyen (%) ²
1-R2	Haut 1/2 (550 mm)	34,6 (4)	5	27,7	35,1 (4)	12	26,6	34,6 (4)	9	27,7
	Bas 2/2 (350 mm)	41,4 (2)	2	13,6	36,2 (3)	10	24,3	41,6 (3)	5	13,2
2-R3	Haut 1/2 (550 mm)	28,1 (3)	13	36,5	29,9 (4)	6	32,5	25,4 (4)	15	42,6
	Bas 2/2 (350 mm)	33,0 (3)	4	25,5	33,8 (4)	6	23,6	33,4 (4)	10	24,7

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de résistance en compression obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 47,9 MPa (1-NR) et 44,3 MPa (2-NR).

8.1.2 Résistance à la traction

L'évolution de la résistance en traction du béton a été étudiée par l'entremise de l'essai de fendage (ASTM C496, 2005). Celui-ci a fait l'objet de beaucoup de critique au cours des dernières décennies; toutefois, il est le seul qui fait l'objet d'une norme, ce qui a en partie motivé son choix.

La résistance à la traction du béton a été affectée de façon significative par la RAS, comme en témoignent les résultats présentés au Tableau 48. La dalle 1-R2 (expansion 0,14%) montre des diminutions de résistance en traction variant de 8,9 % à la base à 32,8 % au sommet pour les carottes prélevées horizontalement, et de 26,3 à 31% pour les échantillons prélevés verticalement. Le même phénomène est observable pour la dalle 2-R3, mais les diminutions de résistance sont plus élevées compte-tenu du niveau d'expansion atteint (0,23%). Celles-ci varient d'environ 23 à 44 % pour les échantillons horizontaux et de 29 à 38 % pour les spécimens verticaux. Cela confirme, tel qu'anticipé, que la RAS a endommagé plus sévèrement les dalles ayant subi une expansion plus élevée.

Tout comme dans le cas des résultats de résistance en compression, un gradient d'endommagement se propageant de la base vers le sommet a été observé par l'entremise des résultats des essais de traction. Ainsi, l'endommagement augmente significativement en s'éloignant du lit de barres d'armature présent à la base des corps d'épreuve. En se basant sur l'échelle d'endommagement proposée par Sanchez (2014) (Tableau 44), les diminutions de résistance à la traction répertoriées dans la dalle 1-R2, présentant une expansion modérée, qualifierait de négligeable l'endommagement en semelle et marginal au sommet du corps d'épreuve. Dans le cas de la dalle 2-R3, l'endommagement varierait de marginal en semelle à modéré au sommet. Cette échelle de classification doit par contre être utilisée avec prudence pour les pertes de résistance à la traction puisque celle-ci a été développée à l'aide de résultats obtenus par le *gas pressure tension test*. Cet essai étant plus sensible à la propagation de fissures, les valeurs de résistance à la traction mesurées par cette méthode sont donc normalement plus faibles que celles obtenues par essai de fendage.

Tableau 48 : Valeurs moyennes de résistance à la traction et diminution par rapport aux dalles non réactives correspondantes, selon l'orientation et la position pour les dalles réactives réservées aux essais matériau.

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14%)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		f'_t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à 1-NR moyen (%) ²	f'_t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à 2-NR moyen (%) ²
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	1,6 (10)	8	32,8	1,3 (8)	10	43,8
	Niveau B (405 mm)	1,8 (10)	8	25,9	1,6 (9)	8	32,6
	Niveau C (210 mm)	2,2 (6)	9	8,9	1,8 (9)	13	23,3
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	1,7 (12)	13	31,0	1,4 (11)	15	38,2
	Bas 2/2 (350 mm)	1,8 (12)	10	26,3	1,7 (10)	10	29,0
Global		1,8 (50)	14	26,6	1,6 (47)	15	33,3

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de résistance en traction obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 2,5 MPa (1-NR) et 2,3 MPa (2-NR).

Avant la réalisation des essais de fendage, les échantillons ont été examinés et les fissures visibles tracées à l'aide d'un marqueur, et ce afin de vérifier ultérieurement si le plan de rupture emprunte des fissures préexistantes. Ces observations ont permis de déterminer que le plan de rupture emprunte en effet parfois des fissures causées par la RAS; toutefois, ce n'est pas toujours le cas.

Une fois l'essai complété, un examen sommaire des plans de rupture a été effectué, une attention particulière étant portée aux particules du gros granulat.

On a pu alors remarquer la présence de bonnes proportions de particules de granulats déchaussées et fracturées, et ce autant pour les éprouvettes provenant de béton réactif, que non réactif. Le granulat réactif du Nouveau-Mexique étant un gravier naturel partiellement concassé; il n'est donc pas surprenant de retrouver un bon nombre de particules de granulats arrondies qui ont été déchaussées lors de l'essai. De plus, un des problèmes de cet essai est qu'il prédétermine le plan de rupture; ainsi, même si le plan de rupture traverse une particule de granulat, cela n'est pas nécessairement une indication que ce plan a emprunté des fissures à l'intérieur des particules de granulat ayant été créées par la RAS. Ainsi, il est fort possible que l'essai de fendage sous-estime les diminutions de résistance en traction pour des spécimens affectés par la RAS.

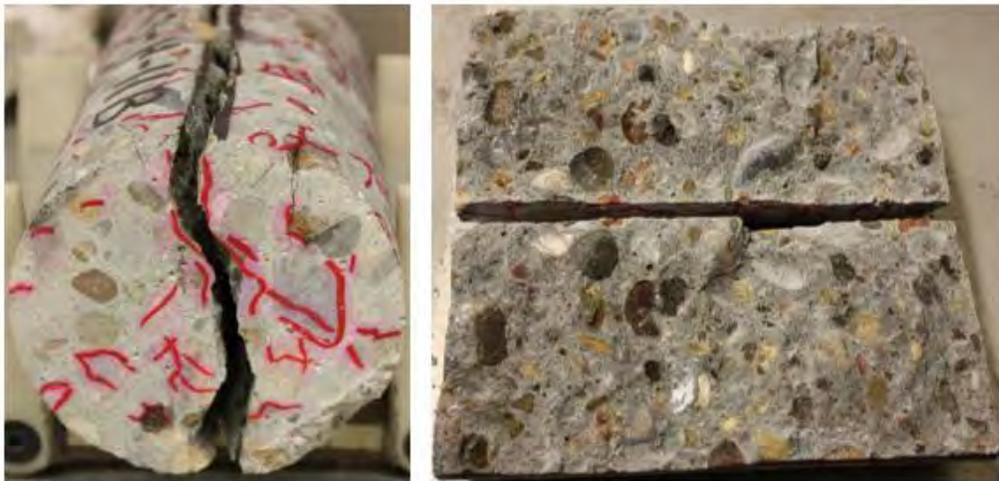


Figure 112 : Plan de rupture typique d'un échantillon de béton réactif ayant subi un essai de fendage. On y remarque des empreintes de particules de granulats déchaussées, des particules de granulat fracturées, et des dépôts blanchâtres dans un pore de la pâte de ciment.

Lors des travaux réalisés sur la première série de corps d'épreuve, un questionnement s'est imposé quant à l'influence possible de l'orientation de la

fissuration générée par la RAS à l'intérieur de ces échantillons sur la réponse à l'essai de fendage. Ainsi, une attention particulière a été portée à l'orientation des échantillons pour la deuxième série de dalles et une méthodologie particulière a été adoptée. Ainsi, deux orientations du plan de fendage imposé ont été étudiées, et ce autant pour les carottes prélevées horizontalement que verticalement (Figure 113). Les plans étudiés sont selon les axes ZY, ZX et XY, comme présentés à la Figure 114.

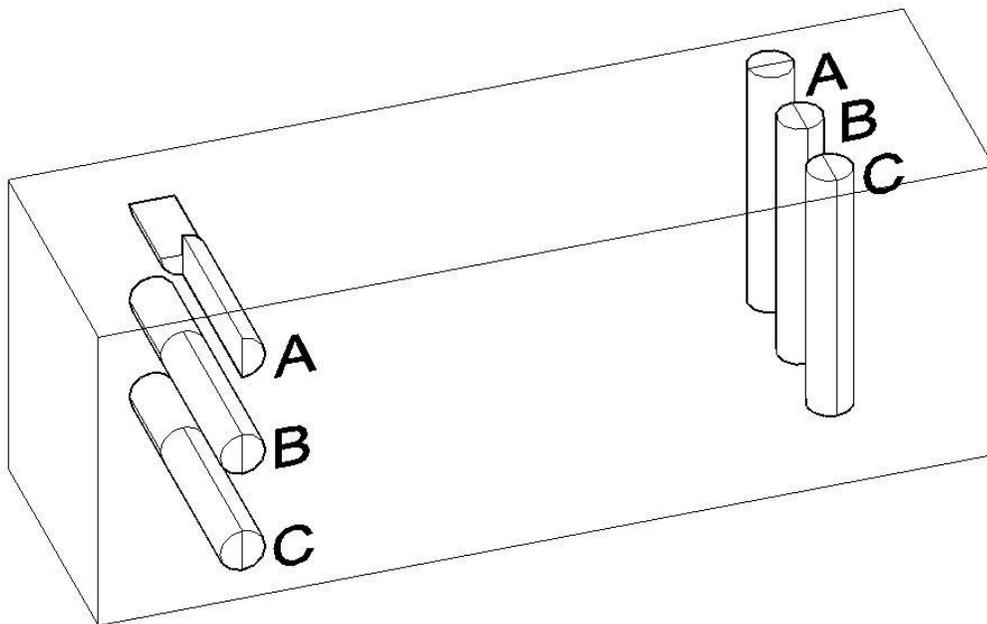


Figure 113 : Représentation des plans étudiés pour les essais de fendage.

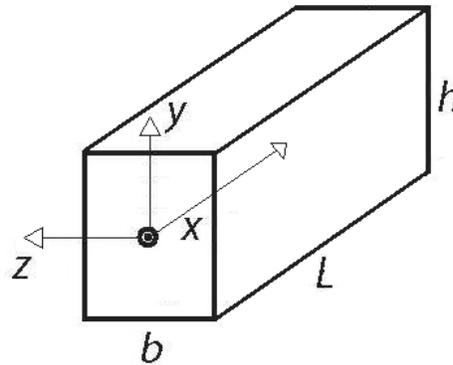


Figure 114 : Système d'axe utilisé à l'intérieur d'une dalle pour l'identification des plans de ruptures des essais de fendage.

Les résultats des essais de traction réalisés selon les différentes orientations décrites plus haut sont présentés au Tableau 49 pour les carottes prélevées horizontalement et au Tableau 50 pour les carottes prélevées verticalement. Bien qu'il existe une différence de résistance en traction statistiquement significative selon la position (hauteur) des échantillons à l'intérieur de la dalle, il est moins évident de confirmer une telle tendance selon l'orientation du plan de rupture. En effet, la même tendance à la diminution des résistances en traction de béton vers le sommet de la dalle est présente, mais l'analyse statistique des résultats ne permet pas d'établir que les résistances développées pour des échantillons provenant d'une même hauteur sont statistiquement différentes selon le plan de fracture imposé. Ces observations sont valables autant pour les échantillons prélevés horizontalement que verticalement.

Ainsi, bien qu'il soit logique de croire que l'orientation de la fissuration puisse avoir une influence sur la résistance mesurée lors des essais de fendage, une tendance claire n'a pas pu être établie lors de cette étude. La fissuration n'était en fait peut-être pas aussi orientée qu'on pourrait le croire suite aux mesures d'expansion effectuées sur les corps d'épreuve. Il est aussi probable que le

faible nombre d'échantillons évalués selon certaines orientations fasse en sorte qu'il soit difficile d'observer une différence statistiquement significative.

Tableau 49 : Valeurs moyennes de résistance à la traction selon l'orientation des différentes séries de carottes « horizontales » pour la dalle 2-R3.

Dalle 2-R3 f_t (MPa)						
Carottes horizontales	Général (MPa)¹	CV (%)	Orientation ZY (MPa)¹	CV (%)	Orientation ZX (MPa)¹	CV (%)
Niveau A (600 mm)	1,3 (8)	10	1,3 (5)	12	1,3 (3)	5
Niveau B (405 mm)	1,6 (9)	8	1,5 (7)	8	1,7 (2)	3
Niveau C (210 mm)	1,8 (9)	13	1,8 (7)	14	1,8 (2)	11
Global	1,6 (26)	16	1,6 (19)	17	1,6 (7)	16

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Tableau 50 : Valeurs moyennes de résistance à la traction selon l'orientation des différentes séries de carottes « verticales » pour la dalle 2-R3.

Dalle 2-R3 f_t (MPa)						
Carottes verticales	Général (MPa)¹	CV (%)	Orientation ZY (MPa)¹	CV (%)	Orientation XY (MPa)¹	CV (%)
Haut 1/2 (550 mm)	1,4 (11)	15	1,5 (8)	15	1,4 (3)	16
Bas 2/2 (350 mm)	1,7 (10)	10	1,7 (7)	10	1,6 (3)	13
Global	1,5 (21)	14	1,6 (15)	14	1,5 (6)	15

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

En plus de l'effet de l'orientation du plan de chargement, il est intéressant d'évaluer si des différences de résistance à la traction du béton existent entre le centre et la périphérie des dalles. Le Tableau 51 présente donc les

résistances à la traction en fonction de la position (cœur vs côté) des échantillons prélevés horizontalement. Il est en de même au Tableau 52 pour les échantillons prélevés verticalement. En tenant compte des valeurs de coefficient de variation, seul le niveau horizontal A des carottes horizontales indique des résistances plus faibles au cœur que sur les côtés. Toutefois, globalement, les résultats d'essais de traction ne font pas ressortir de différences statistiquement significatives entre le cœur et les côtés des corps d'épreuve, suggérant que l'endommagement du béton associable à la RAS se soit développé de façon relativement homogène dans cette direction. La dimension limitée des corps d'épreuve et les conditions d'exposition humides auxquelles ils ont été exposés peuvent en partie expliquer ces résultats; toutefois, il ne faut pas oublier que le nombre d'échantillons disponibles était limité.

Tableau 51 : Valeurs moyennes de résistance à la traction et chutes correspondantes par rapport aux dalles non-réactives de la même série, et ce en fonction de la position des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles réactives (1/3 et 3/3 étant des sections latérales et 2/3 la section centrale au cœur du corps d'épreuve).

Carottes horizontales										
Dalle	Position	Section 1/3			Section 2/3			Section 3/3		
		f'_t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	f'_t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	f'_t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²
1-R2	Niveau A (600 mm)	1,7 (4)	2	29,7	1,6 (4)	12	35,0	1,6 (2)	2	34,9
	Niveau B (405 mm)	1,9 (4)	8	21,8	1,8 (4)	6	27,8	1,7 (2)	3	30,3
	Niveau C (210 mm)	2,2 (1)	-	9,1	2,1 (3)	8	14,3	2,4 (2)	6	0,8
2-R3	Niveau A (600 mm)	1,4 (3)	4	39,7	1,2 (3)	9	49,3	1,4 (2)	0,3	41,5
	Niveau B (405 mm)	1,6 (4)	9	32,9	1,5 (3)	7	35,5	1,7 (2)	3	27,6
	Niveau C (210 mm)	2,0 (3)	11	13,8	1,6 (4)	4	30,7	1,8 (2)	11	22,9

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de résistance en traction obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 2,5 MPa (1-NR) et 2,3 MPa (2-NR).

Tableau 52 : Valeurs moyennes de résistance à la traction et chutes correspondantes par rapport aux dalles non-réactives de la même série, et ce en fonction de la position des carottes prélevées verticalement à l'intérieur des dalles réactives (A et C étant des sections latérales et B la section centrale au cœur du corps d'épreuve).

Carottes verticales										
Dalle	Position	Section A			Section B			Section C		
		f _t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	f _t (MPa) ¹	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	f _t (MPa) ²	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%)
1-R2	Haut 1/2 (550 mm)	1,8 (4)	16	27,7	1,5 (4)	4	38,5	1,8 (4)	7	26,8
	Bas 2/2 (350 mm)	1,8 (4)	13	28,0	1,9 (4)	8	23,0	1,8 (4)	11	27,9
2-R3	Haut 1/2 (550 mm)	1,4 (3)	16	39,8	1,6 (4)	5	30,7	1,3 (4)	16	44,6
	Bas 2/2 (350 mm)	1,6 (3)	13	30,7	1,8 (3)	11	23,5	1,6 (4)	6	31,8

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de résistance en traction obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 2,5 MPa (1-NR) et 2,3 MPa (2-NR).

Des représentations spatiales des diminutions de résistance à la traction ont aussi été produites afin de représenter visuellement comment les variations de résistance se manifestent à l'intérieur des sections de dalles. Elles sont présentées à l'Annexe E.2 et permettent d'établir de façon visuelle la présence d'un gradient d'endommagement se propageant de la base des dalles vers le sommet de celle-ci avec des diminutions de résistance de plus en plus importantes vers la partie supérieure des dalles.

8.1.3 Module d'élasticité

La rigidité d'un matériau est une propriété très importante pour tous les aspects structuraux car elle permet d'envisager la réponse mécanique du matériau sous l'action d'une charge. Les diminutions de module d'élasticité ont donc été déterminées pour une dalle présentant une expansion modérée (1-R2) et une dalle présentant une expansion élevée (2-R3), et ce par rapport à la rigidité moyenne mesurée sur des carottes prélevées sur les dalles non réactives 1-NR et 2-NR.

Tout comme pour les résultats présentés précédemment, une diminution progressive du module de Young est observée de la base au sommet des dalles. Ces diminutions varient de 16,2% en semelle à 45,6 % au sommet pour la dalle 1-R2, et de 38,1 à 57,9% pour la dalle 2-R3. Il apparait donc que le matériau béton est très affecté par la RAS se développant presque en expansion libre au sommet des dalles. Il est également intéressant de constater que la diminution de rigidité du béton à la base du corps d'épreuve a plus que doublé dans le cas de la dalle 2-R3 par rapport à la dalle 1-R2, i.e. 38,1 % vs 16,2 %. Il appert donc que bien que l'expansion mesurée près du lit d'armature en semelle des dalles était relativement faible, des fissures s'y sont tout de même propagées sous l'action de la RAS et ont affecté l'intégrité du matériau *béton*.

Selon l'échelle de classification du niveau d'endommagement proposée par Sanchez (2014) (Tableau 44), la dalle 1-R2 présenterait un niveau d'endommagement modéré à très élevé, et il en va de même pour la dalle 2-R3. Les résultats obtenus pour les échantillons prélevés dans la dalle 2-R3 dépassent même largement ceux mesurés par Sanchez (2014) pour des éprouvettes cylindriques testées en expansion libre par Sanchez (2014).

Tableau 53 : Valeurs moyennes de module d'élasticité et diminution par rapport aux dalles non réactives correspondantes, selon l'orientation et la position pour les dalles réactives réservées aux essais matériau.

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14%)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		E (GPa) ¹	CV (%)	Chute (%) p/r à 1-NR ²	E (GPa) ¹	CV (%)	Chute (%) p/r à 2-NR ²
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	17,6 (9)	7	45,6	14,0 (11)	23	57,9
	Niveau B (405 mm)	19,5 (11)	9	39,7	16,8 (12)	16	49,4
	Niveau C (210 mm)	27,1 (10)	12	16,2	20,6 (12)	8	38,1
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	18,2 (12)	8	43,7	13,9 (11)	14	58,1
	Bas 2/2 (350 mm)	20,6 (8)	9	36,3	19,8 (11)	10	40,6
Global		20,5 (50)	19	36,6	17,1 (57)	21	48,5

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de module d'élasticité obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 32,3 GPa (1-NR) et 33,3 GPa (2-NR).

Des représentations spatiales des chutes de module du béton des dalles réactives (i.e. par rapport au module d'élasticité moyen des dalles non réactives de la même série) sont incluses à l'Annexe E.3. On peut y remarquer des chutes très importantes de module d'élasticité atteignant localement 74% pour la dalle 2-R3 présentant un niveau d'expansion élevé (0,23%). Ces graphiques illustrent d'ailleurs très bien la présence d'un gradient d'endommagement attribué à l'importante quantité d'armature présente en semelle des corps d'épreuve.

En plus de l'effet observé sur la rigidité du béton en fonction de la distance par rapport au lit d'armature situé en semelle des dalles, il est également intéressant d'évaluer si des différences existent entre le centre et la périphérie des corps d'épreuve. Le Tableau 54 présente donc les valeurs de module d'élasticité en fonction de la position (cœur vs coté) des échantillons prélevés horizontalement. Il en est de même au Tableau 55 pour les échantillons prélevés verticalement.

En tenant compte des valeurs de coefficient de variation, seules les carottes prélevées horizontalement au niveau supérieur de la dalle 2-R3 présentent des résistances plus faibles au cœur que sur les côtés. Toutefois, globalement, les résultats ne font pas ressortir de différences statistiquement significatives entre le cœur et les côtés des corps d'épreuve, suggérant que l'endommagement du béton associable à la RAS se soit développé de façon relativement homogène dans cette direction. Tel que mentionné précédemment, la dimension limitée des corps d'épreuve et les conditions d'exposition humides auxquelles ont été exposés les corps d'épreuve peuvent en partie expliquer l'homogénéité apparente des résultats; toutefois, il ne faut pas oublier que le nombre d'échantillons disponibles était limité.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 54 : Valeurs moyennes de module d'élasticité et chutes correspondantes par rapport aux dalles non-réactives de la même série, et ce en fonction de la position des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles réactives (1/3 et 3/3 étant des sections latérales et 2/3 la section centrale au cœur).

Carottes horizontales										
Dalle	Position	Section 1/3			Section 2/3			Section 3/3		
		E (GPa) ₁	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	E (GPa) ₁	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²	E (GPa) ₁	CV (%)	Chute p/r à NR moyen (%) ²
1-R2	Niveau A (600 mm)	16,7 (3)	9	48,4	18,6 (4)	3	42,6	17,0 (2)	0,4	47,6
	Niveau B (405 mm)	19,4 (4)	14	40,1	20,5 (4)	2	36,7	18,5 (3)	5	42,7
	Niveau C (210 mm)	26,9 (4)	17	16,9	26,8 (4)	8	17,0	28,3 (2)	10	12,6
2-R3	Niveau A (600 mm)	13,6 (4)	3	59,2	18,4 (3)	7	44,7	11,1 (4)	15	66,7
	Niveau B (405 mm)	15,7 (4)	14	52,9	19,4 (4)	10	41,7	15,4 (4)	14	53,6
	Niveau C (210 mm)	20,1 (4)	10	39,6	21,2 (4)	6	36,2	20,5 (4)	9	38,4

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de module d'élasticité obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 32,3 GPa (1-NR) et 33,3 GPa (2-NR).

Tableau 55 : Valeurs moyennes de module d'élasticité et chutes correspondantes par rapport aux dalles non-réactives de la même série, et ce en fonction de la position des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles réactives (1/3 et 3/3 étant des sections latérales et 2/3 la section centrale au cœur).

Carottes verticales										
Dalle	Position	Section A			Section B			Section C		
		E (GPa) ¹	CV (%)	Diminution p/r à 2-NR moyen (%) ²	E (GPa) ¹	CV (%)	Diminution p/r à 2-NR moyen (%) ²	E (GPa) ¹	CV (%)	Diminution p/r à 2-NR moyen (%) ²
1-R2	Haut 1/2 (550 mm)	17,8 (4)	2	44,9	18,6 (4)	12	42,4	18,3 (4)	9	43,5
	Bas 2/2 (350 mm)	20,5 (2)	3	36,7	20,3 (3)	9	37,3	21,1 (3)	14	34,8
2-R3	Haut 1/2 (550 mm)	14,7 (3)	8	55,7	14,5 (4)	18	56,3	12,7 (4)	9	61,7
	Bas 2/2 (350 mm)	19,9 (4)	10	40,1	19,9 (4)	8	40,2	19,5 (4)	13	41,4

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

² : Les valeurs moyennes de module d'élasticité obtenues pour les dalles non réactives et utilisées comme valeurs de référence pour les calculs de chute de résistance des dalles réactives sont respectivement de 32,3 GPa (1-NR) et 33,3 GPa (2-NR).

8.1.4 Stiffness Damage Test

Plusieurs paramètres peuvent être extraits du *Stiffness Damage Test*, mais le *Stiffness Damage Index* (SDI) est celui qui permet de mieux définir l'endommagement à l'intérieur du matériau (Sanchez 2014). En effet, le SDI est obtenu en divisant l'énergie dissipée par l'énergie totale développée durant l'essai. Cette énergie dissipée représente en réalité l'énergie nécessaire pour refermer les fissures présentes à l'intérieur du béton. Il permet ainsi d'obtenir

une idée de l'ampleur de la fissuration et ainsi définir l'état d'endommagement du béton.

L'échelle de classification du degré d'endommagement selon les résultats SDI est présentée au Tableau 56. Celle-ci est inspirée des travaux de Sanchez (2014), mais des modifications ont été apportées afin d'éviter que les classes d'endommagement ne se recourent.

**Les valeurs de SDI obtenues pour les dalles non réactives sont
présentées au**

Tableau 57. Celles-ci n'ayant pas été ou que très faiblement affectées par la RAS, peu de fissures se sont donc propagées à l'intérieur des corps d'épreuves et les valeurs de SDI sont conséquemment très faibles (0,10 à 0,12). L'endommagement est donc considéré comme négligeable pour ces dalles.

L'analyse des résultats de *SDI* (Tableau 58) confirme que l'ampleur de la fissuration varie à l'intérieur des corps d'épreuve, surtout pour la dalle 1-R2 qui montrent des niveaux d'endommagement variant de marginal en semelle à très élevé au sommet. Quant à la dalle 2-R3, l'ampleur de la fissuration du matériau est telle que l'endommagement varie d'élevé à très élevé, et ce, autant pour les échantillons horizontaux que verticaux. Toutefois, les résultats suggèrent qu'il y a moins de variation quant à l'ampleur de la fissuration au sein de la dalle 2-R3 que pour la dalle 1-R2.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Tableau 56 : Échelle d'endommagement en fonction du SDI.

Degré d'endommagement	SDI
Négligeable	< 0,15
Marginal	0,15 – 0,22
Modéré	0,22 – 0,25
Élevé	0,25 – 0,30
Très élevé	> 0,30

Tableau 57 : Valeurs moyennes de SDI et niveau d'endommagement correspondant selon l'orientation et la position des échantillons prélevés dans les dalles non réactives.

Orientation	Position	Série 1 – Dalle 1-NR			Série 2 – Dalle 2-NR		
		SDI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement	SDI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	0,10 (6)	4	Négligeable	0,11 (3)	20	Négligeable
	Niveau B (405 mm)	0,11 (6)	13	Négligeable	0,09 (3)	19	Négligeable
	Niveau C (210 mm)	0,12 (6)	9	Négligeable	0,10 (3)	11	Négligeable
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	0,11 (6)	9	Négligeable	0,12 (3)	5	Négligeable
	Bas 2/2 (350 mm)	0,12 (5)	5	Négligeable	0,10 (3)	7	Négligeable
Global		0,11 (29)	9	Négligeable	0,10 (2)	15	Négligeable

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Tableau 58 : Valeurs de SDI et niveau d'endommagement des dalles réactives réservées aux essais *matériau* selon la position et l'orientation.

Orientation	Position	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14%)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		SDI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement	SDI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement
Carottes horizontales	Niveau A (600 mm)	0,37 (9)	11	Très élevé	0,38 (11)	22	Très élevé
	Niveau B (405 mm)	0,31 (11)	16	Très élevé	0,29 (12)	15	Élevé
	Niveau C (210 mm)	0,19 (10)	34	Marginal	0,26 (12)	12	Élevé
Carottes verticales	Haut 1/2 (550 mm)	0,37 (12)	26	Très élevé	0,38 (11)	18	Très élevé
	Bas 2/2 (350 mm)	0,30 (8)	13	Élevé	0,25 (11)	8	Élevé
Global		0,31 (50)	30	Très élevé	0,31 (57)	25	Très élevé

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Ainsi, bien que l'expansion atteinte par la dalle 2-R3 soit significativement plus élevée, les résultats SDI n'augmentent pas proportionnellement à l'expansion. En effet, les valeurs moyennes de SDI au sommet des dalles sont respectivement de 0,37 pour la dalle 1-R2 et 0,38 pour la dalle 2-R3. Ainsi, il semble que le paramètre SDI atteigne un plateau à partir d'un certain niveau d'expansion ou d'endommagement, ce qui corrobore les observations de Sanchez (2014). Ce plateau pourrait être expliqué par plusieurs facteurs, dont la présence accrue de produits de réaction dans les fissures avec une augmentation de l'expansion du béton.

Il est intéressant de noter que les échantillons « horizontaux » permettent de mieux définir la variation de l'état d'endommagement à l'intérieur du corps d'épreuve comparativement aux carottes prélevées verticalement. En fait, considérant que l'endommagement augmente progressivement en s'éloignant

du lit d'armature situé à la base des corps d'épreuve, les carottes horizontales représentent mieux cette variation puisqu'elles caractérisent un état plus « ponctuel » (i.e. 100 mm de hauteur) que les carottes « verticales » qui elles représentent des sections de 200 mm sur la hauteur de la dalle. Par contre, il faut garder à l'esprit que les valeurs de SDI présentent des coefficients de variation relativement élevés. Ainsi, il apparaît difficile d'établir des différences significatives selon les niveaux étudiés, particulièrement pour les niveaux centraux (niveau B horizontal). Toutefois, les différences entre les niveaux A (sommet) et C (semelle) permettent d'établir un net gradient de fissuration de la base au sommet des corps d'épreuve.

En plus de l'effet observé en fonction de la distance par rapport au lit d'armature situé en semelle des dalles, il est également intéressant d'évaluer si des différences d'endommagement existent entre le centre et la périphérie des corps d'épreuve. Le Tableau 59 présente les valeurs de SDI des différentes sections d'échantillons prélevés horizontalement aux trois niveaux étudiés. Il en va de même pour les échantillons prélevés verticalement au Tableau 60. En tenant compte des coefficients de variations, certaines différences semblent ressortir pour les échantillons prélevés horizontalement. En effet, le cœur des dalles 1-R2 et 2-R3 présente une ampleur de fissuration inférieure à celle observée sur les côtés et cette différence semble s'estomper progressivement en se dirigeant vers le lit d'armature. Quant aux échantillons verticaux, et en tenant compte des coefficients de variation, il est impossible d'établir des différences statistiquement significatives entre le cœur et les côtés des corps d'épreuves. Il semble donc que les échantillons horizontaux soient plus aptes à distinguer les variations d'endommagement entre le cœur et les côtés des échantillons, ce qui est probablement lié au fait qu'ils représentent des niveaux plus ponctuels par rapport à la distance du lit d'armature en semelle des dalles. Il est toutefois à noter que, parfois, peu d'échantillons étaient disponibles selon leur localisation, ce qui a pu augmenter la difficulté à distinguer des différences.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 59 : Valeurs moyennes de SDI selon la position des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles réactives (1/3 et 3/3 étant des sections latérales et 2/3 la section centrale au cœur).

Carottes horizontales							
Dalle	Position	Section 1/3		Section 2/3		Section 3/3	
		SDI ¹	CV (%)	SDI ¹	CV (%)	SDI ¹	CV (%)
1-R2	Niveau A (600 mm)	0,40 (3)	11	0,34 (4)	4	0,41 (2)	2
	Niveau B (405 mm)	0,34 (4)	17	0,28 (4)	6	0,33 (3)	17
	Niveau C (210 mm)	0,21 (4)	46	0,20 (4)	21	0,16 (2)	32
2-R3	Niveau A (600 mm)	0,37 (4)	6	0,28 (3)	14	0,45 (4)	16
	Niveau B (405 mm)	0,31 (4)	11	0,24 (4)	9	0,32 (4)	8
	Niveau C (210 mm)	0,27 (4)	19	0,25 (4)	10	0,25 (4)	8

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Tableau 60 : Valeurs moyennes de SDI selon la position des carottes prélevées verticalement à l'intérieur des dalles réactives (A et C étant des sections latérales et B la section centrale au cœur).

Carottes verticales							
Dalle	Position	Section A		Section B		Section C	
		SDI ¹	CV (%)	SDI ¹	CV (%)	SDI ¹	CV (%)
1-R2	Haut 1/2 (550 mm)	0,36 (4)	3	0,33 (4)	12	0,43 (4)	38
	Bas 2/2 (350 mm)	0,32 (2)	0	0,30 (3)	13	0,30 (3)	19
2-R3	Haut 1/2 (550 mm)	0,34 (3)	13	0,36 (4)	14	0,43 (4)	18
	Bas 2/2 (350 mm)	0,24 (4)	7	0,25 (4)	5	0,27 (4)	9

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Afin de mieux visualiser la variation de l'ampleur de la fissuration obtenue à l'aide du *SDI*, des représentations spatiales de l'endommagement selon le paramètre *SDI* sont présentées à l'Annexe E.4. Celles-ci permettent de visualiser le gradient d'endommagement présent à l'intérieur des dalles et aussi la variation des valeurs de *SDI* selon leur emplacement à l'intérieur des dalles.

8.1.5 Damage Rating Index (DRI)

L'essai de *Damage Rating Index* consiste en une analyse pétrographique semi-quantitative d'une section de béton polie visant à en déterminer la condition. Dans ce projet, il présente un avantage supplémentaire par rapport aux essais mécaniques présentés jusqu'à maintenant puisqu'il permet l'évaluation de l'état d'endommagement des 10 premiers centimètres au sommet de la dalle. En effet, l'armature de retrait présent au sommet des dalles n'est pas un inconvénient et il est ainsi possible d'évaluer l'état du matériau sur toute la longueur des carottes verticales ayant été prélevées.

Une échelle de classification du degré d'endommagement selon les résultats du DRI est présentée au Tableau 61. Celle-ci est inspirée des travaux de Sanchez (2014) et de Fournier et al. (2009).

Tableau 61 : Échelle d'endommagement du béton selon le DRI, adaptée des travaux de Sanchez (2014) et Fournier et al., (2009).

Échelle du degré d'endommagement causé par la RAS	DRI
Négligeable	< 200
Marginal	200 - 350
Modéré	350 - 500
Élevé	500 - 750
Très élevé	> 750

L'analyse détaillée des valeurs de DRI obtenues pour les dalles non réactives, présentée au Tableau 62, permet de constater que le béton des dalles 1-NR et 2-NR présente des niveaux d'endommagement qualifiés respectivement de marginal à modéré selon la classification présentée au tableau 61. Ceci laisse perplexe puisque ces dalles sont supposément non affectées par la RAS.

Tableau 62 : Indices d'endommagement répertoriés et valeurs moyennes de DRI selon l'orientation pour les dalles non réactives.

Dalles / orientation des carottes	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-NR horizontale	72	65	5	9	3	84	4	242
1-NR verticale	63	123	5	1	0	55	0	248
2-NR horizontale	84	92	5	45	11	147	7	391
2-NR verticale	82	44	17	14	2	194	22	376

Il faut d'abord reconnaître qu'un béton ne peut présenter un DRI de zéro puisqu'il y aura toujours certains éléments pouvant être associés à de l'endommagement à l'intérieur d'un béton « sain ». Il faut aussi se rappeler que ces corps d'épreuves ont subi un essai de flexion trois points avant d'être carottés et examinés par la méthode DRI. Ainsi, en plus des indices d'endommagement inhérents au béton, un certain nombre de fissures ont pu être créées par les sollicitations mécaniques lors des essais de flexion.

Une analyse des indices d'endommagement répertoriés lors de l'examen pétrographique des plaques polies permet d'établir que l'augmentation du DRI pour la dalle 2-NR est surtout causée par une plus grande proportion de fissures dans la pâte de ciment et, dans une moindre mesure, d'une plus grande quantité de particules de granulats déchaussés. Trois principaux facteurs peuvent vraisemblablement expliquer cette situation. En premier lieu, la formulation du béton pour la deuxième série de dalles a été modifiée pour obtenir des résistances en compression légèrement plus faibles (44,3 vs 47,9).

Ainsi, la pâte de ciment de cette deuxième série de corps d'épreuve étant moins résistante, il est probable que plus de fissures se soient créées lors des essais mécaniques comparativement à la première série. Un autre facteur qui peut avoir eu un rôle à jouer est le conditionnement des dalles. En effet, les dalles de la deuxième série ont subi un conditionnement d'une durée beaucoup plus longue que celles de la première série. La première série de dalles a en effet été conservée à 38°C / 100% d'humidité relative pendant 26 semaines avant d'être sortie et entreposée à l'humidité (à 23°C) durant environ 20 semaines supplémentaires. La deuxième série de dalles a plutôt été conditionnée pendant 80 semaines à 38°C et 100 % d'humidité relative. Ainsi, ces dalles ont été soumises à un environnement exigeant plus longtemps et elles ont également subi plus de cycles de mouillage-séchage causés par les prises de mesures régulières. Ce conditionnement plus exigeant peut ainsi avoir mené à l'apparition de plus de fissures au sein de la deuxième série de dalles. Enfin, il est aussi important de mentionner que bien que les dalles non réactives contiennent du lithium, des indices d'endommagement typiques de la RAS ont pu y être répertoriés. En effet, des produits de réaction secondaire ont parfois été retrouvés à l'intérieur de fissures dans les particules du gros granulats et dans la pâte de ciment. Ces indices ont été répertoriés de façon très localisée et ont un impact somme toute plutôt limité sur le nombre DRI. Toutefois, la présence de produit de réaction semble indiquer que bien que le lithium ait grandement contribué à empêcher le développement d'expansion excessive associable à la RAS, son utilisation n'a pas permis de complètement annihiler la réaction elle-même.

Les dalles réactives présentent pour leur part des valeurs de DRI plus élevées, tel qu'on peut le remarquer au Tableau 63 pour les carottes prélevées horizontalement et au Tableau 64 pour les carottes prélevées verticalement. Selon l'échelle présentée à la figure 61, les échantillons prélevés horizontalement au sein du corps d'épreuve 1-R2 présentent un endommagement variant de marginal en semelle à très élevé au sommet (DRI variant de 312 à 714), alors que l'endommagement varie d'élevé à très élevé

au sein de la dalle 2-R3 (DRI variant de 734 à 1247). Une telle gradation de l'endommagement est également visible au sein des carottes prélevées verticalement. Pour ces carottes, l'endommagement varie de modéré à très élevé (de la base au sommet) pour le corps d'épreuve 1-R2 (DRI variant de 365 à 846), alors qu'il est considéré comme très élevé dans tout le volume de la dalle 2-R3 (DRI variant de 783 à 1635).

Il est intéressant de constater que les valeurs de DRI obtenues pour la dalle 2-R3 représentent environ le double de celles obtenues pour la dalle 1-R2. Cette différence peut sembler très élevée compte-tenu que la différence au niveau du critère d'arrêt, en termes d'expansion, n'est pas si élevée (0,14 vs 0,23 %); toutefois, l'expansion latérale passe du simple au triple (0,20 – 0,30% pour 1-R2 à 0,60 – 0,70% pour 2-R3). Ainsi, il semble que le gonflement plus important du béton de la dalle 2-R3 ait créé un réseau de fissuration plus important, ce qui se reflète dans les résultats de DRI.

Il est aussi intéressant de constater que les coefficients de variation pour les résultats de DRI sont relativement faibles (autour de 10%). Ainsi, les valeurs de DRI pour une même section présentent des variations assez faibles. Une seule section présente un coefficient de variation élevé, section 150 – 300 mm de la dalle 1-R2; cette anomalie peut être expliquée par la faible quantité de résultats obtenus pour cette section, et aussi parce que, comme le soulignent les résultats détaillés en annexe, la section étudiée ne représente pas toujours 150 mm de longueur.

Tableau 63 : Niveau d'endommagement déterminé par la méthode du DRI, pour les carottes prélevées horizontalement à différents niveaux des dalles réactives.

Position	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14%)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
	DRI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement	DRI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement
Niveau A (600 mm)	714 (8)	11	Très élevé	1247 (6)	9	Très élevé
Niveau B (405 mm)	576 (4)	3	Très élevé	917 (9)	13	Élevé
Niveau C (210 mm)	312 (9)	10	Marginal	734 (6)	13	Élevé

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Tableau 64 : Niveau d'endommagement déterminé par la méthode du DRI pour les carottes prélevées verticalement dans les dalles réactives.

Section étudiée (à partir de la base)	Position (au centre de la section)	Série 1 - Dalle 1-R2 (expansion : 0,14%)			Série 2 - Dalle 2-R3 (expansion : 0,23%)		
		DRI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement	DRI moyen ¹	CV (%)	Niveau d'endommagement
600 - 750 mm	675 mm	846 (12)	9	très élevé	1635 (7)	10	très élevé
450 - 600 mm	525 mm	597 (12)	9	élevé	1324 (7)	6	très élevé
300 - 450 mm	375 mm	447 (8)	14	modéré	1028 (7)	13	très élevé
150 - 300 mm	225 mm	365 (4)	24	modéré	783 (6)	10	très élevé

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Il est intéressant d'examiner les indices d'endommagement répertoriés pour chacune des sections étudiées. Le Tableau 65 présente donc ces indices

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

d'endommagement répertoriés pour les échantillons prélevés horizontalement dans les dalles 1-R2 et 2-R3. Les mêmes tendances peuvent être observées pour les 2 dalles. En effet, le nombre de fissures ouvertes avec produits de réaction à l'intérieur des particules du gros granulat augmente avec la hauteur de la zone étudiée; il en va de même pour les particules du gros granulat déchaussés et les fissures dans la pâte de ciment, qu'elles contiennent ou non des produits de réaction. Il s'agit d'indices caractéristiques de la RAS. Outre ces tendances, l'importante augmentation du DRI pour la dalle 2-R3 est causée majoritairement par la hausse des indices suivants : particules du gros granulat déchaussées, fissures dans la pâte de ciment et fissures dans la pâte de ciment avec produits de réaction. Ces dernières sont la cause principale des DRI plus élevés. Par exemple, le niveau A de la dalle 1-R2 a une contribution au nombre DRI associée à ce paramètre de 202, alors que la contribution associée à ce même indice augmente à 522 pour la dalle 2-R3.

Tableau 65 : Indices d'endommagement et valeurs moyennes de DRI des carottes prélevées horizontalement à différents niveaux des dalles réactives.

Dalle	Position	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2	Niveau A (600 mm)	77	83	249	15	11	78	202	714
	Niveau B (405 mm)	87	70	190	13	12	70	135	576
	Niveau C (210 mm)	53	66	84	3	6	63	36	312
2-R3	Niveau A (600 mm)	82	105	259	114	11	153	522	1247
	Niveau B (405 mm)	101	90	192	56	14	119	344	917
	Niveau C (210 mm)	91	90	172	34	13	101	233	734

L'analyse des différents indices de détérioration répertoriés pour les carottes verticales (Tableau 66) permet de tirer sensiblement les mêmes conclusions. Ainsi, on observe encore une fois une augmentation de la fréquence d'éléments associés à la RAS selon la hauteur de la section étudiée. La comparaison entre les résultats obtenus pour les dalles 1-R2 et 2-R3 démontre que certains indices d'endommagement ont plus que triplé d'un échantillon à l'autre. Encore une fois, les éléments ayant le plus d'impact sur les valeurs de DRI sont les fissures ouvertes dans les particules du gros granulats avec produits de réaction et les fissures dans la pâte de ciment avec ou sans produits de réaction secondaire. La dalle 2-R3 présente des augmentations spectaculaires du nombre de fissures dans la pâte de ciment avec produit de réaction. En effet, la valeur de cet indice d'endommagement augmente de 280 à 783 dans la section supérieure des dalles 1-R2 et 2-R3. Ainsi, les premiers 150 mm des dalles réactives peuvent être considérés comme très endommagés. Cette analyse confirme ainsi les observations de l'ampleur de la fissuration en surface de la dalle 2-R3 (voir Figure 75). L'importance de cette fissuration diminue toutefois en profondeur (vers le bas) des dalles, ce qui corrobore ainsi la présence d'un gradient d'endommagement identifié par l'entremise des différents essais d'évaluation des propriétés mécaniques. Toutefois, les observations pétrographiques indiquent que bien que la forte quantité de barres d'armature présente en semelle des dalles ait permis de limiter l'expansion du béton dans cette zone des corps d'épreuve, des indices importants de RAS s'y sont quand même développés avec l'augmentation de la période de cure humide (i.e. série no. 2).

Ainsi, autant pour les échantillons prélevés horizontalement que verticalement, l'augmentation de l'importance des fissures dans les particules du gros granulats, qu'elles soient avec ou sans produits de réaction, est relativement faible d'une dalle d'un niveau d'expansion modéré (1-R2) à une dalle d'un niveau d'expansion supérieur (2-R3). Ainsi, il semble qu'au lieu que plusieurs nouvelles fissures apparaissent dans les particules du gros granulats, celles

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

s'étant formées progressivement sous l'action de la RAS se sont plutôt propagées à l'extérieur des particules réactives et dans la pâte de ciment des corps d'épreuve afin d'y former un intense réseau connectant entre elles les particules réactives. Ce réseau de fissuration présent à l'intérieur du matériau était si important qu'il était facile de l'identifier, et ce même à l'œil nu, comme le démontre la Figure 115. Ce phénomène avait d'ailleurs été relevé par Sanchez (2014) dans des échantillons de laboratoire montrant un niveau d'expansion élevé associable à la RAS.

Tableau 66 : Indices d'endommagement et valeurs moyennes de DRI pour les carottes prélevées verticalement dans les dalles réactives.

Dalle	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2	600 - 750 mm	84	68	316	18	6	74	280	846
	450 - 600 mm	78	74	203	6	7	82	147	597
	300 - 450 mm	73	54	165	1	5	44	105	447
	150 - 300 mm	69	53	120	1	1	49	73	365
2-R3	600 - 750 mm	121	89	335	128	13	166	783	1635
	450 - 600 mm	123	97	269	87	19	182	547	1324
	300 - 450 mm	112	89	185	51	19	200	372	1028
	150 - 300 mm	94	72	159	31	13	149	266	783



**Figure 115 : Exemple du réseau de fissuration visible à l'œil nu
(10 premiers centimètres d'un échantillon vertical).**

Les observations des indices de fissuration effectuées dans le cadre de ce projet tendent vers les mêmes conclusions que Sanchez (2014) pour le modèle d'évolution de l'endommagement associé à la RAS. En effet, la fissuration se développe tout d'abord à l'intérieur de particules réactives du gros granulat NM. Avec l'expansion qui augmente, les fissures se propagent progressivement au sein de la pâte de ciment et relieront éventuellement les particules réactives en formant un réseau tel qu'illustré à la Figure 116 et à la Figure 117. Ces figures illustrent des fissures fermées dans les particules du

gros granulat (FG), des fissures ouvertes avec produits de réaction à l'intérieur des particules réactives du gros granulat (FG+PR), ainsi que la propagation de ces fissures dans la pâte de ciment (FPC+PR).

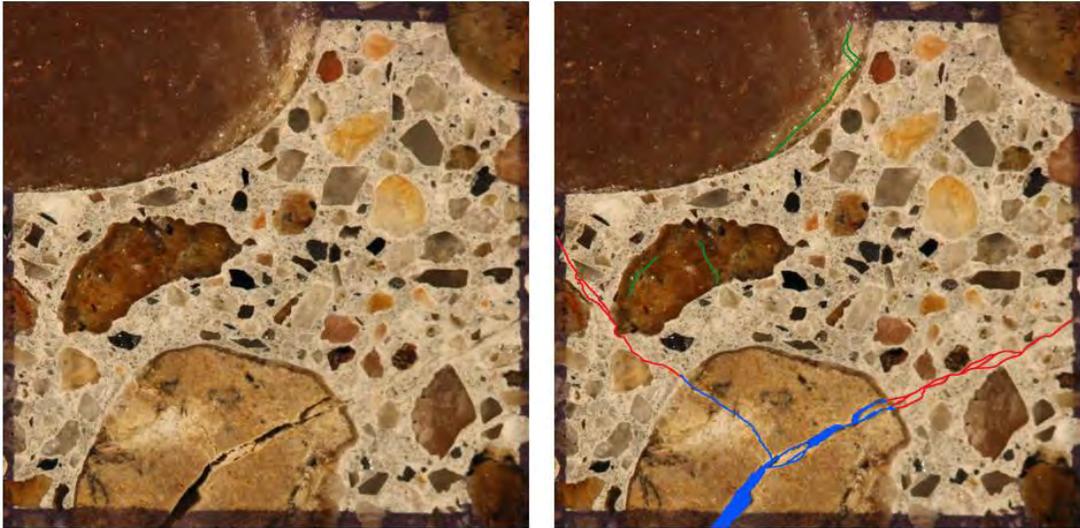


Figure 116 : Indices d'endommagement typiques observés lors des analyses pétrographiques par la méthode du DRI (carré de 10 mm x 10 mm) (FG = vert, FG+PR = bleu, FPC+PR = rouge).

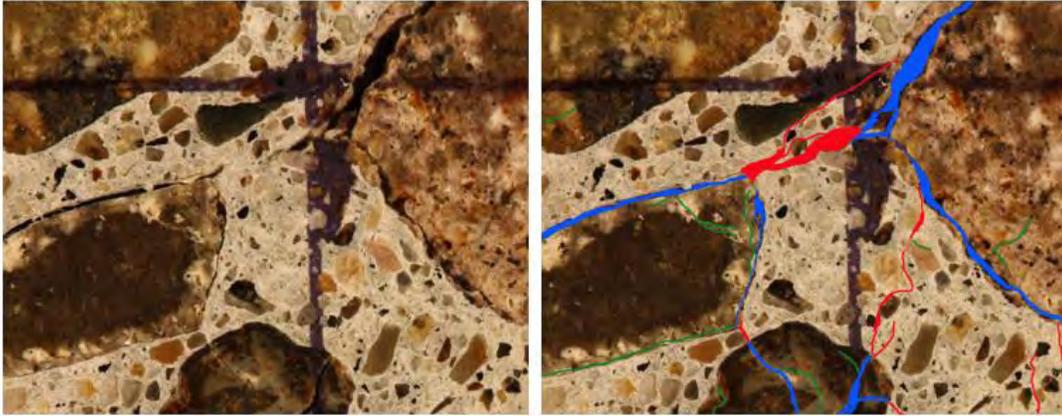


Figure 117 : Réseau de fissures se propageant dans la pâte et reliant les particules réactives du gros granulat (FG = vert, FG+PR = bleu, FPC+PR = rouge).

Parfois, il devenait difficile d'établir de façon nette la quantité de fissures dans la pâte de ciment puisqu'à certains endroits, la détérioration du matériau était telle que la pâte de ciment elle-même se désagrégeait. En effet, une coalescence des fissures pouvait parfois survenir et ainsi contribuer à désagréger la pâte à un point tel que lors du polissage de la carotte de béton cette section perdait sa « cohésion » et apparaissait comme une zone désagrégée.

Les observations effectuées lors de l'analyse pétrographique des sections de béton polies suggèrent aussi que ce sont majoritairement les particules d'origine volcanique qui réagissent et engendrent cette fissuration importante à l'intérieur du matériau. Ainsi, même si ces particules ne représentent qu'un peu moins de 50% du gros granulat, leur degré de réactivité est tel qu'il permet de créer un important réseau de fissuration et engendrer un gonflement important du béton. Ces particules présentent aussi souvent des auréoles de réaction qui sont le témoin de la réaction entre la silice réactive et les ions alcalins de la solution interstitielle (Figure 118).

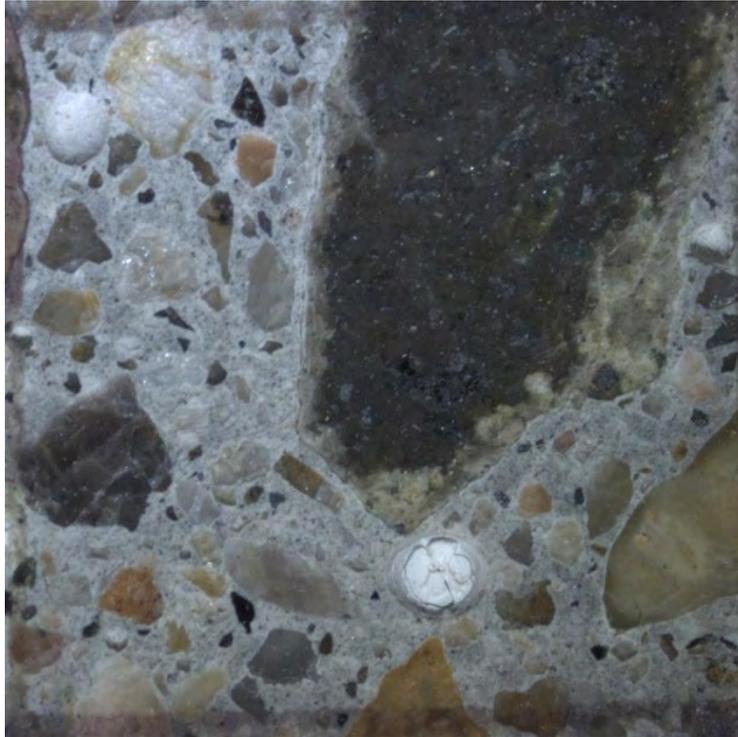


Figure 118 : Exemple d'une particule de granulat d'origine volcanique montrant une auréole de réaction (décoloration) et un pore tapissé de produit de réaction (carré de 10 mm x 10 mm).

Deux types de fissures ont pu être observés à l'intérieur des particules réactives du gros granulat, soit des fissures de type *pelures d'oignon* qui longeaient les rebords des particules de granulats et des fissures de type *franches* qui traversaient intégralement les particules réactives. Bien qu'un décompte statistique de chacun de ces types de fissures n'ait pas été effectué, l'analyse visuelle semble suggérer qu'il y ait plus de fissures de type *pelure d'oignon* à l'intérieur de ces particules d'origine volcanique fortement réactives.

Le produit de réaction secondaire engendré par la RAS a pu être observé sous deux formes différentes, soit un gel vitreux et translucide ainsi qu'un produit de blanchâtre à texture poudreuse ou crayeuse et montrant des évidences de

dessiccation. Parfois, ces produits de réaction ont pu être observés à l'intérieur de fissures et de pores de la pâte de ciment. Un exemple de la présence de ces produits de réaction est présenté à la Figure 118. On y retrouve un produit de réaction massif translucide tapissant la paroi d'un pore qui contient également au centre un produit de réaction blanchâtre avec des évidences de dessiccation.

Les carottes ont été prélevées de façon qu'il soit possible de vérifier si des différences existent entre l'endommagement au centre et sur les côtés des corps d'épreuves. Le Tableau 67 présente les valeurs de DRI selon les différentes sections des carottes prélevées horizontalement. Les sections 1/3 et 3/3 sont donc celles sur les 2 côtés de la dalle, alors que la section 2/3 en représente la portion centrale. Pour la dalle 1-R2, il semble que peu de différence d'endommagement existe entre le cœur et les côtés du corps d'épreuve. Une différence peut toutefois être observée dans la section supérieure de la dalle 2-R3 alors que le cœur de la dalle semble un peu moins endommagé que les côtés. Par contre, cette différence s'estompe très rapidement en s'éloignant du sommet des dalles.

Le Tableau 68 s'intéresse au même phénomène, mais cette-fois pour les carottes prélevées verticalement. Dans ce cas-ci, seule une légère différence peut être notée dans la partie supérieure de la dalle 2-R3 alors que l'endommagement est légèrement plus élevé sur les côtés du corps d'épreuve; toutefois, cette différence s'estompe très rapidement en s'éloignant du sommet de la dalle.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 67 : Valeurs moyennes de DRI selon la position des carottes prélevées horizontalement à l'intérieur des dalles réactives (1/3 et 3/3 étant des sections latérales et 2/3 la section centrale au cœur).

Carottes Horizontales							
Dalle	Position	Section 1/3		Section 2/3		Section 3/3	
		DRI ¹	CV (%)	DRI ¹	CV (%)	DRI ¹	CV (%)
1-R2	Niveau A (600 mm)	664 (3)	12	686 (3)	5	790 (2)	10
	Niveau B (405 mm)	580 (2)	0,1	564 (1)	-	605 (1)	-
	Niveau C (210 mm)	290 (3)	14	326 (3)	8	329 (3)	8
2-R3	Niveau A (600 mm)	1337 (2)	11	1049 (2)	11	1343 (2)	5
	Niveau B (405 mm)	1051 (3)	19	812 (3)	14	882 (3)	6
	Niveau C (210 mm)	745 (2)	31	764 (2)	6	700 (2)	12

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Tableau 68 : Valeurs moyennes de DRI selon la position des carottes prélevées verticalement à l'intérieur des dalles réactives (Section A et C étant latérale, et B centrale).

Dalle	Section étudiée (à partir de la base)	Position (au centre de la section)	Carottes Verticales					
			Section A		Section B		Section C	
			DRI ¹	CV (%)	DRI ¹	CV (%)	DRI ¹	CV (%)
1-R2	600 - 750 mm	675 mm	880 (5)	8	775 (3)	14	857 (4)	5
	450 - 600 mm	525 mm	625 (5)	9	596 (3)	1	563 (4)	11
	300 - 450 mm	375 mm	429 (4)	13	404 (1)	-	485 (3)	15
	150 - 300 mm	225 mm	288 (2)	2	-	-	442 (2)	1
2-R3	600 - 750 mm	675 mm	1717 (3)	14	1544 (2)	3	1603 (2)	2
	450 - 600 mm	525 mm	1363 (3)	6	1338 (2)	0,3	1250 (2)	7
	300 - 450 mm	375 mm	1111 (3)	11	1023 (2)	6	911 (2)	10
	150 - 300 mm	225 mm	760 (3)	13	817 (2)	8	781 (1)	-

¹ : Le nombre d'échantillons utilisés pour obtenir ces résultats est indiqué entre parenthèses.

Afin de visualiser comment les variations de résultats DRI se produisent à l'intérieur des sections de dalles épaisses des représentations spatiales sont disponibles à l'Annexe E.5. Ces représentations présentes de façon visuelle le gradient d'endommagement présent à l'intérieur des dalles. Celles-ci présentent ainsi une augmentation de l'endommagement en s'éloignant de la semelle des dalles.

8.1.6 État global de l'endommagement

Tous les résultats présentés jusqu'ici permettent d'établir l'état d'endommagement du *matériau* des corps d'épreuve. En effet, en corrélant les informations présentées précédemment, il est possible d'établir l'ampleur de l'endommagement et comment celui-ci s'est propagé.

La RAS a comme effet de créer des produits de réaction secondaires qui gonflent et génèrent des contraintes à l'intérieur du matériau. Lorsque ces contraintes deviennent plus importantes que la résistance en tension du matériau, des fissures vont se créer et engendrer une diminution des propriétés mécaniques.

Les analyses pétrographiques de *Damage Rating Index* ont pu établir que plusieurs indices d'endommagement se retrouvent à l'intérieur des corps d'épreuve. Les indices les plus importants sont des fissures dans la pâte de ciment avec produit de réaction et des fissures dans les particules du gros granulat tapissées de produit de réaction. Ces indices d'endommagement sont plus importants dans les dalles ayant subi de fortes expansions, comme c'est le cas au sommet des dalles qui présente plus d'indices pétrographiques liés à la RAS que la base des dalles. Aussi, la deuxième série de dalles qui ont développé des expansions plus importantes possèdent aussi une plus grande quantité d'indices pétrographiques d'endommagement qui se manifestent par un réseau de fissuration important.

L'ampleur de cette fissuration a pu être évaluée à l'aide du *Stiffness Damage Index*. Celui-ci a permis de confirmer que l'ampleur de la fissuration est en moyenne plus importante pour la dalle de la 2^e série montrant une expansion plus importante que celle de la première série. De plus, l'ampleur de la fissuration est fonction de la hauteur à l'intérieur de la dalle. Ainsi, la base de la dalle présente des SDI plus faible qu'au sommet.

La présence de fissures causées par la RAS a engendré des diminutions de propriétés mécaniques du matériau béton. Ainsi, les dalles réactives ont subi des diminutions de résistance en compression, de résistance en traction et de module d'élasticité. Les mêmes tendances se retrouvent pour toutes ces pertes de propriétés, les pertes de propriétés mécaniques augmentant significativement en passant de la semelle vers le sommet. Les diminutions de propriétés mécaniques sont corroborées par les résultats d'analyse pétrographique par la méthode du DRI. Les propriétés mécaniques du béton de la dalle 2-R3, présentant des expansions moyennes élevées, ont été plus affectées que celle de la première série qui présente une expansion modérée.

L'ensemble de ces résultats permet ainsi d'établir qu'un gradient d'endommagement se propage à l'intérieur des dalles réactives et celui-ci est fonction de la distance des armatures en semelle. En effet, la forte concentration d'acier d'armature à la base des dalles épaisses restreint l'expansion causée par la RAS. Il semble ainsi se produire un phénomène de précontrainte chimique qui s'estompe avec la hauteur. Toutefois cette précontrainte chimique n'empêcherait pas la RAS de se développer, mais elle permettrait de la ralentir et d'amenuiser ses effets néfastes. Ce phénomène n'affecte cependant que la base des dalles et vers le sommet un comportement s'approchant d'une expansion libre se produit. De plus, comme mentionné à plusieurs reprises dans la littérature, le confinement dans une direction d'un béton atteint de RAS peut engendrer un transfert de déformation dans une autre direction. Ce type de comportement s'est probablement produit dans les corps d'épreuve et pourrait avoir eu comme effet d'augmenter l'expansion transversale des spécimens.

Finalement, la corrélation de tous ces résultats *matériau* permet d'établir que les dalles présentant une expansion modérée, comme 1-R2, présente un endommagement marginal a élevé, alors qu'une dalle ayant avec un niveau d'expansion élevé présente un endommagement élevé à très élevé.

8.2 Comportement des dalles à la rupture

La présente section reprend les résultats présentés précédemment de manière plus approfondie et détaillée. Tel que présenté à la section 3.8.2.4, on reconnaît quatre différents modes de rupture selon la géométrie de l'élément et plus particulièrement selon le rapport d'élançement a/d :

- Rupture par écrasement du béton ($a/d < 1$)
- Cisaillement-Compression ($1 < a/d < 2,5$)
- Cisaillement ($2,5 < a/d < 6$)
- Flexion ($a/d > 6$)

Les dalles fabriquées et sollicitées mécaniquement dans ce projet ont un rapport d'élançement a/d de 2,87, ce qui conduit à un mode de rupture en cisaillement. La valeur de a est associée à la distance entre l'axe central d'un appui et l'axe d'application de la charge ponctuelle. Lors des essais, les dimensions physiques des plaques servant à répartir les charges tendent à diminuer la distance réelle entre l'application des charges (entre les plaques d'appui et la charge) ce qui tend à diminuer le rapport a/d à un ratio de 2,45. Le système étudié se trouve donc à la jonction entre la rupture par cisaillement et la rupture par cisaillement-compression.

Dans le cadre de ce projet, le mode de rupture principal est la rupture par cisaillement ($2,5 < a/d < 6$). Après l'atteinte de ce mode de rupture, certaines dalles ont tout de même développé une résistance additionnelle pouvant être largement supérieure aux résistances obtenues initialement à la rupture. Ce gain de résistance est explicable par l'apparition d'un mécanisme de bielle et tirant qui a pu se développer dans la section non fissurée du béton. Ce comportement, associé principalement à une poutre profonde, n'est pas présent pour toutes les dalles. Pour être présent, la section de béton non fissuré doit être assez importante pour être capable de retransmettre les efforts de compression par une bielle inclinée. La dalle doit également être assez

souple pour permettre l'apparition de cette bielle avant la rupture. Les résistances additionnelles obtenues à l'aide de ce mécanisme ne sont toutefois pas considérées lors des analyses par mesure de conservatisme et de base comparative puisque la présence du mécanisme n'a pas été observée pour tous les corps d'épreuves.

Ce comportement post-rupture (bielle et tirant) a également été observé lors d'essais antérieurs. Ce fut le cas lors des études de Provencher (2011) et Cusson (2012) qui avaient étudié des corps d'épreuve de géométries similaires avec un béton sain.

8.3 Courbes de chargement

Cette section présente les courbes de chargement en fonction de la flèche pour chacune des deux (2) séries de dalles. Une ligne horizontale en pointillé noir a été ajoutée pour représenter la résistance à la rupture de la dalle non réactive. Tel que mentionné précédemment, le comportement post-rupture relié au mécanisme de bielle et tirant (lorsque présent) n'est pas considéré.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

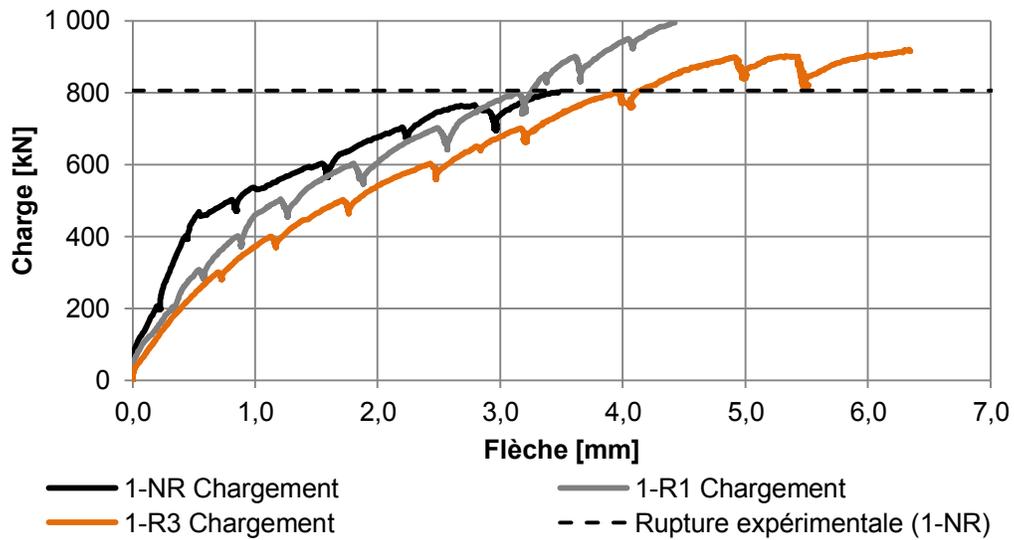


Figure 119 : Chargement en fonction de la flèche pour les dalles de la première série.

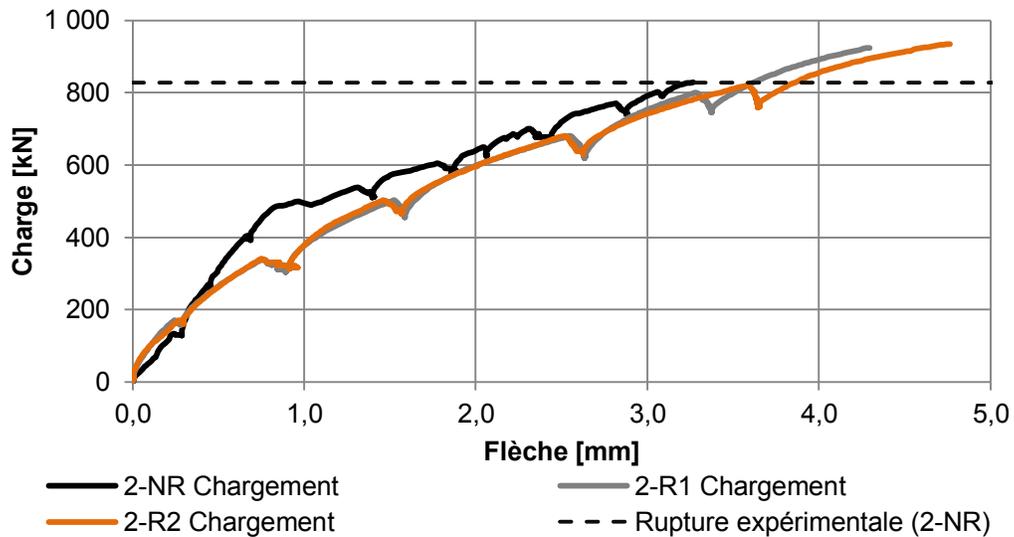


Figure 120 : Chargement en fonction de la flèche pour les dalles de la deuxième série.

L'analyse de ces courbes de chargement-flèche permet de mettre en lumière plusieurs constats. Premièrement, la forme de la courbe de chargement n'est

pas la même pour les dalles réactives et pour les dalles non réactives. En effet, les dalles non réactives présentent une rigidité initiale importante au début du chargement. Cette rigidité varie subitement lors de l'apparition de fissures, ce qui explique que la courbe de chargement est de forme bilinéaire. Pour les dalles réactives, la rigidité initiale est dès lors plus faible étant donné la présence de nombreuses fissures dues à la RAS. De plus, cette rigidité ne varie pas de manière soudaine en cours d'essai, contrairement aux dalles non réactives. Le Tableau 69 présente les divers modules initiaux des dalles calculées entre 0 et 0,5 mm de flèche ainsi que l'écart en pourcentage calculé par rapport à la dalle non réactive de la même série.

Tableau 69 : Rigidité initiale des dalles (mesuré entre 0,0 et 0,5 mm de flèche).

Dalle	Modules initiaux	Écart
1-NR	887 kN/mm	N/A
1-R1	577 kN/mm	-37%
1-R3	476 kN/mm	-46%
2-NR	622 kN/mm	N/A
2-R1	521 kN/mm	-16%
2-R2	516 kN/mm	-17%

Les dommages induits par la présence de la RAS ont donc modifié les réponses structurales des éléments. Malgré ces rigidités initiales plus faibles, les corps d'essais réactifs ont été en mesure de résister à une charge plus importante que leur homologue non réactif, tout en présentant une flèche finale plus importante.

8.4 Résistance en fonction de l'expansion

Pour chacune des dalles, une composante de la résistance au cisaillement est assurée par le mécanisme d'engrènement des granulats. Cette capacité à transmettre les efforts à travers une fissure est représentée dans la norme CAN/CSA S6-14 par la valeur du paramètre β (Article 8.9.3.7). Cette valeur dépend de plusieurs facteurs tels que l'ouverture de la fissure ainsi que de la grosseur des granulats ajustés, mais il a l'avantage d'être indépendant de la résistance en compression du béton. En connaissant la résistance en compression ainsi que les résistances à la fissuration des corps d'épreuves, il est possible de trouver la valeur β à l'aide des équations de la norme CAN/CSA S6-14 tel que présenté ci-dessous.

- β en fonction de f_{cr} :

$$V_r = V_c \quad 8,1$$

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v \text{ [Article 8.9.3.1]} \quad 8,2$$

$$\text{d'où } \beta = \frac{V_r}{2,5\phi_c f_{cr} b_v d_v} \quad 8,3$$

- β en fonction de f'_c :

$$V_r = V_c \quad 8,4$$

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v \text{ [Article 8.9.3.1]} \quad 8,5$$

$$f_{cr} = 0,4\sqrt{f'_c} \text{ [Article 8.4.1.8.1]} \quad 8,6$$

$$\text{d'où } \beta = \frac{V_r}{\phi_c \sqrt{f'_c} b_v d_v} \quad 8,7$$

Il est attendu que pour une dalle saine, les valeurs de β obtenues à l'aide de la résistance en compression et de la résistance à la fissuration présentent une meilleure concordance entre elles. En effet, la relation qui permet de convertir une résistance à la compression en résistance à la fissuration (Équation 8,6)

est bien définie pour des bétons sains. Pour une dalle endommagée par la réaction alcalis-silice, les informations recueillies dans ce projet ont montré que la résistance à la fissuration est plus fortement affectée par la présence de la RAS que ne l'est la résistance à la compression (Section 3.5). Cette situation conduit donc à des valeurs du paramètre β différentes. Le Tableau 70 présente les différentes valeurs de β calculées à l'aide des propriétés mécaniques moyennes issues des carottes extraites des corps d'épreuve (f'_c & f'_{cr}).

Il est important de mentionner que le terme "résistance à la traction" qui a été utilisé dans les chapitres précédents afin de désigner la contrainte sous laquelle l'échantillon cède en traction directe (65% de la résistance au fendage), a été modifié ici pour le terme de résistance à la fissuration.

Tableau 70 : Coefficient β des différentes dalles en fonction de la résistance à la compression et à la fissuration.

Dalle	Expansion moyenne ¹ [%]	V_r [kN]	f'_c [MPa]	f'_{cr} [MPa]	$\beta (f'_c)$ [-]	$\beta (f'_{cr})$ [-]	Écart [%]
1-NR	0,013%	411	47,9	2,5	0,155	0,172	11,0%
1-R1	0,078%	506	39	2,0	0,212	0,265	25,0%
1-R3	0,148%	469	35,9	1,7	0,205	0,288	40,5%
2-NR	0,009%	423	44,3	2,3	0,166	0,192	15,7%
2-R1	0,238%	471	31,1	1,6	0,221	0,308	39,4%
2-R2	0,247%	476	31,1	1,6	0,223	0,311	39,5%

¹ Expansion moyenne longitudinale mesurée sur la face supérieure des dalles

Étant donné que le paramètre β est indépendant de la résistance du béton, il devient possible de comparer entre elles les diverses séries de dalles. Il devient également intéressant de comparer cette capacité à transmettre les efforts de cisaillement (β) en fonction du niveau d'avancement de la RAS (Figure 121). L'expansion mesurée sur le dessus des éléments a été ici choisie afin de représenter ce niveau d'avancement de la réaction alcalis-silice.

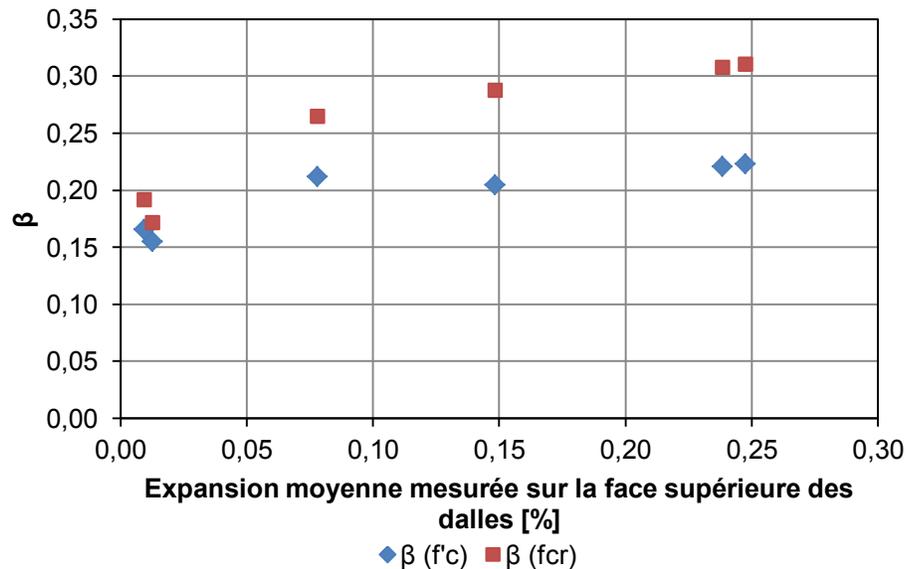


Figure 121 : Paramètre β en fonction du niveau d'expansion.

Selon les deux méthodes utilisées, soit avec la résistance à la compression et la résistance à la fissuration, la capacité à transmettre les efforts de cisaillement augmente en fonction de l'expansion. Ces courbes montrent qu'il existe bel et bien une relation entre résistance et expansion. Il est cependant probable que cette relation dépende de la géométrie des corps d'épreuve, leur quantité d'armatures, la méthode d'essais et à bien d'autres facteurs.

8.5 Calculs de la résistance ultime à l'effort tranchant selon la norme CAN/CSA S6-14

Tel qu'il a été observé lors des différents essais structuraux et matériaux, les résistances à la compression et à la traction du béton des dalles réactives sont plus faibles que celles des dalles non réactives. Malgré cette baisse dans les propriétés mécaniques, il importe de souligner que la résistance à l'effort tranchant des différentes dalles réactives est plus élevée pour tous les corps d'épreuve testés en laboratoire. La prochaine section présente les propriétés mécanique qui seront utilisés pour la détermination de la résistance à l'effort tranchant alors que les sections subséquentes tentent d'expliquer le gain de

résistance au cisaillement à l'aide des équations proposées par la norme CAN/CSA S6-14.

8.5.1 Propriétés mécaniques des corps d'essais

Les diverses propriétés mécaniques des corps d'épreuve ayant fait partie du programme de caractérisation des matériaux ont été présenté au Chapitre 6. Les dalles 2-R1 et 2-R2 ont cependant été exclues de ce programme pour les raisons mentionnées à la Section 6.7. Il a donc été nécessaire d'estimer leurs propriétés mécaniques afin de pouvoir effectuer les diverses analyses/calculs de résistance à l'effort tranchant.

En se basant sur les profils d'expansion présentés à la Figure 94, on peut observer que les dalles 2-R1 et 2-R2 présentent des niveaux d'expansion très près de la dalle 2-R3, pour laquelle les propriétés mécaniques sont bien documentées. Bien que ces niveaux d'expansion se ressemblent, le niveau d'endommagement de la matrice cimentaire peut varier. Les dalles 2-R1 et 2-R2 présentent également une durée de conditionnement supérieure à la dalle 2-R3 (5 mois). À la vue de ces différents facteurs, les propriétés mécaniques des dalles 2-R1 et 2-R2 peuvent être d'intensité inférieure, tout comme supérieure, aux propriétés de la dalle 2-R3. Par manque d'information complémentaire, leurs propriétés ont été posées comme étant égales à celles de la dalle 2-R3. Le Tableau 71 présente un résumé de toutes les propriétés mécaniques utilisées dans le cadre des analyses. Il est important de rappeler que le terme « résistance à la fissuration » est ici considéré comme un synonyme du terme « résistance à la traction ». Ces modifications de nomenclature ont été effectuées pour mieux s'harmoniser aux termes utilisés dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-14).

Tableau 71 : Propriétés mécaniques des dalles utilisées pour les calculs de résistance à l'effort tranchant.

Dalle	Ec [MPa]	DRI moyen	Résistance à la compression f'_c [MPa]			Résistance à la fissuration f_{cr} [MPa]		
			minimale	moyenne	maximale	minimale	moyenne	maximale
1-NR	32 365	0,11	44,2	47,9	51,0	2,4	2,5	2,6
1-R1	23 051	0,25	33,2	39,0	43,4	1,7	2,0	2,5
1-R3	21 511	0,30	32,3	35,9	42,3	1,6	1,7	2,0
2-NR	33 260	0,10	42,2	44,3	46,5	1,8	2,3	2,5
2-R1	17 124	0,31	27,8	31,1	35,5	1,3	1,6	1,8
2-R2	17 124	0,31	27,8	31,1	35,5	1,3	1,6	1,8

8.5.2 Résistance théorique des dalles (sans ajustement)

Lors de l'évaluation structurale d'un ouvrage en béton armé, le prélèvement de carottes au sein de la structure permet de déterminer certaines propriétés mécaniques comme la résistance à la compression, la résistance à la traction (par fendage) ainsi que le module élastique linéaire du béton. Avec ces seuls paramètres mécaniques, il est possible de déterminer la capacité portante d'une structure saine. Dans le cas d'une structure affectée par la RAS, de nombreux paramètres entrent en jeu ce qui complexifie l'évaluation de cette capacité portante.

Une analyse a été réalisée afin de comparer la résistance expérimentale à l'effort tranchant des dalles avec leur résistance théorique calculée en utilisant uniquement les propriétés mécaniques issues des carottes (f'_c et f_{cr}) (Figure 122). Étant donné la variabilité des résultats matériaux, les résultats présentés sont obtenus avec les propriétés moyennes alors que les barres d'erreurs montrent les résultats limites obtenus en utilisant les propriétés minimales et maximales. Il est également important de mentionner que cette résistance théorique à l'effort tranchant est calculée selon la méthode générale de la norme. De plus, les efforts internes sont évalués à une distance d_v de la

plaque de chargement tel que permis par la norme (Article 8.9.3.1 de la norme CAN/CSA S6-14). Pour plus de détail sur l'ensemble des paramètres utilisés, le lecteur est prié de se référer à l'Annexe I.

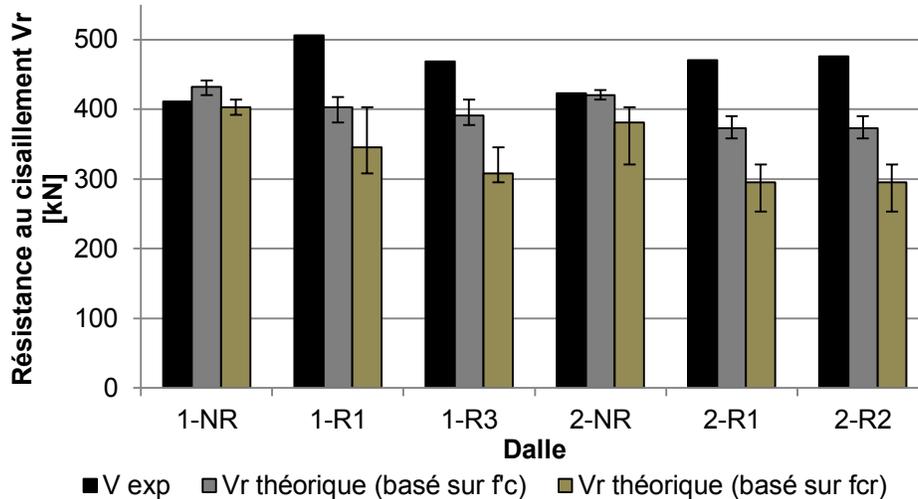


Figure 122 : Comparatif entre la résistance expérimentale et théorique des dalles calculées selon les propriétés mécaniques du béton.

Tel qu'il est possible d'observer à l'aide de la Figure 122, les résistances calculées pour les dalles non réactives (1-NR et 2-NR) sont très près de la résistance obtenue expérimentalement. La situation est différente lorsque les mêmes calculs sont effectués pour une dalle réactive. En effet, les résistances sont sous-estimées de 15-20% et 31-38% lorsque l'on utilise respectivement les résistances à la compression et à la fissuration. Il est également possible d'observer, à l'aide des barres d'erreurs, que les résistances calculées à partir de la résistance à la fissuration sont plus dispersées (variables) que celles obtenues à l'aide des résistances à la compression. Tel qu'il est possible d'observer au Chapitre 6.2 et 6.3, les résistances à la traction présente un coefficient de variation semblable ou légèrement plus élevé que les résistances en compression. Les résultats plus dispersés dans la Figure 122

s'expliquent donc principalement du fait que l'équation utilisée pour transformer la résistance à la compression en résistance à la fissuration (Équation 8,6) diminue également la variabilité de ces nouvelles valeurs.

Ces résultats montrent également que l'utilisation directe des équations prescrites par la norme ne permet pas de prédire avec précision la résistance à l'effort tranchant d'éléments affectés par une pathologie comme celle de la réaction alcalis-silice.

Les prochaines sections présentent différents facteurs pouvant affecter le calcul de la capacité portante tel que la position ou la méthode de calculs, la précontrainte chimique, la fissuration des granulats ainsi que l'espacement des fissures.

8.5.3 Positions d'analyses et méthodes de calculs

Lors de la conception ou de l'évaluation d'une structure, la norme permet d'effectuer le calcul des efforts à une section d_v de la charge. Cette distance identifiant la section à considérer, et déterminant la position du centre de la fissure, n'est en fait qu'une hypothèse afin de simplifier le calcul. On se soustrait ainsi à un processus itératif fastidieux puisque la position réelle de la section à considérer varie en fonction de l'inclinaison de la fissure. De plus, la méthode générale de la norme contient plusieurs simplifications afin de faciliter le calcul. Une analyse est donc réalisée pour quantifier l'influence de la position et de la méthode utilisée sur l'évaluation de la résistance à l'effort tranchant (résistance théorique). Pour ce faire, uniquement la résistance moyenne à la compression des différentes dalles est utilisée. Les différents paramètres considérés dans l'analyse sont les suivants :

- La section de calcul des efforts internes :
 - Efforts internes calculés à d_v de la plaque de charge
 - Efforts internes calculés au centre de la fissure théorique

- La méthode de calcul utilisée :
 - Calculs selon la méthode générale
 - Calculs selon le commentaire de la norme avec une simplification (en posant $0.5(V_f - V_p) \cot \theta = V_f - V_p$, article C8.9.3.8)
 - Calculs selon le commentaire de la norme sans simplification (article C8.9.3.8)

À la Figure 123, l'axe des abscisses identifie la méthode de calcul utilisée alors que l'axe des ordonnées représente le ratio moyen ($V_{\text{exp}}/V_{\text{théo}}$) des résistances expérimentales sur la résistance théorique de chacune des dalles. Le Tableau 72 présente un petit exemple afin de clarifier l'axe des ordonnées.

Tableau 72 : Exemple de calculs pour le ratio moyen des résistances $V_{\text{exp}}/V_{\text{norme}}$.

Dalle	V _{exp} [kN]	V _{norme} [kN]	V _{exp} /V _{norme}
1-NR	411	432	0,95
1-R1	506	403	1,26
1-R3	469	391	1,20
2-NR	423	420	1,01
2-R1	471	373	1,26
2-R2	476	373	1,28
Ratio moyen V _{exp} /V _{norme} :			1,16

Un ratio supérieur à 1,00 signifie que la résistance expérimentale est supérieure à la résistance théorique (sécuritaire).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

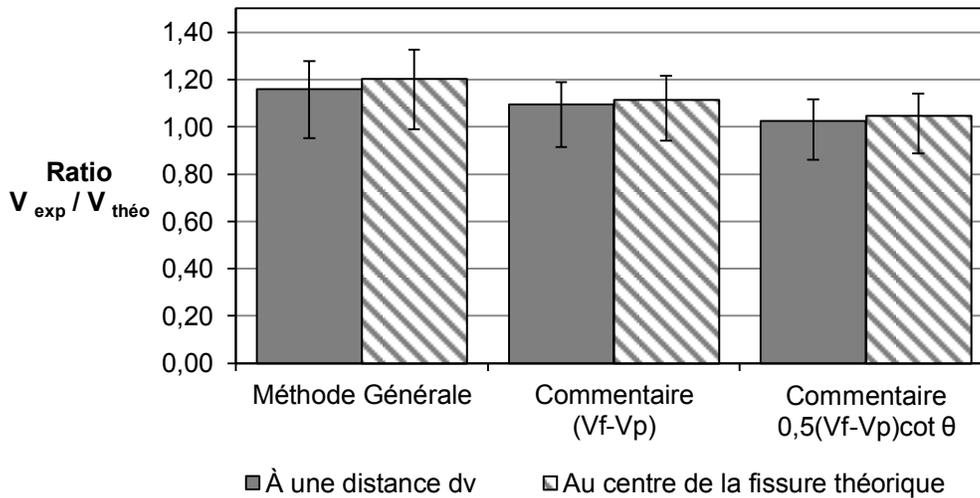


Figure 123 : Résistance en fonction de la position et de la méthode de calculs utilisée (calculée selon les propriétés mécaniques moyennes du béton en compression).

Il est possible de constater que le changement de position entre la distance d_v suggérée par la norme et le centre de la fissure estimée tend à faire diminuer légèrement la résistance théorique et par le fait même augmenter le ratio $V_{exp} / V_{théorique}$. Pour ce qui est de la méthode utilisée, l'augmentation dans la complexité des calculs se transpose en une augmentation de la résistance théorique prédite et donc par une baisse du ratio $V_{exp} / V_{théorique}$. Ces résultats tendent à confirmer que la simplification a mené à des choix de facteurs assurant un résultat dans le domaine sécuritaire malgré la diversité des cas possibles d'utilisation de la méthode dite simplifiée.

Cette brève analyse permet de montrer que, dans le contexte de la présente étude, la résistance moyenne à l'effort tranchant théorique des corps d'essais est plus influencée par la méthode utilisée que par la position de calculs (pour un chargement ponctuel).

8.5.4 Précontrainte chimique

L'expansion due à la RAS entraîne une mise en tension des armatures longitudinales, ce phénomène ayant été désigné par l'expression « précontrainte chimique ». Les paragraphes qui suivent décrivent de quelle façon ce phénomène a été considéré dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant.

Telles que présentées dans la Section 5.4.2 portant sur la comparaison entre les résultats de déformation axiale issue des jauges de déformation et les plots, les déformations axiales dans les barres d'armature sont présentées au Tableau 73. Dans ce tableau, les barres supérieures réfèrent à l'armature de peau tandis que les barres inférieures réfèrent à l'armature résistant au moment de flexion (Figure 45).

Tableau 73 : Déformations axiales dans les barres d'armature.

Dalle	Barres d'armature supérieures (300mm ²)	Barres d'armature inférieures (5000mm ²)
1-NR	0,02%	0,00%
1-R1	0,06%	0,00%
1-R3	0,12%	0,01%
2-NR	0,01%	0,00%
2-R1	0,20%	0,00%
2-R2	0,21%	0,03%

Selon la loi de Hooke, la contrainte dans un élément uniaxial (barres d'armature) peut être déterminée par la multiplication entre la déformée unitaire et le module élastique linéaire. En multipliant la contrainte uniaxiale obtenue par l'aire des barres d'armature, il est possible de déterminer la force axiale présente dans ces barres. En supposant que le matériau est homogène et élastique, l'application d'une force P_0 excentrée selon un bras de levier "e" par rapport au centre de gravité de la section crée une force axiale d'intensité

P_0 centrée sur le centre de gravité ainsi qu'un moment $P_0 \cdot e$ agissant sur l'élément. La Figure 124 représente schématiquement le principe qui a été utilisé pour prendre en compte les forces induites par la mise sous tension des barres d'armature.

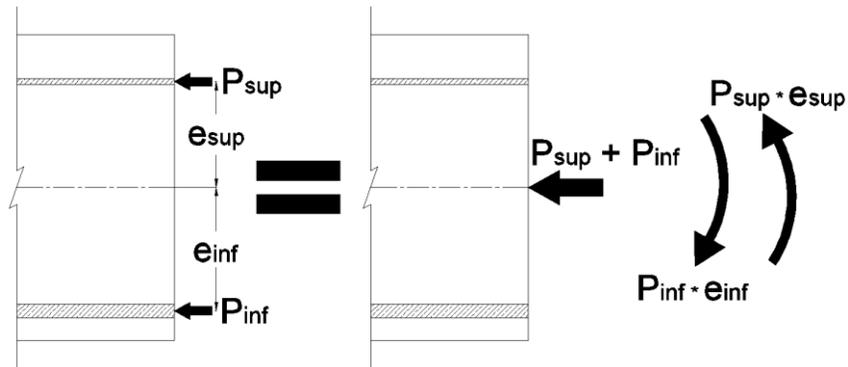


Figure 124 : Principe utilisé pour prendre en compte la précontrainte chimique.

Tableau 74 : Efforts engendrés par la précontrainte chimique.

Dalle	Force axiale ¹ ($P_{sup} + P_{inf}$)	Moment total ($P_{inf} \cdot e_{inf} + P_{sup} \cdot e_{sup}$)
1-NR	-12 kN	3,5 kN*m
1-R1	-36 kN	10,4 kN*m
1-R3	-172 kN	-11,3 kN*m
2-NR	-6 kN	1,7 kN*m
2-R1	-120 kN	34,8 kN*m
2-R2	-420 kN	-61,7 kN*m

¹ Négatif pour de la compression dans le béton

L'impact de la précontrainte se fait particulièrement sentir sur la force axiale transmise à la poutre. En effet, les barres d'armature tendue créent de la compression dans le béton, autant sur la face supérieure qu'inférieure. Ces

forces axiales créent également des moments de faible intensité puisque les deux composantes du moment agissent en sens opposé. C'est également pour cette raison que les moments internes dus à la précontrainte chimique peuvent être positifs ou négatifs.

La Figure 125 montre l'influence que peut avoir cette précontrainte chimique sur la résistance à l'effort tranchant. Ces calculs ont été effectués à une distance d_v de la plaque de chargement, selon la méthode générale et en utilisant la résistance moyenne à la compression du béton. Tout comme précédemment, les barres d'erreur donnent une appréciation de l'influence des propriétés minimales et maximales du béton sur l'évaluation de la résistance à l'effort tranchant théorique.

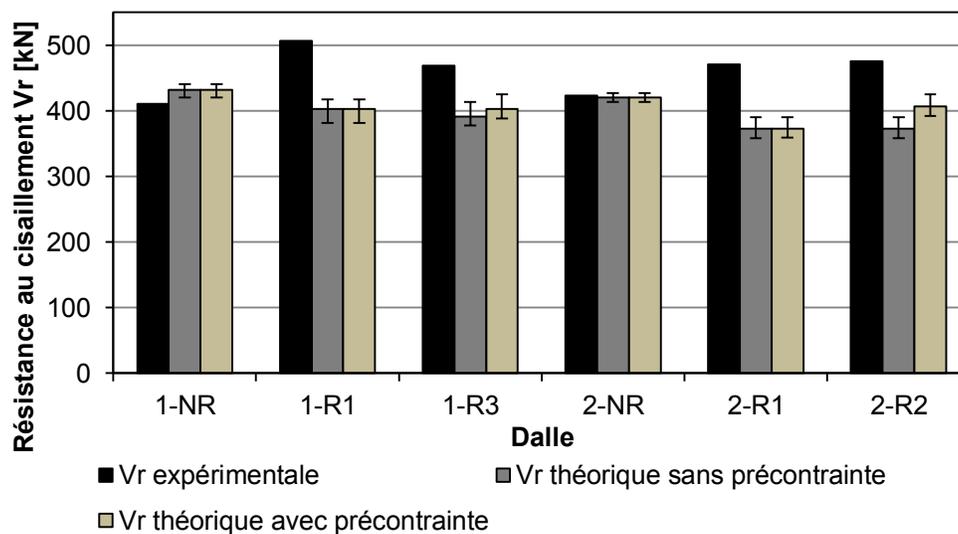


Figure 125 : Comparatif entre la résistance au cisaillement calculé avec et sans précontrainte chimique (Méthode générale).

Le gain de résistance apporté par la précontrainte semble seulement se manifester au niveau des dalles 1-R3 et 2-R2. Le gain de résistance théorique est de 11 MPa (2,9%) pour la dalle 1-R3 et de 35 MPa (9,2%) pour la dalle 2-R2. Il se trouve que ces deux dalles sont les seules à avoir présenté une

expansion au niveau des barres armatures de flexion. Même dans le cas le plus favorable, la précontrainte chimique n'est pas en mesure d'expliquer à elle seule le gain de résistance obtenu lors des essais.

8.5.5 Analyse des plans de fissuration

8.5.5.1 Auscultation des dalles

La résistance offerte par le mécanisme d'engrènement des granulats provient de la rugosité présente entre les plans de fissuration. Un rappel de ce mécanisme est présent à la Section 3.8.1.3. Tel que démontré dans la littérature, la présence de la RAS dans une particule de granulat induit différents types de fissuration en périphérie ainsi qu'à l'intérieur de la particule même, ce qui peut la fragiliser (Bérard et Roux, 1986). Ceci mène à l'hypothèse que lors de la prolifération d'une fissure à l'intérieur d'un élément en béton armé atteint de RAS, il est possible que la fissure puisse cisailer une plus grande quantité de particules de granulats du fait que celles-ci soient déjà endommagées par la RAS. Au même titre, la RAS peut endommager le lien entre la pâte et la particule de granulats, facilitant ainsi un déchaussement de celle-ci. En fonction de l'importance de ces deux mécanismes, la quantité de particules cisillées pourraient potentiellement être augmentées ou diminuées.

Afin de vérifier si la présence de RAS au sein des corps d'épreuves vient altérer la résistance des particules de granulat à la fissuration, une auscultation des plans de fissurations des éléments de béton est réalisée, telle que présentée à la Section 4.9.3.

Dans le but d'assurer de la cohérence et de la rigueur dans le décompte des particules cisillées et déchaussées des plans de fissuration, une méthodologie faisant appel à quatre évaluateurs a été mise en place. Afin qu'un résultat puisse être considéré valable, au moins 3 des 4 lectures devaient se situer à l'intérieur d'une plage de $\pm 5\%$ du résultat moyen. Si un résultat se trouvait à l'extérieur de cette plage d'acceptabilité, celui-ci était

exclu de la moyenne. Dans le cas où plus d'un résultat ne respectait pas le critère mentionné précédemment, la petite portion auscultée en cause devait alors être ré-auscultée jusqu'à l'atteinte du respect du critère d'acceptabilité.

Suite à cette auscultation, il est possible de représenter graphiquement le pourcentage moyen de particules du gros granulat cisillées au niveau du plan de fissuration selon un axe vertical et transversal (Figure 70). L'axe transversal correspond à la largeur totale de la dalle (610 mm), alors que l'axe vertical correspond à la région en traction de la section du corps d'épreuve tel que présenté à la Figure 126.

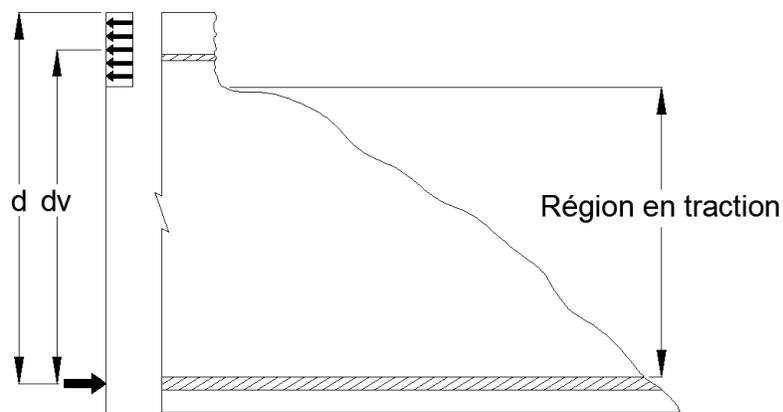


Figure 126 : Définition de la hauteur à l'étude pour l'auscultation des dalles.

La zone de 100 mm x 200 mm se trouvant près de l'armature supérieure a été négligée car elle se situe dans la région en compression. Les Figure 127 et Figure 128 présentent les résultats de ces auscultations associées à chacun des plans de fissuration (chargement et rechargement) des dalles selon un axe vertical et transversal. Les barres d'erreurs représentent l'incertitude des résultats correspondant à une plage de $\pm 5\%$ du résultat moyen.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

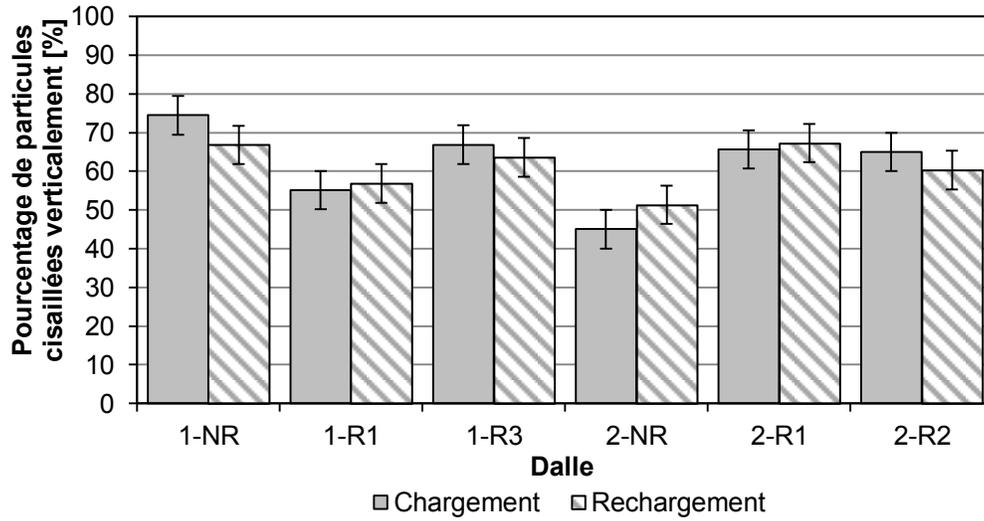


Figure 127 : Pourcentage de particules cisillées selon l'axe vertical pour les phases de chargement et le rechargement.

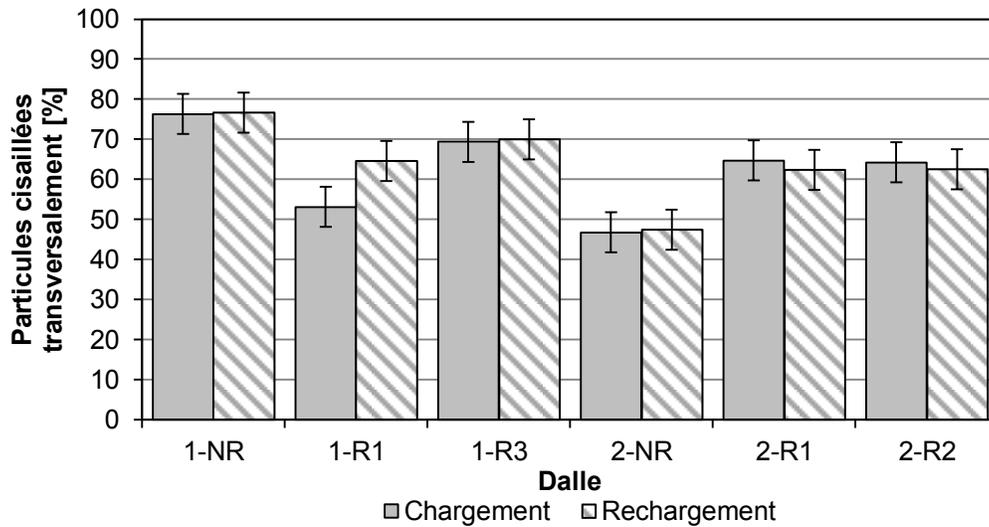


Figure 128 : Pourcentage de particules cisillées selon l'axe transversal pour les phases de chargement et le rechargement.

Selon les figures précédentes, il est possible de remarquer que le pourcentage de particules cisillées est très semblable pour les plans de fissuration associés au chargement et rechargement d'une même dalle. Cela permet également de montrer une certaine répétabilité des résultats et par conséquent, de valider la méthodologie utilisée pour l'auscultation des dalles. Selon cette méthode, les valeurs obtenues sont précises à $\pm 5\%$, ce qui donne un écart maximal théorique de 10% entre deux valeurs. Seuls les résultats de la dalle 1-R1 présentent un écart supérieur à cette valeur (11,5%) alors que globalement, l'écart moyen entre les résultats est de 3,54%. Étant donné la fiabilité et la répétabilité de ces résultats, il a été décidé de combiner les valeurs associées aux plans de fissurations du chargement et rechargement des dalles en une moyenne globale pour chacune des dalles.

Les Figure 129 et Figure 130 présentent les résultats combinés en fonction des différentes dalles. Le niveau d'expansion moyen mesuré sur le dessus des dalles est également présenté entre parenthèses afin de fournir de l'information supplémentaire sur la progression de la RAS. Dans le but de faciliter la discussion, les résultats issus de la deuxième série seront présentés et commentés avant ceux de la première série.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

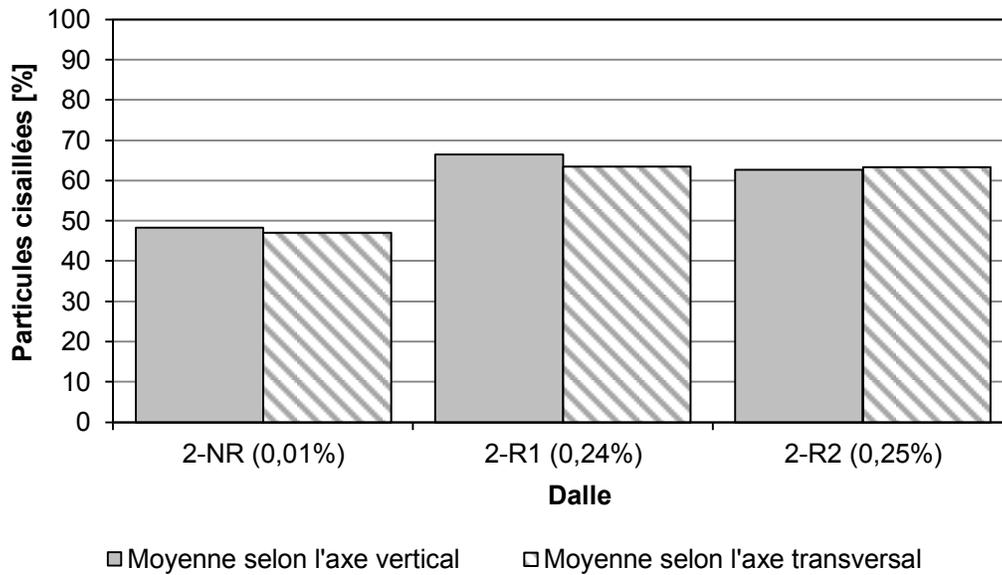


Figure 129 : Pourcentage moyen de particules cisillées pour les dalles de la deuxième série.

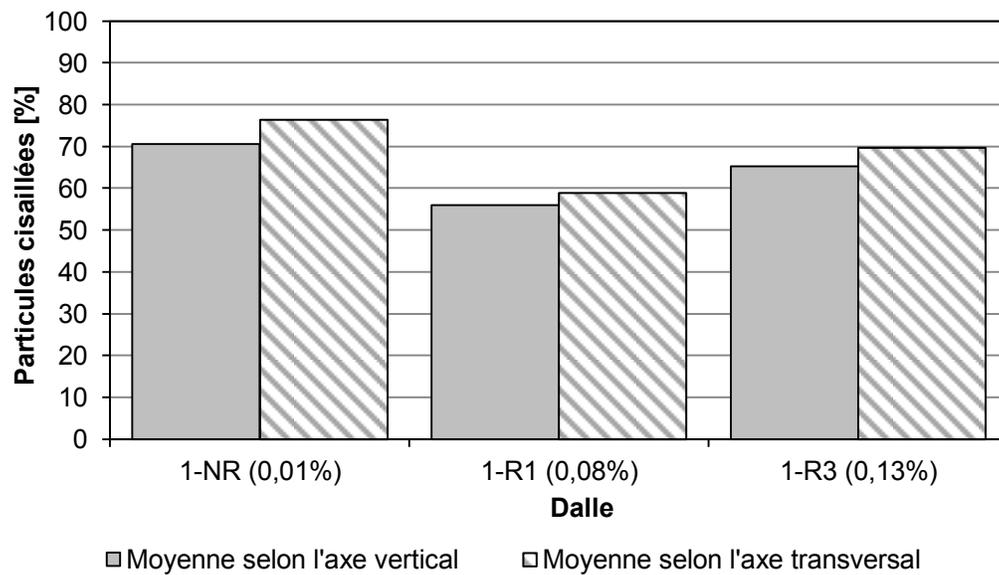


Figure 130 : Pourcentage moyen de particules cisillées pour les dalles de la première série.

Dans la seconde série (Figure 129), il est possible d'observer que les dalles réactives présentent un taux de particules cisillées plus important que son homologue non-réactif. Cela laisse donc présager que la présence de la RAS au sein des particules crée des défauts internes, ce qui les rend plus propice à cisailer lors de la propagation d'une fissure.

En contrepartie, les résultats du décompte de particules cisillées issus de la première série de dalles ne semblent pas présenter cette même tendance. Cette différence est attribuable au corps d'épreuve 1-NR et peut être expliquée par les points qui suivent : un manque de granulats lors de la coulée de la dalle 1-NR a forcé l'ajout d'un granulats autre que celui du Nouveau-Mexique (remplacement de 33% du volume de granulats). Contrairement au gravier concassé du Nouveau-Mexique, le granulats alternatif est une pierre concassée de type granitique, reconnue pour présenter une surface très adhérente. La liaison pâte-granulats s'en trouve donc améliorée. À cela, le mélange de béton constituant la première série de dalles présente des propriétés mécaniques supérieures aux attentes. Dues à l'absence de RAS dans la dalle non-réactive, les propriétés mécaniques de la dalle 1-NR n'ont pas été affectées à la baisse. Cela en fait le corps d'épreuve présentant la résistance à la traction maximale (2,5 MPa comparativement à 2,0 MPa et 1,7 MPa pour les dalles 1-R1 et 1-R3 respectivement). En combinant une quantité de particules granulaires plus adhérentes avec un mélange présentant une force de liaison supérieure, l'interface pâte-ciment peut devenir plus résistante à la fissuration que les particules elles-mêmes. Dans cette situation, la fissure qui habituellement contourne la particule peut potentiellement la cisailer partiellement ou totalement. À la vue de ces explications, il est logique de penser que les propriétés mécaniques obtenues auraient été similaires à celles de la dalle non-réactive de la série deux. Dans ce contexte, les résultats associés à la dalle 1-NR sont particuliers et ne sauraient être comparés à ceux des dalles 1-R1 et 1-R3.

Les deux figures précédentes tendent donc à démontrer que le pourcentage de particules cisillées tend à augmenter en fonction de l'expansion longitudinale moyenne

Une brève analyse a également été réalisée afin de comparer les pourcentages de particules cisillées en fonction de leur position sur le plan de fissuration de la dalle. Pour ce faire, l'axe transversal a été divisé en 3 segments qui sont les suivants (Figure 131):

- Le côté avec les plots – 100 mm de largeur
- Le centre – 400 mm de largeur (représente le noyau de l'élément)
- Le côté sans les plots – 100 mm de largeur

L'axe vertical a été divisé en trois sections :

- La section supérieure - béton en compression (non étudié)
- La section centrale - moitié haute de la section en traction
- La section inférieure - moitié basse de la section en traction

La Figure 131 montre une représentation de ces divisions alors que les Figure 132 et Figure 133 présentent les résultats.

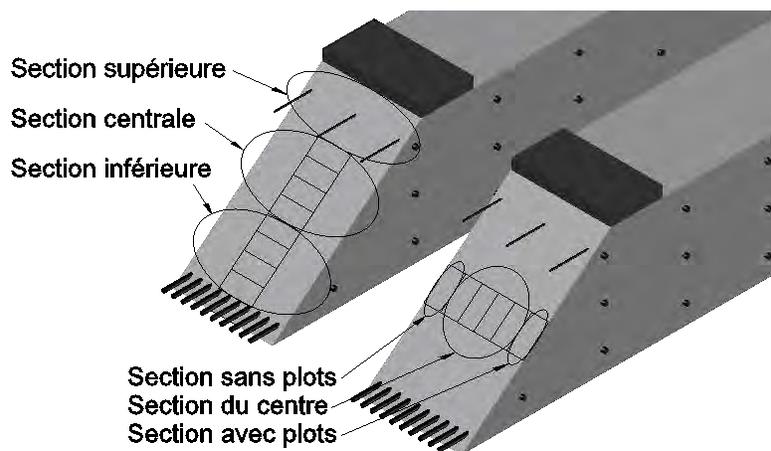


Figure 131 : Séparation des axes pour les analyses de plans de fissuration.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

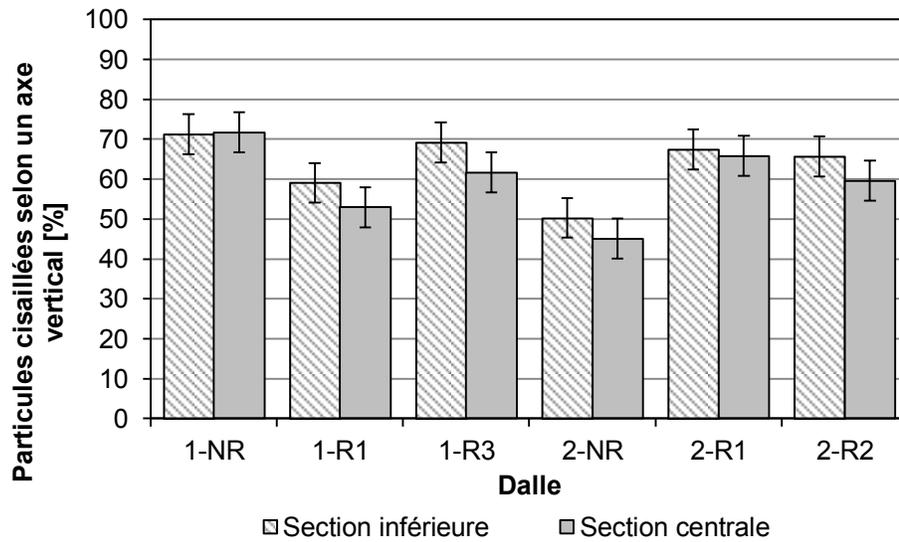


Figure 132 : Influence de la position verticale sur le cisaillement des particules du gros granulat.

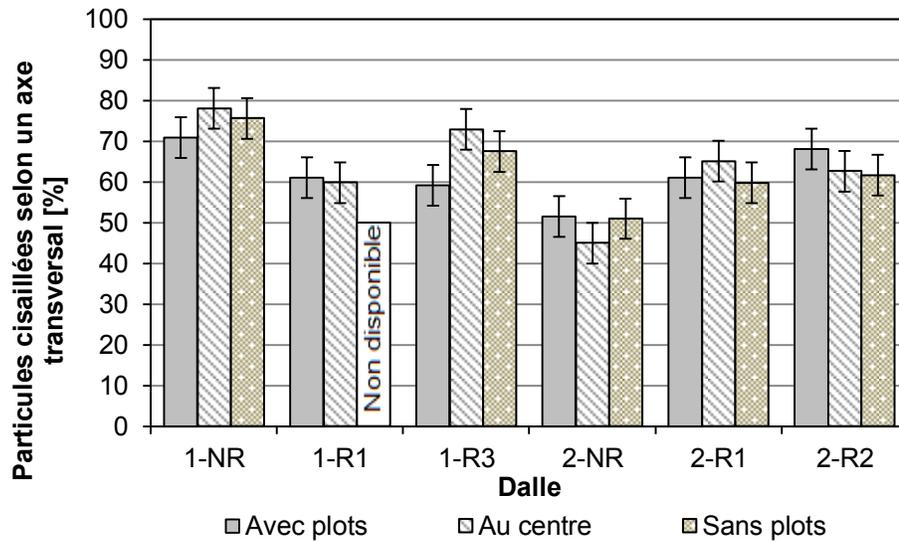


Figure 133 : Influence de la position transversale sur le cisaillement des particules du gros granulat.

Il est possible de remarquer que, selon l'axe vertical, la section inférieure des dalles présente un degré de particules de granulat cisillées légèrement plus

élevé que la section centrale. Cette tendance, bien que faible comparativement à l'incertitude des mesures, est présente dans 5 des 6 cas. Ces résultats semblent dans un premier temps plutôt contradictoires, car, comme présentée précédemment, la section inférieure a subi moins d'expansion que la section supérieure. Selon les résultats des essais de SDI présentés au Tableau 28 et Tableau 29, le niveau d'endommagement dans la section basse des dalles est inférieur à l'endommagement dans la section centrale pour les dalles réactives et sensiblement égal pour les dalles non réactives. La position de la particule à l'intérieur du corps d'épreuve semble avoir une influence. En effet, l'état de contrainte atteint lors de la fissuration dans la section basse n'est pas la même que lorsque la fissure se propage dans la section centrale. Cette variation dans les efforts internes combinée avec les niveaux d'endommagement engendre donc de petites différences dans le pourcentage de particules cisillées.

En ce qui a trait au pourcentage de cisaillement des particules de granulats selon l'axe transversal, aucune tendance n'est observable. Les effets de parois potentiels ne semblent pas avoir engendré de biais sur le taux de fissuration (cisaillement) des particules de granulats. Par conséquent, la largeur de l'élément ne semble pas avoir une influence à cet égard.

8.5.5.2 Prise en compte du cisaillement des granulats dans la norme

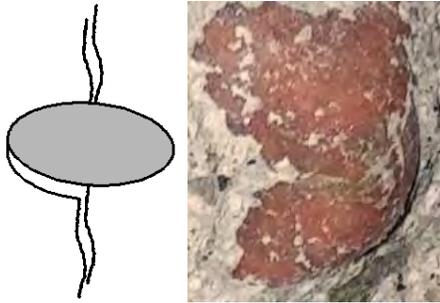
Tel que mentionné dans la Section 3.8.1.3 et 3.8.3.2, le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-14) prend en compte la taille des particules de granulats (leur diamètre maximal) pour déterminer l'importance du mécanisme d'engrènement sur la résistance à l'effort tranchant. Notamment, la taille de ces particules peut être diminuée pour les bétons haute performance (>60 MPa) car la résistance à l'interface pâte-granulats est tel que la fissure cisaille les particules au lieu de les contourner, diminuant ainsi l'action d'engrènement disponible pour résister à l'effort tranchant.

Ce même principe pourrait potentiellement être utilisé afin de prendre en compte la présence et la progression de la RAS dans un élément de béton. L'attaque par la RAS des particules grossières, se traduisant par la présence accrue de fissures dans les particules de granulats, pourrait conduire à une diminution de leur contribution à la résistance à l'effort tranchant dû à l'affaiblissement du mécanisme d'engrènement.

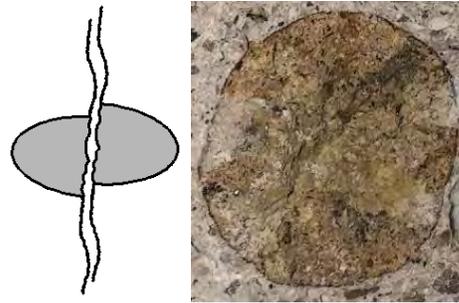
Afin de procéder à l'influence de la RAS sur le potentiel d'engrènement des particules de granulats, quatre cas de fissurations dans et en bordure des particules ont été identifiés. La Figure 134A présente un exemple de déchaussement d'une particule alors que la Figure 134B, C et D sont associées à des particules cisillées à des degrés divers. De façon plus détaillée :

- A) Déchaussement d'une particule de granulat (Figure 134A)
- B) Cisaillement une particule de granulat (Figure 134B)
- C) Cisaillement partiel avec déchaussement d'une particule de granulat (Figure 134C)
- D) Cisaillement d'une particule par fissuration périphérique (Figure 134D)

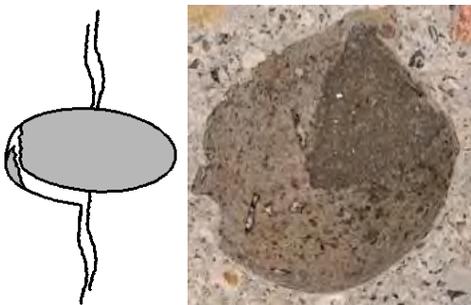
A) Déchaussé



B) Cisailé



C) Cisailé



D) Cisailé

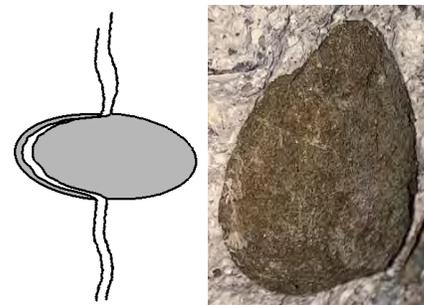


Figure 134 : Types de fissurations rencontrés lors de l'auscultation des plans de rupture.

À la lumière de la Figure 134, il est possible que les cas B, C, D, bien que tous associés à une particule cisailée, n'offrent pas la même rugosité d'interface pour le mécanisme d'engrènement. Il faut donc garder en tête que les résultats présentés antérieurement (Figure 127 à la Figure 133) ne font aucune distinction entre les modes de rupture B, C et D.

Tel que présenté précédemment, le principe utilisé dans le code canadien S6-14 pour l'ajustement de la taille du granulat est dicté par le taux de fissuration des particules. Dans le cas des éléments endommagés par la RAS, deux critères servant à définir le seuil d'ajustement minimal et maximal ont été posés. Le premier de ces critères consiste à poser un pourcentage de cisaillement des particules pour lequel la grosseur des granulats n'est pas affectée à la baisse. Cette limite correspond au pourcentage de particules

cisaillées des dalles non réactives, car il est jugé que cette valeur est représentative d'un élément standard sans influence par la RAS. Le second critère sert à définir l'autre extrémité de la plage, soit le pourcentage de particules cisaillées pour laquelle la taille des granulats est posée comme étant nul. Ce seuil limite a été défini comme étant un taux de fissuration de 100%. Dans cette situation, toutes les particules sont fissurées et l'effet d'engrènement s'en trouve fortement diminué. Pour toutes les valeurs se trouvant entre ces deux limites, il devient possible de faire une interpolation afin de trouver la taille des granulats ajustés correspondant au pourcentage de particules cisaillées visé. Parmi les six (6) corps d'épreuves qui ont été analysées, la dalle 2-NR a été définie comme étant la référence pour représenter le cas où la taille des particules de granulat ne doit pas être altérée. La dalle 1-NR fait cependant exception à ce cas, car, pour les raisons évoquées à la Section 8.5.5.1, il n'a pas été jugé convenable d'utiliser ce résultat autrement que pour lui-même. Le Tableau 75 présente les pourcentages de particules cisaillées, les seuils de cisaillement servant de référence pour le maintien de la taille des particules ainsi que les tailles de granulats équivalents obtenus suite à ces ajustements. Un exemple de calcul est présenté à la suite de ce tableau.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 75 : Taille des particules ajustées en fonction du pourcentage de particules cisillées.

Dalle	Particules cisillées [%]	Seuil de cisaillement de référence [%]	a_g équivalent [mm]
1-NR	70,6%	70,6%	20,0
1-R1	56,0%	48,2%	17,0
1-R3	65,2%	48,2%	13,4
2-NR	48,2%	48,2%	20,0
2-R1	66,5%	48,2%	12,9
2-R2	62,7%	48,2%	14,4

Exemple de calcul pour la dalle 2-R1 (Tableau 76 & Figure 135):

Tableau 76 : Exemple de calculs pour la détermination du a_g équivalent.

Critère	Particules cisillées [%]	a_g équivalent [mm]
Élément sain (référence)	48,2% (2-NR)	20 mm
Élément endommagé par la RAS	66,5% (2-R1)	$\underline{?}$ mm
Élément où 100% des particules sont cisillées	100,0%	0 mm

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

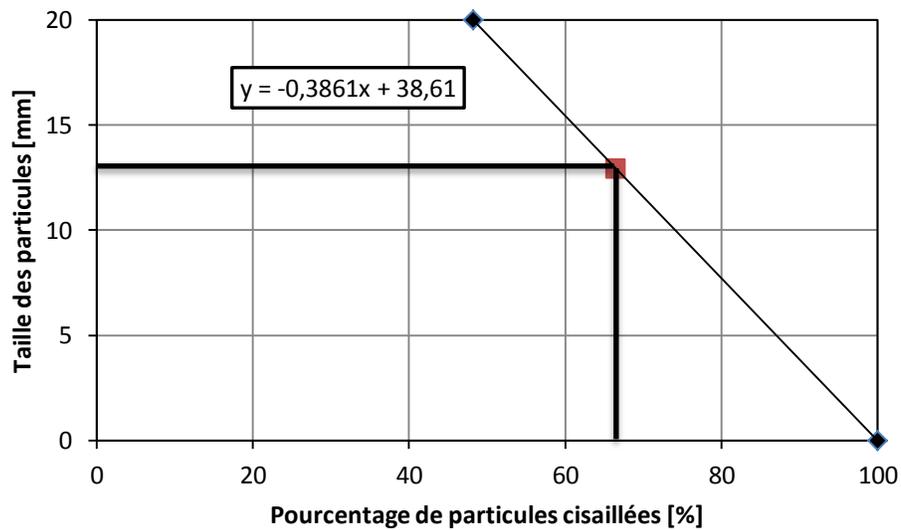


Figure 135 : Exemple de calculs pour la détermination du a_g équivalent.

Selon les critères établis, la taille des particules ajustées pour la dalle 2-R1 est de 12,9 mm.

Lorsque ces tailles de particules équivalentes (a_g) sont utilisées afin de calculer la résistance à l'effort tranchant, les résultats obtenus sont affectés à la baisse, telle que présentée à la Figure 136.

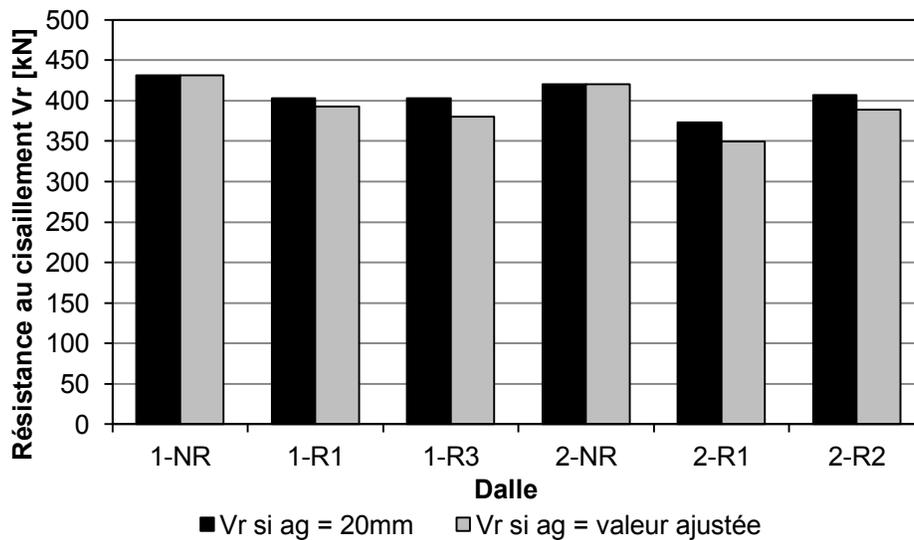


Figure 136 : Résistance au cisaillement en fonction de la taille des granulats.

La chute de résistance la plus marquée (dalle 2-R1) par le changement de taille des particules de granulats est de 23 kN, ce qui représente 6,2% de la résistance totale (V_r) de 373 kN. Par ailleurs, les indications fournies à la Figure 136 doivent être considérées comme indicatives puisqu'une quantité des particules ayant été considérées comme cisailées le sont à des degrés divers. (Figure 134B, C et D). Cela peut influencer, à la baisse comme à la hausse, la quantité de particules cisailées de façon franche (Figure 134B). En fonction des informations disponibles dans cette recherche et pour la gamme d'expansion considérée dans la présente étude, il a été jugé que la baisse de résistance apportée par la fissuration des particules de granulat pouvait être considéré minime, voire négligeable.

Il est important de noter que ces observations sur l'influence du cisaillement des particules de granulats sont valables pour le type de granulats étudié ici et ne doivent pas être généralisées pour tout type de granulats réactifs. En effet, les patrons de fissuration ou de détérioration sont variables en fonction des faciès pétrographiques présents dans le granulat. Pour une intensité de

réaction sensiblement équivalente, certains granulats peuvent créer des fissures périphériques alors que d'autres granulats (d'une composition différente) peuvent avoir tendance à se désagréger. Pour ces raisons, il est important de ne pas généraliser les conclusions évoquées dans cette section.

8.5.6 Espacement des fissures

Tel que présenté à la Section 3.8.2.5, le facteur d'espacement des fissures (s_z) est un paramètre utilisé dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant, car il permet de faire le lien entre la déformation axiale d'un élément et l'ouverture des fissures. Dans le cas de structures sans étrier, la valeur de s_z est approximée comme étant la distance entre le centre du noyau de béton en compression et le centre de gravité des barres d'armature en traction (d_v). Selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers (Article 8.9.1.5), cette valeur se détermine comme étant la plus grande valeur entre $0,72h$ et $0,9d$, ce qui correspond à 626,85mm pour la présente étude.

Tout d'abord, une analyse sectionnelle a été réalisée afin de valider si cette hypothèse est également acceptable pour différentes valeurs de moments fléchissants. Pour ce faire, les corps d'épreuves ont été divisés en 250 couches d'égales épaisseurs puis chacune de ces couches s'est vu attribuer une relation contrainte-déformation propre au matériau qui la compose (béton/acier). Les courbes contraintes/déformations utilisées pour représenter le béton ainsi que l'acier sont présentées à l'Annexe I.4. En supposant une faible courbure de l'élément ainsi qu'en résolvant les équations d'équilibres des forces, il devenait possible d'obtenir le moment résistant et la valeur du bras de levier d_v en fonction de cette courbure. En réalisant ces calculs pour différentes courbures, il devenait possible d'obtenir les valeurs de d_v pour plusieurs moments résistants, tel que présenté à la Figure 137.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

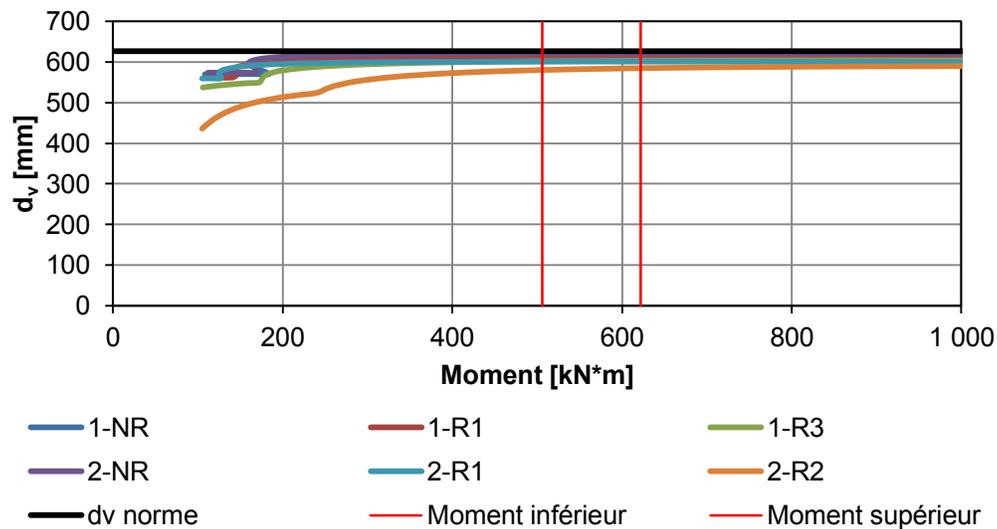


Figure 137 : Relation moment-dv pour les différents corps d'épreuves.

Cette analyse, bien que simpliste, permet de constater que la hauteur effective en cisaillement (d_v) obtenue à l'aide du code canadien CAN/CSA S6-06 représente bien la réalité pour des moments supérieurs à 200 kN·m. Les dalles 1-R3 et 2-R2, de par leur précontrainte chimique plus élevée, ont une répartition des contraintes légèrement différentes qui influe cette valeur de d_v jusqu'à un moment de 400 kN·m. Les moments fléchissants auxquels doivent résister les corps d'épreuves lors des essais structuraux varient entre 506 kN·m et 622 kN·m, ce qui confirme que la valeur de d_v issue de la norme est valable et applicable.

Dans le cas d'une analyse structurale, la valeur de s_z sert à prédire l'espacement des fissures ce qui permet de calculer la résistance théorique à l'effort tranchant des éléments. Pour cette étude, les résistances expérimentales ainsi que les propriétés matériaux des éléments sont connues. Cela permet de réaliser une analyse inverse afin de trouver la valeur s_z nécessaire pour assurer la validité du calcul. Cette analyse inverse sera donc basée sur la méthode générale de la norme en utilisant la résistance à la

compression moyenne provenant des carottes et en incluant l'effet de la précontrainte chimique. Les différentes tailles de particules équivalentes évaluées précédemment ne seront pas considérées dans ces calculs dus à leur faible influence. Le Tableau 77 présente les facteurs d'espacement obtenus (s_z) en réalisant cette analyse inverse. À ces valeurs, une colonne supplémentaire au Tableau 33 est ajoutée afin d'indiquer la distance horizontale théorique qui séparerait alors les fissures (Relation provenant de la Figure 41b).

Tableau 77 : Facteur d'espacement des fissures (s_z) calculées pour les différentes dalles.

Dalle	s_z de la norme [mm]	s_z nécessaire pour satisfaire la norme ($V_c=V_r$) [mm]	Espacement horizontal entre les fissures [mm]
1-NR	626,85	750 (+19,65%)	1612
1-R1	626,85	154 (-75,43%)	548
1-R3	626,85	294 (-53,1%)	657
2-NR	626,85	613 (-2,21%)	1076
2-R1	626,85	153 (-75,59%)	1090
2-R2	626,85	275 (-56,13%)	1037

La tendance montre que pour satisfaire les équations du code, les dalles non réactives ont besoin d'une valeur d'espacement des fissures s_z égale ou légèrement supérieure à d_v alors que les dalles réactives nécessitent une valeur largement inférieure à d_v . Il est également possible d'observer que les distances horizontales théoriques entre les fissures sont très élevées comparativement à la portée de cisaillement disponible. C'est pour cette raison qu'il est difficile de lier la valeur théorique s_z avec une valeur tangible pouvant être mesurée de façon concrète sur les corps d'épreuve à la suite des essais.

Globalement, le gain de résistance à l'effort tranchant des dalles réactives (comparativement aux dalles non réactives) ne peut être attribuable

uniquement à la précontrainte chimique ou à l'augmentation de la quantité de particules fissurées. Un autre phénomène est en cause.

8.5.7 Résumé des paramètres

Les résultats obtenus dans le cadre de cette étude suggèrent que quatre (4) paramètres principaux peuvent influencer la résistance ultime au cisaillement d'éléments en béton armé de type dalle épaisse atteints de RAS. Il s'agit de la précontrainte chimique, de l'espacement des fissures, des propriétés mécaniques du béton ainsi que la taille des particules de granulats. Dans cette recherche, la précontrainte chimique est connue avec un bon degré de certitude car les valeurs issues des profils d'expansion ont été validées à l'aide des résultats d'expansion provenant des jauges de déformation soudées. Suite aux résultats présentés à la Section 8.5.5.2, l'augmentation de la quantité de particules cisillées ne semble avoir qu'un effet très mineur sur la résistance au cisaillement ce qui permet de négliger ce facteur. En contrepartie, la résistance du béton ainsi que le facteur d'espacement des fissures ont une influence certaine mais plus difficile à estimer due à la présence de la RAS.

Afin d'avoir un aperçu plus global de l'influence de ces deux paramètres, une analyse a été réalisée afin d'évaluer la résistance à l'effort tranchant théorique selon différentes combinaisons de résistance (f'_c & f_{cr}) et d'espacement des fissures (s_z). Seuls les résultats de la seconde série de dalles sont présentés dans le corps du texte (Tableau 78 au Tableau 83). Les tableaux relatifs à la première série de corps d'épreuve sont présentés à l'Annexe I.3. Cette analyse a été réalisée pour les différentes dalles réactives, car les propriétés des matériaux ainsi que le niveau de précontrainte chimique est propre à chacun des corps d'épreuve. Les valeurs de la résistance théorique jugées acceptables, c'est-à-dire se trouvant à $\pm 5\%$ de la valeur expérimentale, ont été grisées afin de montrer la tendance.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

**Tableau 78 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 2-NR
en fonction de la résistance à la compression (f'_c)
et du facteur d'espacement des fissures (s_z)
($V_{exp}=423$ kN).**

f'_c [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
44,3 (f'_c moy)	420	425	434	444	454	465	476	488	501	515	529
48,7 (f'_c moy +10%)	434	439	448	458	469	480	491	504	517	531	546
50,9 (f'_c moy +15%)	441	445	455	465	476	487	499	511	524	539	554
53,2 (f'_c moy +20%)	447	452	462	472	483	494	506	519	532	546	562
55,4 (f'_c moy +25%)	453	458	468	478	489	501	513	526	539	554	569

**Tableau 79 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 2-NR
en fonction de la résistance à la fissuration (f_{cr}) et
du facteur d'espacement des fissures (s_z)
($V_{exp}=423$ kN).**

f_{cr} [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
2,3 (f_{cr} moy)	380	385	393	402	412	422	432	443	455	467	481
2,5 (f_{cr} moy +10%)	403	407	416	426	435	446	457	468	481	494	508
2,6 (f_{cr} moy +15%)	414	418	427	437	447	458	469	481	493	507	521
2,8 (f_{cr} moy +20%)	435	440	449	459	470	481	492	505	518	532	547
2,9 (f_{cr} moy +25%)	445	450	460	470	481	492	504	517	530	544	559

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

**Tableau 80 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 2-R1
 en fonction de la résistance à la compression (f'_c)
 et du facteur d'espacement des fissures (s_z)
 ($V_{exp}=471$ kN).**

f'_c [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
31,1 (f'_c moy)	373	377	386	394	404	413	424	435	446	458	472
34,2 (f'_c moy +10%)	385	390	398	407	417	427	437	449	461	473	487
35,8 (f'_c moy +15%)	391	396	405	414	423	433	444	456	468	480	494
37,3 (f'_c moy +20%)	397	402	410	420	429	439	450	462	474	487	501
38,9 (f'_c moy +25%)	403	407	416	426	435	446	457	468	481	494	508

**Tableau 81 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 2-R1
 en fonction de la résistance à la fissuration (f_{cr}) et
 du facteur d'espacement des fissures (s_z)
 ($V_{exp}=471$ kN).**

f_{cr} [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
1,6 (f_{cr} moy)	295	299	306	313	320	328	337	346	356	366	377
1,7 (f_{cr} moy +10%)	308	312	319	327	334	343	352	361	371	381	393
1,8 (f_{cr} moy +15%)	321	325	332	340	348	357	366	376	386	397	408
1,9 (f_{cr} moy +20%)	334	337	345	353	361	370	380	390	400	412	424
2,0 (f_{cr} moy +25%)	346	350	358	366	375	384	393	404	415	426	438

**Tableau 82 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 2-R2
en fonction de la résistance à la compression (f'_c)
et du facteur d'espacement des fissures (s_z)
($V_{exp}=476$ kN).**

f'_c [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
31,1 (f'_c moy)	407	411	420	429	439	449	459	470	482	495	508
34,2 (f'_c moy +10%)	420	424	433	442	452	462	473	485	497	510	524
35,8 (f'_c moy +15%)	426	431	440	449	459	469	480	492	504	517	531
37,3 (f'_c moy +20%)	432	436	445	455	465	475	486	498	511	524	538
38,9 (f'_c moy +25%)	438	442	451	461	471	482	493	505	517	531	545

**Tableau 83 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 2-R2
en fonction de la résistance à la fissuration (f_{cr}) et
du facteur d'espacement des fissures (s_z)
($V_{exp}=471$ kN).**

f_{cr} [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
1,6 (f_{cr} moy)	327	330	337	345	353	361	370	379	389	400	411
1,7 (f_{cr} moy +10%)	340	344	351	359	367	376	385	395	405	416	427
1,8 (f_{cr} moy +15%)	353	357	365	373	381	390	400	410	420	431	443
1,9 (f_{cr} moy +20%)	366	370	378	386	395	404	414	424	435	447	459
2,0 (f_{cr} moy +25%)	379	383	391	400	409	418	428	439	450	462	474

D'après les tableaux ci-dessus ainsi que ceux présentés à l'Annexe I.3, on peut observer qu'il existe une zone où la combinaison des deux facteurs permet de satisfaire la résistance au cisaillement des dalles à $\pm 5\%$ de la valeur expérimentale. Ces régions ne sont cependant pas obtenues selon les mêmes combinaisons de résistances matériaux et d'espacement de fissure, et ce, même pour des dalles présentant des caractéristiques très semblables (2-R1 et 2-R2). La variabilité spatiale des expansions et des propriétés mécaniques au sein d'un même élément font en sorte qu'il est difficile de faire des liens entre les différents paramètres.

En ce qui a trait aux analyses effectuées avec les résistances à la fissuration, les paramètres nécessaires pour l'atteinte de la résistance à l'effort tranchant voulu nécessitent des modifications importantes pour les éléments réactifs. Ces différents résultats, bien que variables, laissent tous présager que le facteur d'espacement des fissures s_z est plus faible que celui suggéré par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-14).

L'angle de la fissuration est également un paramètre qui dépend de l'espacement des fissures. Voici un rappel de l'équation de la norme qui a été présenté à la Section 3.8.3.2 :

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x) \left(0,88 + \frac{s_{ze}}{2500} \right) \quad \mathbf{8,8}$$

Selon l'Équation 8,8, l'angle de la fissuration dépend de deux variables qui sont la déformation unitaire à mi-hauteur de la section ainsi que de l'espacement des fissures. Ces deux paramètres se trouvent au numérateur ce qui signifie qu'une diminution de l'un ou l'autre des paramètres résulte en une baisse de l'angle de fissuration. Le Tableau 84 permet de comparer l'angle de la rupture expérimentale avec les divers angles de rupture théorique calculés selon deux méthodes. La première méthode correspond à un espacement s_z égal à d_v (selon la norme) alors que la seconde correspond au facteur d'espacement nécessaire pour obtenir une résistance théorique égale à la résistance expérimentale (s_z issus du Tableau 77).

Tableau 84 : Angle de fissuration expérimentale et théorique en degrés (selon la méthode générale de la norme).

Dalle	Angle expérimental [°]	Angle selon $s_z=d_v$ [°]	Angle selon un s_z provenant du Tableau 77 [°]
1-NR	43,0	37,9	39,3
1-R1	32,0	37,5	32,3
1-R3	42,0	37,1	33,4
2-NR	45,0	37,7	37,6
2-R1	22,0	37,2	31,9
2-R2	31,0	36,4	32,5

Selon cette analyse, il est possible d'observer que les angles obtenus à l'aide des valeurs d'espacements ajustés présentent une meilleure corrélation avec les angles expérimentaux sauf pour la dalle 1-R3. Il est particulièrement difficile de corrélérer avec précision l'angle de fissuration théorique avec l'angle expérimental puisque même pour deux dalles semblables, l'angle de rupture est variable. Par exemple, les dalles 2-R1 et 2-R2 sont très semblables d'un point de vue matériau ainsi que selon leur niveau d'expansion engendré par la RAS. La différence la plus marquée se situe dans leur niveau de précontrainte au niveau des armatures de flexion, car la dalle 2-R1 à un niveau de précontrainte chimique légèrement plus faible que la dalle 2-R2. Cela se répercute théoriquement par une augmentation de la déformation axiale pour la dalle 2-R1, entraînant ainsi une augmentation de l'angle de fissuration. Contrairement à l'hypothèse mentionnée précédemment, l'angle de fissuration la dalle 2-R1 est inférieure à l'angle de fissuration de la dalle 2-R1. Il est possible d'observer ce même phénomène pour les dalles 1-R1 et 1-R2 ou la dalle 1-R1 présente un angle de fissuration plus faible.

À la vue de tous ces facteurs d'influence, c'est-à-dire, la précontrainte chimique, la fissuration prématurée des particules de granulats, la variation dans les propriétés mécaniques ainsi que la variation dans l'espacement des

fissures, il devient très difficile d'estimer la résistance ultime à l'effort tranchant d'une structure. L'influence de ces divers paramètres est cependant représenté par la capacité d'une fissure (ou ici d'un ensemble de fissures) à transmettre les efforts de cisaillement. En effet, le paramètre β englobe les divers facteurs d'influence. Ce paramètre pourrait potentiellement, lorsque ajusté, permettre d'estimer la résistance au cisaillement des corps d'essais affectés par une pathologie comme la RAS.

Pour ce faire, le paramètre β pourrait être exprimé en fonction du niveau d'endommagement du corps d'épreuve étudié. Quelques paramètres comme l'expansion longitudinalement mesurée sur le dessus de l'élément, l'expansion longitudinalement mesurée au centre de l'élément et la valeur moyenne des essais de SDT peuvent fournir des informations sur le niveau d'avancement de la RAS.

Les Figure 138 à Figure 140 représentent les valeurs de β en fonction des divers paramètres suivant :

- Expansion longitudinale moyenne mesurée sur le dessus des corps d'épreuves
- Expansion longitudinale moyenne mesurée au centre des corps d'épreuves
- Selon les résultats du *Stiffness Damage Index* (SDI)

Les valeurs de β sont calculées à l'aide des résistances en cisaillement obtenu expérimentalement (Tableau 36 - Chargement) ainsi que des valeurs de résistance à la compression présentée au Tableau 70. Il est important de rappeler que les valeurs des propriétés *Matériau* ainsi que les valeurs de SDI utilisé pour les dalles 2-R1 et 2-R2 proviennent de la dalle 2-R3 telle que mentionnée à la Section 8.5.1. De plus, certains essais comme le SDT de la dalle 1-R3 sont également basés sur un nombre d'essais très limité (coefficient de variation élevé). Ces figures, bien qu'approximatives, présentent tout de même la tendance générale.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

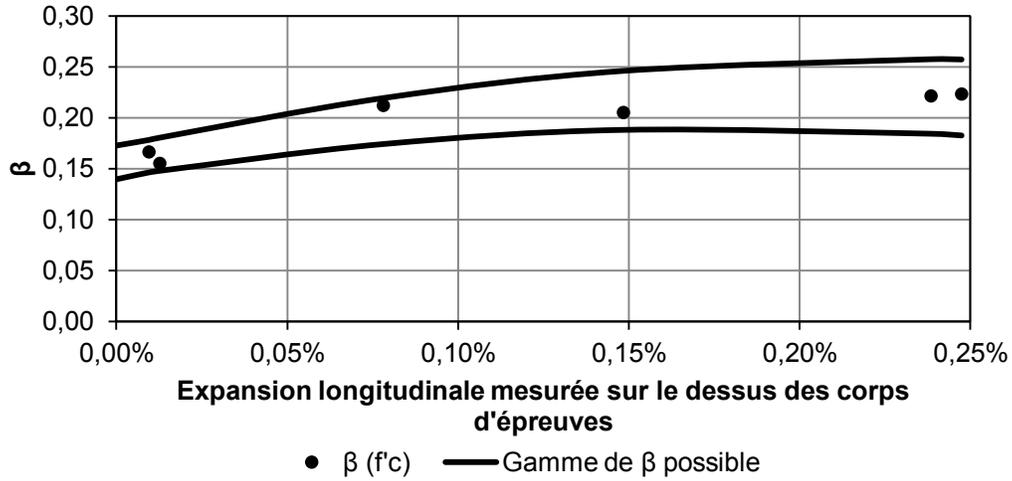


Figure 138 : Paramètre β en fonction de l'expansion longitudinale mesurée sur le dessus des corps d'épreuves.

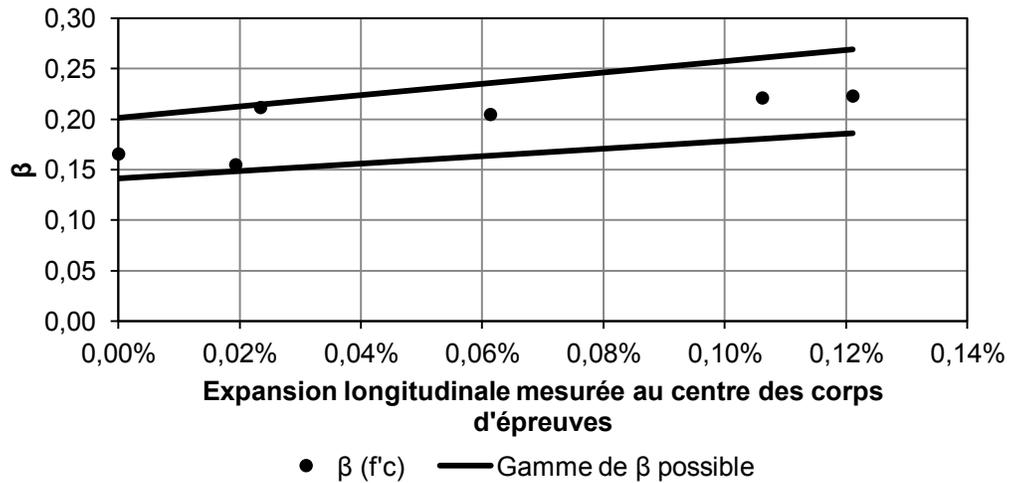


Figure 139 : Paramètre β en fonction de l'expansion longitudinale mesurée à mi-hauteur des corps d'épreuves (375 mm).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

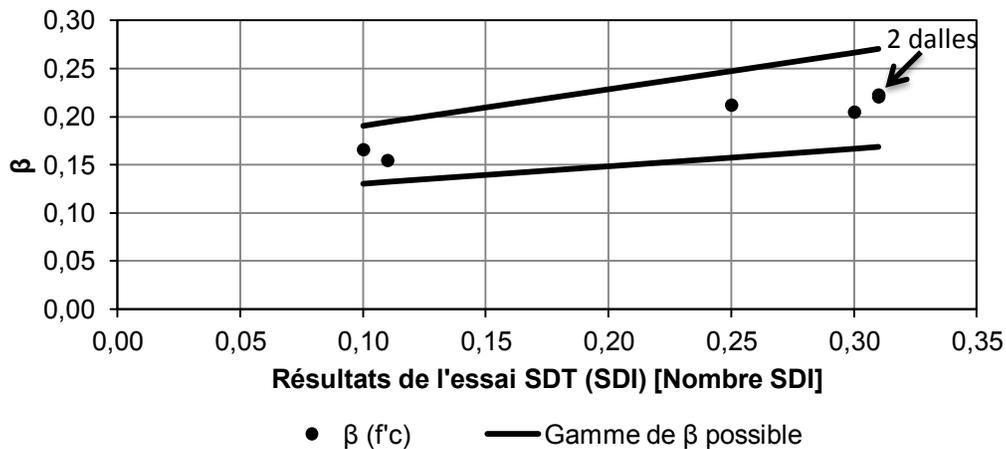


Figure 140 : Paramètre β en fonction des résultats de l'essai SDT (SDI).

Les différentes figures tendent à démontrer que cette méthode a un potentiel pour le calcul de la capacité portante d'une structure affectée par la réaction alcalis-silice.

Les méthodes basées sur l'expansion longitudinale des éléments, bien qu'elles semblent avoir un potentiel, se complexifient rapidement, car dans les ouvrages existants, les valeurs d'expansion sont rarement connues. La méthode utilisant le SDT, au contraire des méthodes précédentes, permet d'obtenir un indice de l'endommagement à l'aide de carottes prélevées à même les zones d'intérêt de la structure. Cela présente un avantage marqué, car il devient possible de quantifier l'endommagement au cœur de la structure et non seulement en périphérie. Cette méthode, bien que prometteuse, est basée ici sur une quantité d'échantillon et d'essais très limités.

En bref, lorsqu'évaluée sur la base de la résistance à la compression moyenne, la valeur du paramètre β , dans le contexte de la présente étude, se situe dans une plage allant de 0,15 à 0,25, selon la progression de la RAS. Ceci confirme que la progression de la RAS tend à augmenter la capacité à l'effort tranchant par une augmentation de la microfissuration interne. On

remplace alors l'engrènement et l'ouverture associés à une fissure critique (dans un béton sain) par l'engrènement et l'ouverture d'un ensemble de fissures jusqu'à la formation d'une fissure plus importante menant à la rupture.

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

9.1 Généralités

Un certain nombre d'ouvrages d'art du réseau québécois, particulièrement ceux de type dalle épaisse sans étrier coulée en place, éprouvent des pathologies liées à des sollicitations jugées excessives en cisaillement. De plus, plusieurs d'entre eux sont atteints d'une réaction de gonflement endogène de type réaction alcalis-silice (RAS) causant des pressions internes, la fissuration de l'élément affecté et une chute des propriétés mécaniques du béton.

L'objectif de ce projet était donc de fournir des éléments d'information sur l'évolution de la capacité portante en cisaillement de dalles épaisses (i.e. sans étriers) atteintes de RAS. Afin d'y arriver, un programme expérimental prévoyant la conception, la fabrication et le conditionnement de deux séries de quatre dalles épaisses (il s'agit de portion de dalles, trois réactives et une non réactive; dimensions 610 x 750 mm x 4500 mm) en béton armé, mais non renforcées en cisaillement, a été déployé. Les matériaux (i.e. granulats grossiers très réactifs, ciment à haute teneur en alcalis, conditionnement à 38°C et 100% HR) ont été choisis de manière à obtenir de l'expansion due à la RAS dans un délai raisonnable. Quant au dimensionnement et aux formulations de béton, ils ont été choisis de manière à se rapprocher autant que possible des structures à dalle épaisse atteintes de RAS présentes dans la province de Québec. Dans le cas des dalles de référence non réactives, une même formulation de béton a été utilisée afin de ne pas générer des propriétés mécaniques trop différentes; toutefois, la non-réactivité du béton a été assurée par l'utilisation d'un adjuvant à base de nitrate de lithium qui s'était avéré particulièrement efficace avec le type de granulats sélectionnés lors d'études précédentes réalisées par l'équipe de recherche.

Pour chacune de deux séries, deux dalles réactives et une dalle non réactive ont été soumises à des essais en flexion trois points afin d'en déterminer la résistance à l'effort tranchant à trois niveaux sélectionnés d'expansion associable à la RAS (0,07; 0,15 et 0,23%). Afin de caractériser l'endommagement du matériau à ces différents niveaux de développement de la RAS, la troisième dalle réactive de chaque série (expansions de 0,15 et 0,23%) a été entièrement carottée et les carottes ainsi obtenues soumises à un programme complet de caractérisation des propriétés mécaniques et microstructurales. Différentes séries d'éprouvettes ont ainsi été soumises à des essais de résistance en compression, de résistance à la traction (méthode de fendage), et des essais de *Stiffness Damage Test (SDT)*¹ qui ont permis de déterminer l'évolution de la rigidité du béton (module d'élasticité) et de la fissuration globale s'étant développée au sein du corps d'épreuve (paramètre du *Stiffness Damage Index*²). Le développement de la fissuration au sein du béton a également été quantifié par examen pétrographique (méthode du *Damage Rating Index - DRI*³).

Les sections suivantes présentent un résumé des principales conclusions qui peuvent être tirées des différents travaux réalisés dans le cadre de cette étude. Ces conclusions sont valables dans le contexte de la présente étude et ne sauraient être transférables ou valables pour toutes autres conditions sans

¹ L'essai SDT consiste à soumettre les éprouvettes (carottes) à 5 cycles de chargement-déchargement jusqu'à un niveau maximal correspondant à 40% de la résistance d'un béton non réactif de même maturité. Plusieurs paramètres sont mesurés lors de l'essai SDT, dont le module d'élasticité qui correspond à la moyenne mesurée lors des 2^e et 3^e cycles de chargement.

² Le SDI correspond au ratio entre l'énergie dissipée et l'énergie totale développée lors de l'essai SDT; il s'agit d'une mesure de l'énergie nécessaire pour fermer les fissures présentes au sein du béton.

³ Le *DRI* consiste à quantifier, à l'aide d'un stéréomicroscope, et ce à un grossissement de 15-16 X, la présence d'un certain nombre d'indices pétrographiques d'endommagement (e.g. fissures au sein des particules de granulats et de la pâte de ciment) au sein d'un maillage de 1 cm x 1 cm tracé sur une surface de béton polie préparée à partir des carottes. La somme de chacun des indices d'endommagement est ensuite multipliée par des facteurs de pondération, et la somme des indices pondérés est ensuite normalisée pour une surface de 100 cm². Le nombre obtenu représente le «*Damage Rating Index*».

les principes de précaution usuels. Les conclusions présentées seront suivies par quelques recommandations issues des résultats de ces différents travaux.

9.2 Expansion des corps d'épreuve

- L'expansion engendrée par la RAS vient déformer les corps d'épreuve en les transformant d'un prisme rectangulaire à un prisme trapézoïdal. En effet, autant l'expansion transversale que longitudinale augmentent en se déplaçant vers le sommet des dalles, conséquence du confinement associable à la présence des barres d'armature en semelle des corps d'épreuve qui s'estompe progressivement pour correspondre à des conditions d'expansion libre au sommet de ces derniers.
- Les mesures d'expansion effectuées à l'aide des plots de surface montrent l'hétérogénéité des déformations associées à la RAS au sein d'un même corps d'épreuve et d'une dalle à une autre. Ces mesures font également clairement ressortir l'effet contraignant de la présence des barres d'armature sur l'expansion.
- L'utilisation de capteurs à fibre optique en face supérieure de la deuxième série de corps d'épreuve a permis de suivre l'expansion de ces derniers en continu. Toutefois, puisque ces capteurs mesurent l'expansion sur une portée plus courte, l'expansion mesurée par les plots a été considérée comme celle reflétant plus adéquatement l'expansion des corps d'épreuve.
- Les différents niveaux de développement de la RAS choisis par la réalisation des essais structuraux et de caractérisation du *matériau* ont été choisis en fonction de l'évolution déformationnelle en portion supérieure des corps d'épreuve (au centre et en direction longitudinale).
- L'utilisation du nitrate de lithium a permis de conserver un niveau d'expansion somme toute négligeable au sein des dalles non réactives.

9.3 Endommagement du *matériau béton*

- Le nitrate de lithium s'est avéré efficace pour contrôler la RAS. Ainsi les dalles non-réactives ne présentent pas d'expansion, ni de fissuration significative et leurs propriétés mécaniques (résistance en compression, traction et module d'élasticité) sont nettement supérieures aux dalles affectées par la RAS de leur même série.
- Les dalles réactives ont subi des déformations très hétérogènes, selon la direction et la position des zones de mesures. Cette expansion se manifeste sous la forme de fissuration en surface et à l'intérieur des corps d'épreuves dont l'ampleur varie fortement en fonction de l'expansion atteinte et de la position de la zone carottée. Ainsi, les chutes de propriétés mécaniques du béton de la dalle réactive 2-R3 (expansion 0,23%) ont été globalement plus importantes que celles de la dalle 1-R2 (expansion 0,15%). De même, pour chacune de ces dalles, l'ampleur de la diminution des propriétés mécaniques augmente avec une augmentation de la distance de l'échantillon par rapport au lit d'armatures situé en semelle des corps d'épreuves, créant ainsi un fort gradient de détérioration. Par exemple, les diminutions du module de Young varient de 16,2% en semelle à 45,6 % au sommet pour la dalle 1-R2 (expansion 0,15%), et de 38,1 à 57,9% pour la dalle 2-R3 (expansion 0,23%).
- L'examen pétrographique des carottes prélevées à différents niveaux au sein des corps d'épreuve a démontré que les indices d'endommagement les plus importants sont les fissures dans la pâte de ciment avec produit de réaction et les fissures dans les particules du gros granulat tapissées de produit de réaction. La fréquence de ces indices est significativement plus importante dans les portions de dalles ayant subi de fortes expansions, comme c'est le cas au sommet des corps d'épreuve. Ainsi, les dalles de la deuxième série (expansion 0,23%) montrent un réseau de fissuration significativement plus important et, conséquemment, des valeurs de DRI globalement

beaucoup plus élevées. Ainsi, selon une échelle inspirée des résultats présentés dans la littérature, les échantillons prélevés horizontalement au sein du corps d'épreuve 1-R2 (expansion 0,15%) présentent un endommagement variant de marginal en semelle à très élevé au sommet (DRI variant de 312 à 714), alors que l'endommagement varie d'élevé à très (et même extrêmement) élevé au sein de la dalle 2-R3 (DRI variant de 734 à 1247).

- La présence de ce gradient d'endommagement du béton a également été très bien mise à jour par l'entremise du *Stiffness Damage Index*. Ainsi, le béton présente des valeurs de SDI dont l'ampleur augmente progressivement en se dirigeant vers le sommet des corps d'épreuve, et ce pour les deux séries de corps d'épreuve. Toutefois, bien que l'expansion atteinte par la dalle 2-R3 soit significativement plus élevée, les résultats SDI n'augmentent pas proportionnellement à l'expansion. En effet, les valeurs moyennes de SDI au sommet des dalles sont respectivement de 0,37 pour la dalle 1-R2 et 0,38 pour la dalle 2-R3. Ainsi, il semble que le paramètre SDI atteint un plateau à partir d'un certain niveau d'expansion ou d'endommagement.
- La forte concentration d'acier d'armature à la base des dalles épaisses restreint l'expansion causée par la RAS, engendrant un phénomène de précontrainte chimique qui s'estompe avec la hauteur. Toutefois celle-ci n'empêche pas la RAS de se développer pour de tel niveau de renforcement, mais elle permettait d'amenuiser ses effets néfastes, du moins à court terme. La compilation des résultats des essais sur *matériau* suggère que les dalles présentant une expansion modéré, comme 1-R2 (expansion 0,15%), présente un endommagement marginal à élevé, alors que les dalles ayant subi un niveau d'expansion élevé (0,23%) présente un endommagement élevé à très élevé.
- Ainsi, l'analyse des résultats du monitoring *in-situ* (expansion) des corps d'épreuve et des essais mécaniques et pétrographiques réalisés sur les carottes extraites de ces derniers révèle que l'expansion n'est pas en soi une mesure fiable de l'endommagement d'un élément de

béton armé. En effet, malgré qu'un niveau donné de confinement attribuable à la présence d'un réseau d'armature puisse amenuiser, selon son ampleur, certains effets structuraux nuisibles associables au développement de la RAS, il ne pourra empêcher la dégradation (fissuration) du matériau béton et ses conséquences potentielles d'un point de vue durabilité lorsque l'élément affecté est exposé à un environnement sévère comme celui qui prévaut au Québec.

9.4 Résultats des essais structuraux

- Les dommages induits par la présence de la RAS ont modifié les réponses structurales des éléments. Malgré des rigidités initiales plus faibles, les corps d'essais réactifs ont été en mesure de résister à une charge plus importante que leur homologue non réactif, tout en présentant une flèche finale plus importante.
- L'examen des patrons de fissuration en surface des corps d'épreuve indique que certaines fissures mécaniques (issues du chargement) semblent avoir pour origine des fissures initiées par la RAS. La présence de RAS semble donc influencer la progression de la fissuration en créant des zones de faiblesse (tension). Certaines fissures critiques de cisaillement (menant à la rupture) peuvent emprunter les fissures de RAS pour se développer.
- Les résistances théoriques calculées pour les dalles non réactives sont très près de la résistance obtenue expérimentalement. Toutefois, la situation est différente lorsque les mêmes calculs sont effectués pour une dalle réactive. En effet, les résistances sont sous-estimées de 15-20% et 31-38% lorsque l'on utilise les propriétés mécaniques en compression ou de fissuration (issues de carottes) pour calculer la résistance à l'effort tranchant selon la norme CAN/CSA S6-14. Ainsi, l'utilisation directe des équations prescrites par la norme ne permet pas de prédire avec précision la résistance à l'effort tranchant d'éléments affectés par une pathologie comme celle de la RAS.

- Les propriétés mécaniques issues de carottes atteintes de RAS ne sont pas nécessairement représentatives des propriétés mécaniques qui pourraient être obtenues pour un matériau soumis à un confinement, tel que celui présent dans les corps d'épreuve. La résistance à la fissuration (traction) semble être plus affectée par ce phénomène que la résistance à la compression.
- Les résultats obtenus dans le cadre de cette étude suggèrent que quatre (4) paramètres principaux influencent la résistance ultime au cisaillement d'éléments en béton armé de type dalle épaisse atteints de RAS, i.e. la précontrainte chimique, l'espacement des fissures, les propriétés mécaniques du béton, et la taille et/ou nature des particules de granulats.
- Dans cette recherche, la précontrainte chimique est connue avec un bon degré de certitude car les valeurs issues des profils d'expansion ont été validées à l'aide de résultats d'expansion provenant des jauges de déformation soudées sur l'armature de flexion. Le niveau de précontrainte « chimique » atteint est relativement faible et ne saurait expliquer à lui-seul l'augmentation de la résistance à l'effort tranchant des corps d'épreuve atteints de RAS comparativement à ceux constitués de béton sain.
- L'augmentation de la quantité de particules cisillées ne semble avoir qu'un effet très mineur sur la résistance à l'effort tranchant, ce qui permet de négliger ce facteur. En contrepartie, la résistance du béton, ainsi que le facteur d'espacement des fissures, ont une influence certaine mais plus difficile à estimer due à la présence de la RAS.
- À la vue de tous les facteurs d'influence, il devient très difficile d'estimer la résistance ultime à l'effort tranchant d'une structure atteinte de RAS. L'influence des divers paramètres d'influence possible est cependant représentée par la capacité d'une fissure (ou ici d'un ensemble de fissures) à transmettre les efforts de cisaillement. En effet, le paramètre β englobe les divers facteurs d'influence. Ce paramètre pourrait potentiellement, lorsqu'ajusté, permettre d'estimer la résistance au

cisaillement des corps d'essais affectés par une pathologie comme la RAS.

- Lorsqu'évaluée sur la base de la résistance à la compression moyenne, la valeur du paramètre β , dans le contexte de la présente étude, se situe dans une plage allant de 0,15 à 0,25, selon la progression de la RAS. Ceci confirme que la progression de la RAS tend à augmenter la capacité à l'effort tranchant par une augmentation de la microfissuration interne (et une diminution de l'espacement des fissures critiques de cisaillement). On remplace alors l'engrènement et l'ouverture associés à une fissure critique (dans un béton sain) par l'engrènement et l'ouverture d'un ensemble de fissures jusqu'à la formation d'une fissure plus importante menant à la rupture.
- Il est toutefois important de mentionner que l'ensemble des conclusions émises l'a été sur la base d'un nombre restreint de corps d'épreuve affectées par la RAS et testés en laboratoire. Ainsi, si d'autres mécanismes d'endommagement se superposaient à la progression de la RAS (comme le gel-dégel, la présence d'ions chlorures, la fatigue, etc.), il est probable que ces mécanismes pourraient avoir une influence significative sur la résistance à l'effort tranchant dans le temps.

9.5 Recommandations :

Le présent projet a permis de présenter un premier bilan et premier élément de réponse face à la présence de la RAS et son influence sur le comportement à l'effort tranchant des structures de type dalle épaisse ou poutre profonde. Cette première étude a également mis en évidence un certain nombre de constats et conclusions qui demandent des précisions additionnelles afin d'en étendre la plage de validité. C'est ainsi que les paragraphes suivants proposent des thématiques qui méritent une attention particulière dans la perspective plus globale d'appréciation et d'évaluation du comportement structural d'éléments in-situ soumis à la RAS.

La présente étude a fait l'objet d'essais structuraux sur un nombre limité de corps d'épreuve. D'un point de vue structural, ce petit nombre ne permet pas la généralisation d'une approche globale pour l'évaluation de la capacité portante et de la résistance à l'effort tranchant, bien qu'elle en ait dégagé certains paramètres clés.

Également, il y a lieu de rappeler que les corps d'épreuve ont été supportés uniformément lors de leur conditionnement (38C, 100% HR) afin de s'affranchir d'un gradient de contrainte résultant de conditions simplement appuyées (conditions s'approchant plus des conditions usuelles). L'examen du comportement à l'effort tranchant apporté par d'autres conditions d'appui lors du développement de la RAS devrait faire l'objet d'études additionnelles et comparatives puisqu'elles mettront en lumière l'effet du confinement.

En effet, le niveau de confinement du matériau béton constituant l'élément structural soumis à la RAS s'avère déterminant sur le comportement structural anticipé. Or, les conditions d'appui et le détail de l'armature passive sont des paramètres importants qui influencent ce confinement et la représentativité des propriétés mécaniques émanant de carottes extraites de ces éléments structuraux puisqu'issus d'essais mécaniques normalisés réalisés dans un environnement non confiné. Des travaux additionnels sont donc nécessaires afin d'évaluer l'effet du confinement et de la représentativité des essais de caractérisation mécaniques sur matériaux endommagés, tel que le béton atteint de la RAS.

À cet égard, l'évaluation de la capacité structurale d'éléments avec des géométries distinctes (colonne, poutre, dalle sur sol) présentant une orientation des contraintes principales propres permettrait également d'apprécier l'effet du confinement orienté (et conséquemment des réseaux de fissures orientés dus à la RAS) sur le comportement structural anticipé et d'évaluer quelle est la meilleure façon (carottage orienté) d'en apprécier le plus justement possible la capacité portante.

De même, l'évaluation de la capacité portante d'éléments extraits de structures existantes et testés en laboratoire seraient tout à fait indiquée pour examiner bon nombre de paramètres indicateurs de la capacité structurale (% armature, confinement, réseau et orientation de fissuration, propriétés mécaniques, etc.) et permettre la validation de la mise en place d'un guide d'évaluation de la capacité structurale.

Les paragraphes précédents montrent que plusieurs aspects additionnels demeurent à investiguer pour mieux apprécier l'effet de la RAS sur le comportement structural de pièces en béton armé. À ceux-ci s'ajoutent:

- L'effet de la progression de la RAS sur la représentativité des essais de caractérisation mécaniques sur carottes extraites versus propriétés mécaniques du matériau in-situ (confiné).
- L'influence du type de granulats réactifs sur la représentativité des propriétés des carottes extraites (géométrie du granulat); gravier naturel vs pierre concassée, proportion de particules réactives dans le gros granulat qui influence la quantité de particules de granulats fissurées dans le béton, sable réactif créant un réseau de fissuration beaucoup plus fin que celui engendré par un gros granulat réactif, et de son influence sur le comportement structural anticipé (mécanisme d'engrènement).
- L'influence de l'orientation du réseau de fissuration sur les propriétés mécaniques de carottes extraites et son influence sur la capacité portante. L'effet de la combinaison de la RAS à d'autres pathologies ou conditions, tel que le gel-dégel, sur le comportement structural et en durabilité anticipé dans le temps.

CHAPITRE 10 BIBLIOGRAPHIE

- ACI Committee 221. 1998. *State-of-the-Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity: ACI 221.1R-98*. Farmington Hills, Michigan :
- Angelakos, Dino, Evan C Bentz, et Michael P Collins. 2001. « Effect of concrete strength and minimum stirrups on shear strength of large members. » *ACI Struct. J.* Vol. 98, n°3, p. 290-300.
- ASTM C1293. 2005. « Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction. » Dans : *Annu. B. ASTM Stand. 2005 - Sect. 4 Constr.*
- ASTM C469. 2005. « Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. » Dans : *Annu. B. ASTM Stand. 2005 - Sect. 4 Constr.*
- ASTM C496. 2005. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens.*
- BCA. 1992. *The diagnosis of alkali-silica reaction - Report of a working party.*
- Bérard, J, et R Roux. 1986. « La viabilité des bétons du Québec: le rôle des granulats. » *Can. J. Civ. Eng.*
- Berra, M, G Faggiani, T Mangialardi, et E Paolini. 2010. « Influence of stress restraint on the expansive behaviour of concrete affected by alkali-silica reaction. » *Cem. Concr. Res.* Vol. 40, n°9, p. 1403-1409.
- Bérubé, M.A., N. Smaoui, B. Bissonnette, et B. Fournier. 2005. *Outils d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réaction alcalis-silice (RAS) - Matériaux et Infrastructure.* 162 p.
- Bérubé, Marc-André, Nizar Smaoui, Benoit Fournier, Benoit Bissonnette, et Benoit Durand. 2005. « Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali-silica reaction. Part III: Application to existing

- structures. » *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 32, n°3, p. 463-479.
- Bustamente Bedoya., M.A. 2015. [Thèse]. *Évaluation de l'état d'endommagement du béton atteint de réaction alcalis-silice à l'aide de l'analyse d'images.* Université Laval,
- Carles-Gibergues, A., et H. Hornain. 2008. « La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes. » Dans : *La durabilité des bétons.*
- Castro-montero, Alberto, Zongliang Jia, et Surendra P Shah. 1995. « Evaluation of Damage in Brazilian Test Using Holographic Interferometry. » *ACI Mater. J.* Vol. 92, n°3, p. 268-275.
- Chana, P S, et D M Thompson. 1992. « Laboratory testing and assessment of structural members affected by alkali-silica reaction. » Dans : *9th Int. Conf. Alkali-Aggregate React.*
- Chrip, T.M., P. Waldron, et J.G.M. Wood. 1993. « Development of a non-destructive test to quantify damage in deteriorated concrete. » *Mag. Concr. Res.* Vol. 45, n°165, p. 247-256.
- Chrip, T.M., J.G.M. Wood, et P. Norris. 1989. « Towards Quantification of Microstructural Damage in AAR Deteriorated Concrete. » Dans : *Int. Conf. Recent Dev. Fract. Concr. Rock.* The University of Wales, Cardiff : American Psychological Association,
- Clayton, N, R J Currie, et R M Moss. 1990. « Effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams. » *Struct. Eng. London.* Vol. 68, n°15, p. 287-292.
- Clayton, N, et F.J. Grimer. 1979. « The Diphasé Concept, with particular reference to concrete. » Dans : *Dev. Concr. Technol. - 1.* UK : Applied Science Publishers LTD,
- Collins, M P, E C Bentz, E G Sherwood, et L Xie. 2008. « An adequate theory for the shear strength of reinforced concrete structures. » Dans : *Morley Symp. Concr. Plast. - Part II.* 1 Heron Quay, London, E14 4JD, United Kingdom : Thomas Telford Services Ltd, p. 635-650.

- Collins, Michael P, et Daniel Kuchma. 1999. « How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? » *ACI Struct. J.* Vol. 96, n°4, p. 482-490.
- Collins, Michael P, Denis Mitchell, Perry Adebar, et Frank J Vecchio. 1996. « General shear design method. » *ACI Struct. J.* Vol. 93, n°1, p. 36-45.
- Courtier, R H. 1990. « The Assessment of ASR-Affected Structures. » *Cem. Concr. Compos.* Vol. 12, n°3, p. 191-201.
- CSA, Association Canadienne De Normalisation. 2011. « Béton : Constituants et exécution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton. » *CSA a23.1-09 / a23.2-09.*
- CSA, Association Canadienne De Normalisation. 2014. « Code canadien sur le calcul des ponts routiers. » *CAN/CSA S6-14.* p. 894.
- Cusson, Benoît. 2012. [Mémoire]. *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement.* Université Laval, Québec, 143 p.
- Dunant, Cyrille F., et Karen L. Scrivener. 2012. « Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete. » *Cem. Concr. Res.* Vol. 42, n°3, p. 567-576.
- Fournier, B., M.A. Bérubé, Kevin J. Folliard, et Michael Thomas. 2010. *Report on the Diagnosis, Prognosis and Mitigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures.*
- Fournier, B., M.D.A. Thomas, K.J. Folliard, P.C. Nkinamubanzi, R. Chevrier, R. Borborak, S. Tremblay, V. Villeneuve, X. Feng, J.H. Ideker, E. Gianini, A. Bentivegna, R. Borborak, et B Resendez. 2011. « Use of lithium in fresh concrete to prevent deleterious expansion due to ASR. Federal Highway Administration (USA), Lithium Technology Research Studies and Reports for Mitigation of ASR in concrete. » p. 400.
- Fournier, B., S. Tremblay, et J. Frenette. 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.

- Fournier, Benoit, et Marc-André Bérubé. 2000. « Alkali-aggregate reaction in concrete: A review of basic concepts and engineering implications. » *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 27, n°2, p. 167-191.
- Grattan-Bellew, P E, et Lyndon D Mitchell. 2006. « Quantitative Petrographic Analysis of Concrete – The Damage Rating Index (DRI) Method , A Review. » Dans : *M.A. Bérubé Symp. Alkali-Aggregate React. Concr. 8th CANMET/ACI Int. Conf. Recent Adv. Concr. Technol.* Montréal, Canada :
- Grattan-Bellew, P.E., et A. Danay. 1992. « Comparison of laboratory and field evaluation of alkali-silica reaction in large dams. » Dans : *Proc. Int. Conf. Concr. AAR Hydroelectr. Plants Dams.*
- Gravel, C., G. Ballivy, K. Khayat, M. Quirion, et M. Lachemi. 2000. « Expansion of AAR concrete under triaxial stresses: simulation with instrumented concrete block. » Dans : *Proc. 11th Int. Conf. AAR.* Québec City, Canada : p. 959-968.
- Hannant, D. J., K. J. Buckley, et J. Croft. 1973. « The effect of aggregate size on the use of the cylinder splitting test as a measure of tensile strength. » *Matériaux Constr.* Vol. 6, n°1, p. 15-21.
- Ince, Ragip, Erhan Yalcin, et Abdussamet Arslan. 2007. « Size-dependent response of dowel action in R.C. members. » *Eng. Struct.* Vol. 29, n°6, p. 955-961.
- Inoue, S, Y Mikata, Y Takahashi, et K Inamasu. 2012. « Residual shear capacity of ASR damaged reinforced concrete beams with ruptured stirrups. » Dans : *Proc. 14th Int. Conf. Concr. alkali-aggregate React.*
- ISE. 1992. *Structural effects of alkali-silica reaction - Technical guidance on the appraisal of existing structures.*
- Kagimoto, Hiroyuki, Yukihiro Yasuda, et Mitsunori Kawamura. 2014. « ASR expansion, expansive pressure and cracking in concrete prisms under various degrees of restraint. » *Cem. Concr. Res.* Vol. 59, p. 1-15.

- Kani, G N J. 1967. « How safe are our large reinforced concrete beams. » *Am. Concr. Inst. -- J.* Vol. 64, n°3, p. 128-141.
- Karihaloo, B.L., A. Carpinteri, et M. Elices. 1993. « Fracture Mechanics of Cement Mortar and Plain Concrete. » *Adv. Cem. Based Mater.* Vol. 1, p. 92-105.
- Kuchma, Daniel A, et Michael P Collins. 1998. « Advances in understanding shear performance of concrete structures. » *Prog. Struct. Eng. Mater.* Vol. 1, n°4, p. 360-369.
- Larive, C., A. Laplaud, et M. Joly. 1996. « Behaviour of AAR affected concrete: Experimental data. » Dans : *Proc. 10th Int. Conf. Alkali Aggreg. React.* Melbourne, Australia : p. 670-677.
- Leemann, A., et P. Lura. 2013. « E-modulus of the alkali-silica-reaction product determined by micro-indentation. » *Constr. Build. Mater.* Vol. 44, p. 221-227.
- Malárics, V, et H S Müller. 2010. « Evaluation of the splitting tension test for concrete from a fracture mechanical point of view the. » Dans : Korea Concrete Institute (éd.). *Proc. Fract. Mech. Concr. Concr. Struct. - Assessment, Durability, Monit. Retrofit. Concr. Struct.* Séoul, Corée du Sud : p. 709-716.
- Maltais, Y., et F. Paradis. 2008. « Évaluation de la capacité portante des ponts routiers sans armatures de cisaillement affectés par la réaction alcalis-silice. » Dans : *Congrès Annu. 2008 la SCGC.* p. 1-19.
- Massicotte, Bruno. 2013. *Calcul des structures en béton armé: concepts de base.* Éditions Da Vinci, 353 p.
- Mehta, P., et Paulo J.M. Monteiro. 2014. *Concrete: Microstructure, Properties and Materials.* 4th éd. Mc Graw Hill Education,
- Multon, S, et F Toutlemonde. 2006. « Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions. » *Cem. Concr. Res.* Vol. 36, n°5, p. 912-920.

- Neville, Adam M. 2011. *Properties of Concrete*. 5th éd. London, United Kingdom : Pearson Education Limited,
- Pleau, R., M.A. Bérubé, M. Pigeon, B. Fournier, et S. Raphaël. 1989. « Mechanical behavior of concrete affected by ASR. » Dans : *8th Int. Conf. Alkali-Aggregate React.* p. 721-726.
- Popovics, Sándor. 1998. *Strength and related properties of concrete a quantitative approach*. New York : John Wiley & Sons,
- Provencher, Philippe. 2011. [Mémoire]. *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement*. Université Laval, Québec,
- Rahal, Khaldoun N, et Michael P Collins. 1999. « Background to the general method of shear design in the 1994 CSA-A23. 3 standard. » *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 26, n°6, p. 827-839.
- Rivard, Patrice, et Gérard Ballivy. 2005. « Assessment of the expansion related to alkali-silica reaction by the Damage Rating Index method. » *Constr. Build. Mater.* Vol. 19, n°2, p. 83-90.
- Sanchez, L F M, B Fournier, M Jolin, et J Bastien. 2014. « 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. » *Cem. Concr. Res.* Vol. 56, p. 213-229.
- Sanchez, L.F.M., Benoît Fournier, et Marc Jolin. 2012. « Critical Parameters of the Stiffness Damage Test for Assessing Concrete Damage Due to Alkali-Silica Reaction (ASR). » Dans : *14th Int. Conf. Alkali-Aggregate React.* Austin, Texas :
- Sanchez, Leandro. 2014. [Thèse]. *Contribution to the assessment of damage in aging concrete infrastructures affected by alkali-aggregate reaction*. Université Laval,
- Sherwood, Edward G, Evan C Bentz, et Michael P Collins. 2007. « Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. » *ACI Struct. J.* Vol.

104, n°2, p. 180-190.

Sherwood, Edward G, Adam S Lubell, Evan C Bentz, et Michael P Collins. 2006. « One-way shear strength of thick slabs and wide beams. » *ACI Struct. J.* Vol. 103, n°6, p. 794-802.

Smaoui, N., M.a. Bérubé, B. Fournier, B. Bissonnette, B. Durand, M A Berube, B. Fournier, B. Bissonnette, B. Durand, M.a. Bérubé, B. Fournier, B. Bissonnette, et B. Durand. 2005. « Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete. » *Cem. Concr. Res.* Vol. 35, n°2, p. 203-212.

Smaoui, N., B. Bissonnette, M.A. Bérubé, et B. Fournier. 2007. « Stresses induced by alkali–silica reactivity in prototypes of reinforced concrete columns incorporating various types of reactive aggregates. » *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 34, n°12, p. 1554-1566.

Smaoui, Nizar, Marc-André Bérubé, Benoit Fournier, Benoit Bissonnette, et Benoit Durand. 2004. « Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali–silica reaction. Part I: Experimental study. » *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 31, n°5, p. 826-845.

Smaoui, Nizar, Benoit Fournier, Marc-André Bérubé, Benoit Bissonnette, et Benoit Durand. 2004. « Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali–silica reaction. Part II: Application to nonreinforced concrete specimens exposed outside. » *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 31, n°6, p. 997-1011.

Thomas, Michael D.A., Benoit Fournier, et Kevin J. Folliard. 2013. *Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) Facts Book*. (No. FHWA-HIF-13-019) : 224 p.

Tremblay, Charles, Marc-André Bérubé, Benoit Fournier, Michael D. A. Thomas, et Kevin J. Folliard. 2007. « Effectiveness of lithium-based products in concrete made with canadian natural aggregates susceptible to alkali-silica reactivity. » *ACI Mater. J.* Vol. 104, n°2, p. 195-205.

Tremblay, S., B. Fournier, M.D.A. Thomas, et K.J. Folliard. 2012. « The Lomas

- Boulevard road test site, Albuquerque, NM. Case study on the use of preventive measures against ASR in new concrete. 14th International Conference on alkali-aggregate reaction (AAR) in concrete. » Dans : *14th Int. Conf. Alkali-Aggregate React.*
- Den Uijl, J. A, et Niek Kaptijn. 2002. « Structural consequences of ASR: an example on shear capacity. » *Heron, Vol. 47 No. 2, pp. 125-139.* Vol. 47, n°2, p. 125-139.
- Vecchio, Frank J, et Michael P Collins. 1986. « The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. » *J. Am. Concr. Inst.* Vol. 83, n°2, p. 219-231.
- Villeneuve, V., B Fournier, et J Duchesne. 2012. « Determination of the damage in concrete affected by ASR - the damage rating index (DRI). » Dans : *Proc. 14th Int. Conf. Alkali-Aggregate React. Concr.*
- Villeneuve, V., B. Fournier, S. Tremblay, P-L. Fecteau, et L. Sanchez. 2010. *Description des indices pétrographiques pour analyse pétrographique semi-quantitative du béton selon la méthode du Damage Rating Index.*
- Villeneuve, Véronique. 2011. [Mémoire]. *Détermination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative.* Université Laval,
- Zheng, W, A K H Kwan, et P K K Lee. 2001. « Direct Tension Test of Concrete. » *ACI Mater. J.* Vol. 98, n°1, p. 63-71.

ANNEXE A
FABRICATION DES COFFRAGE ET DES CAGE
D'ARMATURE

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Annexe A.1 : Coffrage

Les coffrages ont été fabriqués par panneaux de manière à être facilement transportables et entreposables. Les coffrages sont montés de la manière suivante (en lien avec la figure ci-dessous):



Figure 141 : Assemblage des coffrages.

- Le bas est placé en premier (1)
- Un côté est installé (2), les vis et écrous sont serrés
- Le deuxième côté est placé (3), les vis et écrous sont serrés
- Le bout est placé (4) et fixé aux autres panneaux
- On fait de même pour l'autre moitié puis on assemble les deux moitiés
- Pour assembler les deux moitiés, visser les contreplaqués au centre

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

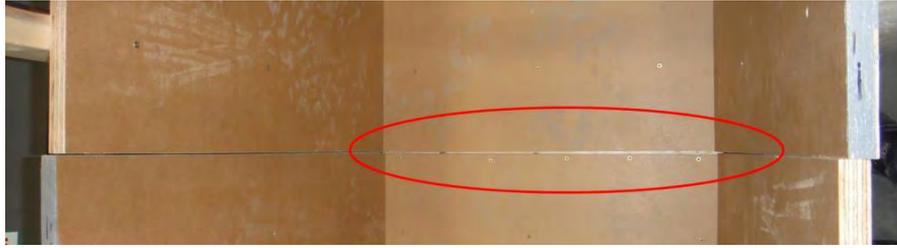


Figure 142 : Jonction entre les panneaux de coffrages.

- Visser le morceau de contre-plaqué et les morceaux de 2x4 sur le côté pour rendre solidaire les deux moitiés de coffrage. Le faire des 2 côtés du coffrage.



Figure 143 : Unions des différentes sections de coffrages.

- Mettre le coffrage de niveau
- Faire des joints en silicone
- Vérifier autant de fois que nécessaire pour s'assurer que chaque vis est bien serrée, afin de ne pas avoir de mauvaises surprises lors de la coulée.

Annexe A.2 : Cages d'armature

Les jauges de déformations ont été collées ou soudées avant de monter les cages. Une fois les jauges positionnées sur les barres, les cages sont montées sur des gabarits :



Figure 144 : Cages de barres d'armature.

Puis d'autres moitiés de gabarits sont fixées sur le dessus de manière à ne pas déformer la cage pendant le transport.



Figure 145 : Gabarits pour le positionnement des barres d'armature.

Après avoir huilé les coffrages, les cages d'armatures sont rentrées dans les coffrages deux ou trois journées avant la coulée. Les cages sont descendues doucement en faisant sortir les fils de jauges sur le côté pour les jauges placées sur la barre extérieure, et par le dessous du coffrage pour les jauges sur la barre du centre.

Une fois les cages descendues, il reste à fixer les étriers, les armatures de peau et les crochets (cf. photos ci-dessous). Attention, ne pas oublier de numéroter les jauges sur le fil de ces dernières à l'extérieur du coffrage.



Figure 146 : Cage d'armature positionnée à l'intérieur du coffrage.

Annexe A.3 Coulée des dalles

Les mélanges ont été effectués à l'usine de type *prémix* de l'entreprise *Béton sur mesure* de Québec, le vendredi 15 juin 2012 (Série 1) ainsi que le vendredi 15 mars 2013 (Série 2) à compter de 18h30. Le malaxeur ayant une capacité limitée, le remplissage des bétonnières a été réalisé en 4 étapes, c.-à-d. 3 mélanges (*batch*) de $0,5 \text{ m}^3$ et un mélange de $0,65 \text{ m}^3$, le tout pour un total de $2,15 \text{ m}^3$ par bétonnière. Le mélange de $2,15 \text{ m}^3$ contenait suffisamment de béton pour la confection d'une dalle. Lors de la confection du béton, les granulats humides, gros et fins, étaient d'abord introduits dans le malaxeur à l'aide de bandes transporteuses. La teneur en eau des piles de réserve a été

considérée dans le calcul des proportions du mélange. Le ciment a par la suite été incorporé de façon manuelle, c.-à-d. en versant le contenu d'une quantité prédéterminée de sacs directement dans le malaxeur. Les matériaux ont par la suite été malaxés pendant quelques secondes puis l'eau était ajoutée. Lorsque l'adjuvant à base de lithium devait être utilisé, la moitié de l'eau était d'abord ajoutée, puis le nitrate de lithium était versé, et le reste de l'eau était enfin incorporé au mélange. Le malaxage du béton était d'une durée de 1,5 minute, après quoi il était déversé dans la bétonnière (Figure 3-10b). L'affaissement du béton a également été déterminé à l'usine (Figure 3-10c). Le béton a ensuite été transporté de l'usine située dans le parc industriel Colbert vers le pavillon Pouliot de l'Université Laval, là où la fabrication des dalles a été réalisée. Une seule dalle était coulée à la fois, étant donné la capacité des camions (2 m³ par dalle); ainsi, la coulée des 4 dalles s'est terminée à 23h00.

Le travail a été divisé en deux équipes, soit une équipe de 5 personnes chez *Béton sur mesure* pour préparer les mélanges et une autre équipe de 15 personnes à l'université pour la mise en place du béton dans les coffrages et la fabrication des échantillons de laboratoire. À l'université, les tâches étaient divisées en plusieurs sous-équipes : essais sur béton frais (affaissement, teneur en air et masse volumique), mise en place, consolidation, finition et fabrication des échantillons pour essais de laboratoire (résistance à la compression, expansion sur éprouvettes de béton)

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



Figure 147 : Étapes de fabrication du béton à l'Usine de Béton sur mesure.



Figure 148 : Mise en place du béton dans les coffrages (A). Essais sur béton frais (B). Finition des dalles épaisses (C).

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ANNEXE B
RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT EXPÉRIMENTALE

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Calcul de la résistance expérimentale à l'effort tranchant

Masse volumique du béton	2365	kg/m ³
Masse volumique des barres d'armature	7850	kg/m ³
Volume total pour une section de 1m	0,4575	m ³ /m
Volume d'acier	0,0053	m ³ /m
Volume de béton (total - acier)	0,4522	m ³ /m
Masse linéaire pour le béton	42	kg/m lin
Masse linéaire pour l'acier d'armature	1069	kg/m lin
Masse linéaire totale	1111	kg/m lin
Poids linéaire moyen des dalles	10,9	kN/m lin

La Figure 149 montre une représentation graphique du montage et des charges qui s'y appliquent:

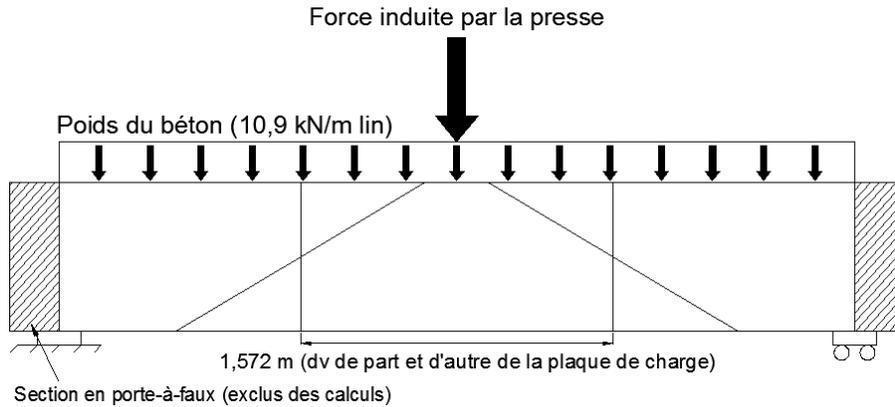


Figure 149 : Représentation des charges sur la dalle.

Étant donné la symétrie, la résistance à l'effort tranchant évaluée à une distance *dv* de la plaque de charge peut-être calculée de la façon suivante :

$$V_r = \frac{F_{\text{presse}}}{2} + \frac{\text{Poids de la section centrale}}{2}$$

Voici donc un exemple de calcul réalisé pour la dalle 1-NR Est :

$$V_r = \frac{805 \text{ kN}}{2} + \frac{(1,572\text{m} * 10,9\text{kN/m})}{2} = 411 \text{ kN}$$

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ANNEXE C
RÉSULTATS DES ANALYSES GRANULOMÉTRIQUES
AINSI QUE DES ANALYSES CIMENTAIRES

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



Statistical Analysis 03/02/2012 - 04/20/2012 Shipping
Lafarge Aggregates and Concrete 40102-Placitas AG1322-0-3/4 Crushed ASTM #67

Sample Id	Date	Status	1" (25mm)	3/4" (19mm)	1/2" (12.5mm)	3/8" (9.5mm)	#4 (4.75mm)	#8 (2.36mm)	#200 (75um)	Pan
1929019626	03/02/2012 08:44	Pass	100	91	36	21	4	2	0.8	0.0
1972217527	03/09/2012 08:34	Pass	100	95	44	24	4	2	1.1	0.0
1726568195	03/16/2012 08:32	Pass	100	95	41	26	5	3	0.0	0.0
1951963813	03/23/2012 08:29	Pass	100	91	39	20	2	1	0.9	0.0
1815762808	03/26/2012 09:33	Pass	100	91	40	22	4	2	0.9	0.0
1726567754	03/28/2012 09:08	Pass	100	91	44	28	3	1	0.7	0.0
1726568379	03/30/2012 11:10	Pass	100	91	44	29	4	2	1.0	0.0
1787102364	04/05/2012 09:20	Pass	100	92	36	21	5	2	0.8	0.0
1560649949	04/13/2012 08:28	Pass	100	90	40	21	4	2	1.0	0.0
1929227924	04/20/2012 08:55	Pass	100	90	41	23	3	2	1.0	0.0
			1" (25mm)	3/4" (19mm)	1/2" (12.5mm)	3/8" (9.5mm)	#4 (4.75mm)	#8 (2.36mm)	#200 (75um)	Pan
Count			10	10	10	10	10	10	10	10
Min			100	90	36	20	2	1	0.7	0.0
Max			100	95	44	29	5	3	1.8	0.0
Range			0	5	8	9	3	2	1.0	0.0
Mean			100	92	40	24	4	2	1.0	0.0
Median			100	91	41	23	4	2	0.9	0.0
St Dev			0	2	3	3	1	0	0.3	0.0
Lower Target			100	92	28	25	0	0	0	
Upper Target			100	100	72	37	6	4	3	
Lower Spec (LSL)			100	90		20	0	0		
Upper Spec (USL)			100	100		55	10	5		
PWS			100.0	86.7		88.7	100.0	100.0		
Query	Query Selections Date Created 04/24/2012 Date Range 12/01/2011 - 04/24/2012 Plant 40102-Placitas Product AG1322-0-3/4 Crushed ASTM #67 Specification 0-3/4 Crushed ASTM #67 Limit Auto-Compute Sample Type Shipping Number Of Tests 10									
aggQC	Lafarge Aggregates and Concrete									

**Figure 150 : Résultats typiques d'analyses granulométriques
 du gravier du Nouveau-Mexique.**

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

LVM
TECHNISOL

325, rue de l'Espérance
Québec, G1L 2J2
Téléphone: (418) 647-1402

**Essais sur sols, granulats
et autres matériaux**

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTÉE
Projet : Services de laboratoire (Les Entreprises L.T. Ltée); Essais en laboratoire
Endroit : Québec

Dossier : P018497-0500
Ref. client : BC : 11-2009
Rapport n° : 8 Rév. 1
Page 1 de 1

Échantillonnage

N° d'échantillon : 8
N° d'échantillon client :
Type de matériau : Sablé à béton
Source première, ville : Les Entreprises L.T.;
Endroit échantillonné : Sablière L.T., Route 138, St-Joachim;

Spécification n° 4

Référence : CCDG
Usage : Granulats fins
Calibre : BC 80µm-5
Classe : 3

Prélevé le : 2009-03-31
Par : le client
Reçu le : 2009-04-14

Analyse granulométrique (CSA A23,2-2A)

TAMIS (mm)	TAMISAT (%)	
	EXIGENCES	MESURÉ
112		
80		
56		
40		
28		
20		
14		
10	100	100
5	95 - 100	99
2,5	80 - 100	94
1,25	50 - 90	83
0,630	25 - 65	51
0,315	10 - 35	18
0,160	2 - 10	4
0,080		0,9

Cu : 3,6 Cc : 1,0 Module de finesse : 2,51

Autres essais

Réactivité ciment-granulat, essai d'expansion accélérée avec barre de mortier (CSA A23,2-2-2)
Lavage au tamis 80 µm (CSA A23,2-5A) (%)
Micro Deval (LC 21-101) (%)
Densité relative brute (CSA A23,2-6A)
Densité relative brute S.S.S. (CSA A23,2-6A)
Densité relative apparente (CSA A23,2-6A)
Absorption (CSA A23,2-6A) (%)
Masse volumique tassée (CSA A23,2-10A) (kg/m³)
Teneur en mottes d'argile et particules friables, granulat < 5 mm (CSA A23,2-3A) (%)
Teneur en particules légères, granulats < 5 mm (CSA A23,2-4A) (%)
Indice colorimétrique (CSA A23,2-7A)

Exigé	Mesuré
	0,032
	0,8
	19,2
	2,699
	2,715
	2,741
	0,56
	1739
	0,04
	0,04
	1

Remarques

UN INSTRUMENTÉ ACCOMPAGNE TOUT RÉSULTAT INDIVIDUEL NON CONFORME

Préparé par : SPH Hamel, Chef laboratoire
Date : 2009-05-20

Approuvé par : Pierre Simard, tech. princ.
Date : 2009-05-20

EQ-39-1M-230 rev. 00 (06-03)

Figure 151 : Résultats d'analyses granulométriques du sable utilisé à l'usine de Béton sur Mesure (2009).

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

03/02/2011 WED 11:30 FAX 419 688 1555 LES ENTREPRISES L.T. LTÉE
70,64 2310 11 00 T.C. 419 488 5754 LVM TECHNISOI

0302-002
01/02/11

LVM
TECHNISOI

375, rue de l'Éclaircie
Q.6B9C, 5M 2Z7
Téléphone: (419) 487-1400

**Essais sur sols, granulats
et autres matériaux**

Client : LES ENTREPRISES L.T. LTÉE	Dossier : PU18497-0500
Projet : Services de laboratoire (Les Entreprises L.T. Ltée); Essais en laboratoire	Ref. client :
Endroit : Québec	BC : 06-2010
	Rapport n° : 14 rev 0
	Page : 1 de 1

Échantillonnage			Specification n° 4	
N° d'échantillon	14		Référence	CCCG
N° d'échantillon client			Usage	Granulats fins
Type de matériau	sable manufacturé		Calibre	RC 60µm 5
Source première, ville	Les Entreprises L.T., St-Jacques		Classe	1
Endroit échantillonné	Réserve Les Entreprises L.T.		Prélevé le	
			Par	le client
			Reçu le	2010-03-19

Analyse granulométrique (CSA A23.2-2A)

TAMIS (mm)	TAMISA (%)		TAMIS (mm)	TAMISAT (%)
	DOIGENCES	MESURE		
112			160	
80			80	
56			63	
40			40	
28			30	
20			20	
14			10	
10	100	100	5	
5	95	100	2,5	
2,5	80	100	1,25	
1,25	50	90	0,630	
0,630	25	65	0,315	
0,315	10	35	0,160	
0,160	2	10		

Autres essais		Exigé	Mesuré
Réactivité ciment-granulat, essai d'expansion accélérée avec banc de mortier (CSA A23.2-2)			0,040
Lavage au tamis 80 µm (CSA A23.2-5A) (%)			2,5
Méthode de lavage (IC 71-101) (%)			17,7
Densité relative brute (CSA A23.2-6A)			2,710
Densité relative brute S.S.S. (CSA A23.2-6A)			2,72*
Densité relative apparente (CSA A23.2-6A)			2,700
Absorption (CSA A23.2-6A) (%)			0,54
Masse volumique tassée (CSA A23.2-10A) (kg/m³)			1510
Teneur en nodules d'argile et particules friables, granulat < 5 mm (CSA A23.2-4A) (%)			0,0*
Teneur en particules légères, granulat < 5 mm (CSA A23.2-4A) (%)			0,01
Indice colorimétrique (CSA A23.2-7A)			1

Remarques

Le prélèvement et le transport de l'échantillon ont été effectués par un représentant du client.

UN ASTÉRISQUE ACCOMPAGNE TOUT RÉSULTAT NON CERTIFIÉ

Préparé par : Sylvie Nard, Chef laboratoire	Date : 2010 04 19	Approuvé par : Philippe Simard, tech. princ.	Date : 2010 04 19
---	-----------------------------	--	-----------------------------

Page 31 de 31

**Figure 152 : Résultats d'analyses granulométriques du sable
utilisé à l'usine de Béton sur Mesure (2010).**

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**



P.O. Box 191, U.S. Route 1 • Thomaston, Maine 04861 • 207-594-5555

MILL TEST RESULTS Laboratory at Thomaston, Maine	Date: April, 2012 Cement Type: I / II Silo Numbers: 20, 24, 27 & 30
--	---

CHEMICAL DATA	Percent	PHYSICAL DATA	
Silicon Dioxide.....	20.2	Specific Surface.....	368
Aluminum Dioxide.....	3.8	Blaine (sq m/kg) (Per ASTM C 204)	
Ferric Oxide.....	2.9	Percent Passing 325 Mesh	97.1
Calcium Oxide.....	61.4	(Per ASTM C 430)	
Magnesium Oxide.....	3.3	Compressive Strength (psi) (Per ASTM C 109)	
Sulphur Trioxide.....	3.8	1 day.....	2340
Loss on Ignition.....	1.4	3 day.....	3940
Insoluble Residue.....	0.3	7 day.....	4780
Tricalcium Silicate.....	56	28 day.....	
Dicalcium Silicate.....	15	Vicat Setting Time (Per ASTM C 191)	
Tricalcium Aluminate.....	5	Initial (min.).....	120
Sum of C3S + 4.75*C3A....	81	Final (min.).....	210
Sodium Oxide.....	0.3	Air Content (%).....	7.8
Potassium Oxide.....	1.3	(Per ASTM C 185)	
Equivalent Alkalies.....	1.12	Autoclave Expansion (%)... (Per ASTM C 151)	0.08
(Chemical Analysis all per ASTM C 114)		Expansion in water (%)..... (Per ASTM C 1038)	0.013
		Heat of Hydration (cal/g) .. (7 day result Per ASTM C186)	85
		Certified by:	
		Jennifer K. Colburn	

We hereby certify that this cement complies with current ASTM C 150, AASHTO M-85 and CSA A3001 Type GU specifications.

Testing was completed by Brian Secord and/or Richard Erickson.
This mill test report is generated for silos produced in the calendar month prior to the date upon this report.

**Figure 153 : Certificat d'analyse (Mill Test report) du ciment
Dragon (Type ASTM I/II).**

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



RAPPORT D'ANALYSE version 1

Votre référence ... 809852

SOFIE TREMBLAY
 10865 UNIVERSITÉ LAVAL

Date de réception : 2012-06-20

Certificat émis le : 2012-07-12

Numéro COREM :		52853- 1	52853- 2	52853- 3
Nature :		SOLIDES	SOLIDES	SOLIDES
Désignation :		ciment #1	ciment #2	ciment #3
A01- 2	Analyse	2012-07-11	2012-06-30	2012-06-30
A01- 2	SiO2	19.5 %	19.4 %	20.9 %
A01- 2	Al2O3	5.19 %	4.41 %	3.54 %
A01- 2	Fe2O3	3.72 %	2.73 %	2.92 %
A01- 2	MgO	2.24 %	2.57 %	3.57 %
A01- 2	CaO	62.7 %	60.0 %	61.6 %
A01- 2	Na2O	0.31 %	0.32 %	0.42 %
A01- 2	K2O	0.96 %	0.86 %	1.09 %
A01- 2	TiO2	0.26 %	0.19 %	0.24 %
A01- 2	MnO	0.06 %	0.08 %	0.04 %
A01- 2	P2O5	0.17 %	0.25 %	0.06 %
A01- 2	Cr2O3	0.01 %	< 0.01 %	0.07 %
A01- 2	PAF	3.56 %	3.30 %	3.69 %
P05- 1	Préparation	2012-06-20	2012-06-20	2012-06-20
P05- 1	Pul. BM	Terminée	Terminée	Terminée
52853- 1	A01- 2/SiO2	: Échantillon supplémentaire a été reçu le 2012-07-10		

Figure 154 : Certificat d'analyse du ciment Dragon (ciment #3) effectué chez COREM.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ANNEXE D
RÉSULTATS MATÉRIAU

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Annexe D.1 Résistance en compression

Annexe D.1.1 Série 1

Tableau 85 : Résistance en compression des échantillons de la première série.

Échantillon	Dalle	Orientation	f_c [MPa]	Échantillon	Dalle	Orientation	f_c [MPa]
		(V ou H)				(V ou H)	
1-NR-H-1A-1/3	1-NR	H	47,9	1-R1-H-1A-1/3	1-R1	H	41,0
1-NR-H-1A-2/3	1-NR	H	47,1	1-R1-H-1A-2/3	1-R1	H	33,9
1-NR-H-1A-3/3	1-NR	H	37,4	1-R1-H-1A-3/3	1-R1	H	37,1
1-NR-H-1B-1/3	1-NR	H	52,4	1-R1-H-1B-1/3	1-R1	H	42,7
1-NR-H-1B-2/3	1-NR	H	46,3	1-R1-H-1B-2/3	1-R1	H	39,7
1-NR-H-1B-3/3	1-NR	H	49,2	1-R1-H-1C-1/3	1-R1	H	45,9
1-NR-H-1C-1/3	1-NR	H	51,5	1-R1-H-1C-2/3	1-R1	H	41,4
1-NR-H-1C-2/3	1-NR	H	51,4	1-R1-H-1C-3/3	1-R1	H	43,9
1-NR-H-1C-3/3	1-NR	H	44,7	1-R1-H-3A-1/2	1-R1	H	41,1
1-NR-H-3A-1/3	1-NR	H	45,9	1-R1-H-3A-2/2	1-R1	H	41,2
1-NR-H-3A-2/3	1-NR	H	43,0	1-R1-H-3B-1/3	1-R1	H	41,3
1-NR-H-3A-3/3	1-NR	H	43,9	1-R1-H-3B-2/3	1-R1	H	37,9
1-NR-H-3B-1/3	1-NR	H	47,1	1-R1-H-3B-3/3	1-R1	H	33,2
1-NR-H-3B-2/3	1-NR	H	50,1	1-R1-H-3C-1/3	1-R1	H	44,5
1-NR-H-3B-3/3	1-NR	H	50,0	1-R1-H-3C-2/3	1-R1	H	40,9
1-NR-H-3C-1/3	1-NR	H	51,8	1-R1-H-3C-3/3	1-R1	H	42,0
1-NR-H-3C-2/3	1-NR	H	43,3	1-R1-H-5A-1/3	1-R1	H	39,4
1-NR-H-3C-3/3	1-NR	H	42,5	1-R1-H-5A-2/3	1-R1	H	37,2
1-NR-V-1A-1/2	1-NR	V	52,7	1-R1-H-5A-3/3	1-R1	H	39,8
1-NR-V-1A-2/2	1-NR	V	53,7	1-R1-H-5B-1/3	1-R1	H	39,7
1-NR-V-1B 1/2	1-NR	V	57,1	1-R1-H-5B-2/3	1-R1	H	36,7
1-NR-V-1C-1/2	1-NR	V	47,6	1-R1-H-5C-1/3	1-R1	H	49,5
1-NR-V-1C-2/2	1-NR	V	42,0	1-R1-H-5C-2/3	1-R1	H	41,1
1-NR-V-3A-1/2	1-NR	V	41,3	1-R1-H-5C-3/3	1-R1	H	41,5
1-NR-V-3A-2/2	1-NR	V	49,8	1-R1-V-1A 1/2	1-R1	V	38,4
1-NR-V-3B-1/2	1-NR	V	52,4	1-R1-V-1A 2/2	1-R1	V	32,5
1-NR-V-3B-2/2	1-NR	V	46,7	1-R1-V-1B 2/2	1-R1	V	32,3
1-NR-V-3C-1/2	1-NR	V	54,9	1-R1-V-1B-1/2	1-R1	V	36,9
1-NR-V-3C-2/2	1-NR	V	45,3	1-R1-V-1C 2/2	1-R1	V	29,9
1-R1-V-3A-1/2	1-R1	V	35,29	1-R1-V-1C-1/2	1-R1	V	35,1
1-R1-V-3A-2/2	1-R1	V	37,90	1-R1-V-3C-1/1	1-R1	V	34,4

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 85 (suite) : Résistance en compression des échantillons de la première série.

Échantillon	Poutre	Orientation	f_c [MPa]	Échantillon	Poutre	Orientation	f_c [MPa]
		(V ou H)				(V ou H)	
1-R2-H-10A-3/3	2-R2	H	35,8	1-R2-V-10C-2/2	2-R2	V	41,2
1-R2-H-10A-2/3	2-R2	H	36,3	1-R2-V-10C-1/2	2-R2	V	35,9
1-R2-H-10B-1/3	2-R2	H	38,9	1-R2-V-1A-2/2	2-R2	V	42,0
1-R2-H-10C-1/3	2-R2	H	48,0	1-R2-V-1A-1/2	2-R2	V	37,2
1-R2-H-10C-2/3	2-R2	H	43,6	1-R2-V-1B-1/1	2-R2	V	39,9
1-R2-H-1A-1/3	2-R2	H	35,6	1-R2-V-1C 1/1	2-R2	V	30,0
1-R2-H-1A-2/3	2-R2	H	32,8	1-R2-V-4A	2-R2	V	34,8
1-R2-H-1A-3/3	2-R2	H	33,5	1-R2-V-4B 1/2	2-R2	V	35,1
1-R2-H-1B-1/3	2-R2	H	39,1	1-R2-V-4B 2/2	2-R2	V	32,9
1-R2-H-1B-2/3	2-R2	H	33,0	1-R2-V-4C-2/2	2-R2	V	39,6
1-R2-H-1B-3/3	2-R2	H	36,8	1-R2-V-4C-1/2	2-R2	V	36,1
1-R2-H-1C-1/3	2-R2	H	47,6	1-R2-V-7A-2/2	2-R2	V	40,8
1-R2-H-1C-2/3	2-R2	H	47,6	1-R2-V-7A-1/2	2-R2	V	33,3
1-R2-H-1C-3/3	2-R2	H	50,6	1-R2-V-7B-1/2	2-R2	V	29,8
1-R2-H-4A-1/2	2-R2	H	32,3	1-R2-V-7B-2/2	2-R2	V	35,7
1-R2-H-4B-1/3	2-R2	H	36,0	1-R2-V-7C-2/2	2-R2	V	44,0
1-R2-H-4B-2/3	2-R2	H	38,2	1-R2-V-7C-1/2	2-R2	V	36,6
1-R2-H-4B-3/3	2-R2	H	38,2	1-R3-H-1A-3/3	1-R3	H	39,0
1-R2-H-4C-1/2	2-R2	H	39,8	1-R3-H-1A-1/3	1-R3	H	31,5
1-R2-H-4C-2/2	2-R2	H	42,9	1-R3-H-1B 3/3	1-R3	H	36,7
1-R2-H-7A-1/2	2-R2	H	37,4	1-R3-H-1B-1/3	1-R3	H	37,9
1-R2-H-7A-2/2	2-R2	H	32,7	1-R3-H-1C 1/3	1-R3	H	43,3
1-R2-H-7B*-1/3	2-R2	H	38,1	1-R3-H-1C 2/3	1-R3	H	38,2
1-R2-H-7B*-2/3	2-R2	H	38,4	1-R3-H-1C 3/3	1-R3	H	39,5
1-R2-H-7B*-3/3	2-R2	H	35,2	1-R3-H-3A 1/3	1-R3	H	30,4
1-R2-H-7C-1/3	2-R2	H	48,7	1-R3-H-3A 2/3	1-R3	H	31,7
1-R2-H-7C-2/3	2-R2	H	45,0	1-R3-H-3A 3/3	1-R3	H	35,7
1-R2-H-7C-3/3	2-R2	H	47,7	1-R3-H-3B 1/3	1-R3	H	37,1
1-R2-V-10A-1/2	2-R2	V	33,3	1-R3-H-3B 2/3	1-R3	H	33,9
1-R2-V-10B-2/2	2-R2	V	40,1	1-R3-H-3B 3/3	1-R3	H	36,9
1-R2-V-10B-1/2	2-R2	V	35,8	1-R3-H-3C-1/3	1-R3	H	44,0

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 85 (suite) : Résistance en compression des échantillons de la première série.

Échantillon	Poutre	Orientation	f'_c [MPa]	Échantillon	Poutre	Orientation	f'_c [MPa]
		(V ou H)				(V ou H)	
1-R3-H-3C-2/3	1-R3	H	42,6	1-R3-V-1C 2/2	1-R3	V	41,8
1-R3-H-3C-3/3	1-R3	H	46,0	1-R3-V-3B 1/2	1-R3	V	29,8
1-R3-H-5A 1/3	1-R3	H	32,9	1-R3-V-3B 2/2	1-R3	V	36,9
1-R3-H-5A 2/3	1-R3	H	32,9	1-R3-V-3C 1/2	1-R3	V	31,5
1-R3-H-5A 3/3	1-R3	H	34,5	1-R3-V-3C 2/2	1-R3	V	36,6
1-R3-V-1A 1/2	1-R3	V	33,8	1-R3-V-5A 1/2	1-R3	V	31,8
1-R3-V-1A 2/2	1-R3	V	37,5	1-R3-V-5A 2/2	1-R3	V	34,8
1-R3-V-1B 1/2	1-R3	V	34,8	1-R3-V-5B-1/2	1-R3	V	33,9
1-R3-V-1B 2/2	1-R3	V	40,8	1-R3-V-5C 1/2	1-R3	V	29,2
1-R3-V-1C 1/2	1-R3	V	33,7	1-R3-V-5C 2/2	1-R3	V	29,9

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe D.1.2 Série 2

Tableau 86 : Résistance en compression des échantillons de la série 2.

Échantillon	Dalle	Orientation	f_c [MPa]	Échantillon	Dalle	Orientation	f_c [MPa]
		(V ou H)				(V ou H)	
2-NR-V-1A-1/2	2-NR	V	43,3	2-R3-H-4A-3/3	2-R3	H	21,1
2-NR-V-1A-2/2	2-NR	V	48,1	2-R3-H-4B-1/3	2-R3	H	28,3
2-NR-V-1B-1/2	2-NR	V	46,4	2-R3-H-4B-2/3	2-R3	H	31,7
2-NR-V-1B-2/2	2-NR	V	44,7	2-R3-H-4B-3/3	2-R3	H	26,2
2-NR-V-1C-1/2	2-NR	V	38,3	2-R3-H-4C-1/3	2-R3	H	37,2
2-NR-V-2A-1/2	2-NR	V	38,9	2-R3-H-4C-2/3	2-R3	H	36,2
2-NR-V-2A-2/2	2-NR	V	47,2	2-R3-H-4C-3/3	2-R3	H	33,7
2-NR-V-2B-1/1	2-NR	V	45,9	2-R3-H-7A-1/3	2-R3	H	30,2
2-NR-V-2C-1/2	2-NR	V	40,2	2-R3-H-7A-2/3	2-R3	H	29,9
2-NR-V-2C-2/2	2-NR	V	46,1	2-R3-H-7A-3/3	2-R3	H	29,7
2-NR-H-2A-1/3	2-NR	H	47,2	2-R3-H-7B-2/3	2-R3	H	34,5
2-NR-H-2A-2/3	2-NR	H	39,6	2-R3-H-7B-3/3	2-R3	H	27,6
2-NR-H-2A-3/3	2-NR	H	44,4	2-R3-H-7C-1/3	2-R3	H	38,9
2-NR-H-2B-1/3	2-NR	H	46,3	2-R3-H-7C-2/3	2-R3	H	33,5
2-NR-H-2B-2/3	2-NR	H	45,2	2-R3-H-7C-3/3	2-R3	H	34,8
2-NR-H-2B-3/3	2-NR	H	44,4	2-R3-V-10A-1/2	2-R3	V	27,7
2-NR-H-2C-1/3	2-NR	H	46,1	2-R3-V-10B-1/2	2-R3	V	30,3
2-NR-H-2C-2/3	2-NR	H	45,8	2-R3-V-10B-2/2	2-R3	V	34,3
2-NR-H-2C-3/3	2-NR	H	43,8	2-R3-V-10C-1/2	2-R3	V	29,8
2-R3-H-10A-1/3	2-R3	H	27,3	2-R3-V-10C-2/2	2-R3	V	36,9
2-R3-H-10A-3/3	2-R3	H	26,5	2-R3-V-1A-2-2	2-R3	V	33,8
2-R3-H-10B-1/3	2-R3	H	30,1	2-R3-V-1B-1/2	2-R3	V	32,3
2-R3-H-10B-2/3	2-R3	H	33,1	2-R3-V-1B-2/2	2-R3	V	36,7
2-R3-H-10B-3/3	2-R3	H	31,4	2-R3-V-1C-1/2	2-R3	V	26,6
2-R3-H-10C-1/3	2-R3	H	35,6	2-R3-V-1C-2/2	2-R3	V	33,9
2-R3-H-10C-2/3	2-R3	H	36,2	2-R3-V-4A-1/2	2-R3	V	31,9
2-R3-H-10C-3/3	2-R3	H	34,7	2-R3-V-4A-2/2	2-R3	V	31,4
2-R3-H-1A-1/3	2-R3	H	30,9	2-R3-V-4B-1/2	2-R3	V	27,8
2-R3-H-1A-2/3	2-R3	H	29,8	2-R3-V-4B-2/2	2-R3	V	31,9
2-R3-H-1A-3/3	2-R3	H	28,1	2-R3-V-4C-1/2	2-R3	V	24,5
2-R3-H-1B-1/3	2-R3	H	26,5	2-R3-V-4C-2/2	2-R3	V	28,6
2-R3-H-1B-2/3	2-R3	H	33,0	2-R3-V-7A-1/2	2-R3	V	24,9
2-R3-H-1B-3/3	2-R3	H	29,9	2-R3-V-7A-2/2	2-R3	V	33,9
2-R3-H-1C-1/3	2-R3	H	34,2	2-R3-V-7B-1/2	2-R3	V	29,3
2-R3-H-1C-2/3	2-R3	H	29,5	2-R3-V-7B-2/2	2-R3	V	32,5
2-R3-H-1C-3/3	2-R3	H	41,3	2-R3-V-7C-1/2	2-R3	V	20,9
2-R3-H-4A-1/3	2-R3	H	29,0	2-R3-V-7C-2/2	2-R3	V	34,2
2-R3-H-4A-2/3	2-R3	H	29,1				

Annexe D.2 Résistance en tension

Annexe D.2.1 Série 1

Tableau 87 : Résistance au fendage et à la traction des échantillons de la série 1.

Échantillon	Dalle	Orientation	f_{sp} [MPa]	f_t [MPa]	Échantillon	Dalle	Orientation	f_{sp} [MPa]	f_t [MPa]
		(V ou H)					(V ou H)		
1-NR-H-2A 1/3	1-NR	H	3,65	2,37	1-R1-V-2A 1/2	1-R1	V	2,70	1,75
1-NR-H-2A 2/3	1-NR	H	2,99	1,94	1-R1-V-2A 2/2	1-R1	V	2,91	1,89
1-NR-H-2A 3/3	1-NR	H	3,96	2,57	1-R1-V-2B Top	1-R1	V	2,70	1,75
1-NR-H-2B 1/3	1-NR	H	3,73	2,42	1-R1-V-2C 1/2	1-R1	V	3,33	2,17
1-NR-H-2B 2/3	1-NR	H	3,68	2,39	1-R1-V-2C 2/2	1-R1	V	2,38	1,55
1-NR-H-2B 3/3	1-NR	H	2,89	1,88	1-R1-V-4A 1/2	1-R1	V	2,25	1,46
1-NR-H-2C 1/3	1-NR	H	3,37	2,19	1-R1-V-4B 1/2	1-R1	V	2,59	1,68
1-NR-H-2C 2/3	1-NR	H	3,36	2,19	1-R1-V-4C 1/2	1-R1	V	3,20	2,08
1-NR-H-2C 3/3	1-NR	H	3,97	2,58	1-R1-V-4C 2/2	1-R1	V	2,72	1,77
1-NR-H-4A 1/3	1-NR	H	4,91	3,19	1-R1-H-2A 1/3	1-R1	H	2,92	1,90
1-NR-H-4A 2/3	1-NR	H	3,17	2,06	1-R1-H-2A 2/3	1-R1	H	3,15	2,05
1-NR-H-4A 3/3	1-NR	H	3,15	2,05	1-R1-H-2A 3/3	1-R1	H	3,33	2,16
1-NR-H-4B 1/3	1-NR	H	4,22	2,74	1-R1-H-2B 1/3	1-R1	H	3,87	2,51
1-NR-H-4B 2/3	1-NR	H	4,02	2,61	1-R1-H-2B 2/3	1-R1	H	3,94	2,56
1-NR-H-4B 3/3	1-NR	H	3,53	2,30	1-R1-H-2B 3/3	1-R1	H	3,45	2,24
1-NR-H-4C 1/3	1-NR	H	4,38	2,85	1-R1-H-4A 2/3	1-R1	H	2,65	1,73
1-NR-H-4C 2/3	1-NR	H	3,96	2,57	1-R1-H-4A 3/3	1-R1	H	2,67	1,73
1-NR-H-4C 3/3	1-NR	H	2,98	1,94	1-R1-H-4B 1/3	1-R1	H	2,89	1,88
1-NR-V-2A 1/2	1-NR	V	3,45	2,24	1-R1-H-4B 2/3	1-R1	H	3,59	2,33
1-NR-V-2A 2/2	1-NR	V	3,76	2,44	1-R1-H-4B 3/3	1-R1	H	3,39	2,21
1-NR-V-2B 1/2	1-NR	V	3,62	2,35	1-R1-H-4C 1/3	1-R1	H	4,10	2,66
1-NR-V-2B 2/2	1-NR	V	3,85	2,50	1-R1-H-4C 2/3	1-R1	H	3,97	2,58
1-NR-V-2C 1/2	1-NR	V	4,06	2,64	1-R1-H-4C 3/3	1-R1	H	3,46	2,25
1-NR-V-2C 2/2	1-NR	V	4,30	2,79	1-R2-H-2A 1/3	1-R2	H	2,57	1,67
1-NR-V-4A 1/2	1-NR	V	4,08	2,65	1-R2-H-2A 2/3	1-R2	H	2,39	1,55
1-NR-V-4A 2/2	1-NR	V	4,34	2,82	1-R2-H-2B 1/3	1-R2	H	3,15	2,05
1-NR-V-4B 1/2	1-NR	V	4,17	2,71	1-R2-H-2B 2/3	1-R2	H	2,89	1,88
1-NR-V-4B 2/2	1-NR	V	4,00	2,60	1-R2-H-2B 3/3	1-R2	H	2,58	1,68
1-NR-V-4C 1/2	1-NR	V	3,84	2,50	1-R2-H-2C 2/3	1-R2	H	3,40	2,21
1-NR-V-4C 2/2	1-NR	V	3,77	2,45	1-R2-H-5A 1/3	1-R2	H	2,73	1,77

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 87 (suite) : Résistance au fendage et à la traction des échantillons de la série 1.

Échantillon	Dalle	Orientation	f'_{sp} [MPa]	f'_t [MPa]	Échantillon	Dalle	Orientation	f'_{sp} [MPa]	f'_t [MPa]
		(V ou H)					(V ou H)		
1-R2-H-5A 2/3	1-R2	H	2,08	1,35	1-R2-V-5B 2/2	1-R2	V	2,61	1,70
1-R2-H-5A 3/3	1-R2	H	2,50	1,62	1-R2-V-5C 1/2	1-R2	V	2,56	1,66
1-R2-H-5B 1/3	1-R2	H	3,14	2,04	1-R2-V-5C 2/2	1-R2	V	2,48	1,61
1-R2-H-5B 2/3	1-R2	H	2,83	1,84	1-R2-V-8A 1/2	1-R2	V	2,61	1,70
1-R2-H-5B 3/3	1-R2	H	2,68	1,74	1-R2-V-8A 2/2	1-R2	V	3,22	2,09
1-R2-H-5C 2/3	1-R2	H	2,93	1,90	1-R2-V-8B 1/2	1-R2	V	2,25	1,46
1-R2-H-5C 3/3	1-R2	H	3,58	2,33	1-R2-V-8B 2/2	1-R2	V	3,17	2,06
1-R2-H-8A 1/3	1-R2	H	2,66	1,73	1-R2-V-8C 1/2	1-R2	V	2,67	1,74
1-R2-H-8A 2/3	1-R2	H	2,58	1,68	1-R2-V-8C 2/2	1-R2	V	3,10	2,01
1-R2-H-8B 1/3	1-R2	H	2,86	1,86	1-R3-H-2A 2/3	1-R3	H	2,50	1,63
1-R2-H-8B 2/3	1-R2	H	2,54	1,65	1-R3-H-2A 1/3	1-R3	H	2,40	1,56
1-R2-H-11A 1/3	1-R2	H	2,65	1,72	1-R3-H-2B 1/3	1-R3	H	3,00	1,95
1-R2-H-11A 2/3	1-R2	H	2,75	1,79	1-R3-H-2B 2/3	1-R3	H	2,95	1,92
1-R2-H-11A 3/3	1-R2	H	2,42	1,57	1-R3-H-2B 3/3	1-R3	H	2,25	1,46
1-R2-H-11B 1/3	1-R2	H	2,65	1,72	1-R3-H-2C 2/3	1-R3	H	3,38	2,19
1-R2-H-11B 2/3	1-R2	H	2,64	1,72	1-R3-H-2C 1/3	1-R3	H	3,11	2,02
1-R2-H-11C 1/3	1-R2	H	3,43	2,23	1-R3-H-4A 1/3	1-R3	H	2,66	1,73
1-R2-H-11C 2/3	1-R2	H	3,37	2,19	1-R3-H-4A 2/3	1-R3	H	2,35	1,53
1-R2-H-11C 3/3	1-R2	H	3,91	2,54	1-R3-H-4A 3/3	1-R3	H	2,79	1,81
1-R2-V-11A 1/2	1-R2	V	2,78	1,81	1-R3-H-4B 3/3	1-R3	H	2,73	1,77
1-R2-V-11A 2/2	1-R2	V	2,39	1,56	1-R3-H-4B 1/3	1-R3	H	2,56	1,67
1-R2-V-11B 1/2	1-R2	V	2,36	1,54	1-R3-H-4C 1/3	1-R3	H	3,11	2,02
1-R2-V-11B 2/2	1-R2	V	2,82	1,83	1-R3-H-4C 2/3	1-R3	H	2,37	1,54
1-R2-V-11C 1/2	1-R2	V	2,83	1,84	1-R3-H-4C 3/3	1-R3	H	3,48	2,26
1-R2-V-11C 2/2	1-R2	V	2,81	1,83	1-R3-V-2A 1/2	1-R3	V	2,46	1,60
1-R2-V-2A 1/2	1-R2	V	3,28	2,13	1-R3-V-2A 2/2	1-R3	V	2,58	1,68
1-R2-V-2A 2/2	1-R2	V	2,58	1,67	1-R3-V-2C 1/2	1-R3	V	2,56	1,67
1-R2-V-2B 1/2	1-R2	V	2,23	1,45	1-R3-V-2C 2/2	1-R3	V	2,50	1,63
1-R2-V-2B 2/2	1-R2	V	3,02	1,96	1-R3-V-4A 1/2	1-R3	V	2,55	1,66
1-R2-V-2C 1/2	1-R2	V	2,98	1,94	1-R3-V-4A 2/2	1-R3	V	2,82	1,83
1-R2-V-2C 2/2	1-R2	V	2,49	1,62	1-R3-V-4B 1/2	1-R3	V	2,45	1,59
1-R2-V-5A 1/2	1-R2	V	2,23	1,45	1-R3-V-4C 1/2	1-R3	V	2,82	1,83
1-R2-V-5A 2/2	1-R2	V	2,68	1,74	1-R3-V-4C 2/2	1-R3	V	2,20	1,43
1-R2-V-5B 1/2	1-R2	V	2,45	1,59					

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe D.2.2 Série 2

Tableau 88 : Résistance au fendage et à la traction des échantillons de la série 2.

Échantillon	Dalle	Orientation	f'_{sp} [MPa]	f'_t [MPa]	Échantillon	Dalle	Orientation	f'_{sp} [MPa]	f'_t [MPa]
		(V ou H)					(V ou H)		
2-NR-V-3A-1/2	2-NR	V	3,35	2,18	2-R3-V-11B-1/2	2-R3	V	2,64	1,71
2-NR-V-3A-2/2	2-NR	V	3,57	2,32	2-R3-V-11B-2/2	2-R3	V	3,09	2,01
2-NR-V-3B-1/2	2-NR	V	3,96	2,57	2-R3-V-11C-1/2	2-R3	V	2,41	1,57
2-NR-V-3B-2/2	2-NR	V	4,16	2,70	2-R3-V-11C-2/2	2-R3	V	2,45	1,59
2-NR-V-3C-1/2	2-NR	V	3,54	2,30	2-R3-H-2A-1/3	2-R3	H	2,07	1,34
2-NR-V-3C-2/2	2-NR	V	4,03	2,62	2-R3-H-2A-2/3	2-R3	H	1,63	1,06
2-NR-H-3A-2/3	2-NR	H	2,79	1,82	2-R3-H-2A-3/3	2-R3	H	2,10	1,37
2-NR-H-3A-3/3	2-NR	H	2,82	1,84	2-R3-H-2B-1/3	2-R3	H	2,47	1,60
2-NR-H-3B-1/3	2-NR	H	3,53	2,30	2-R3-H-2C-1/3	2-R3	H	2,81	1,83
2-NR-H-3B-2/3	2-NR	H	3,51	2,28	2-R3-H-2C-2/3	2-R3	H	2,51	1,63
2-NR-H-3C-1/3	2-NR	H	3,98	2,59	2-R3-H-2C-3/3	2-R3	H	2,56	1,66
2-NR-H-3C-2/3	2-NR	H	3,83	2,49	2-R3-H-5A-1/3	2-R3	H	2,24	1,46
2-NR-H-3C-3/3	2-NR	H	3,58	2,33	2-R3-H-5A-2/3	2-R3	H	1,90	1,23
2-R3-V-2A-1/2	2-R3	V	1,99	1,29	2-R3-H-5B-1/3	2-R3	H	2,11	1,37
2-R3-V-2A-2/2	2-R3	V	2,62	1,70	2-R3-H-5B-2/3	2-R3	H	2,21	1,44
2-R3-V-2B-1/2	2-R3	V	2,50	1,63	2-R3-H-5B-3/3	2-R3	H	2,55	1,66
2-R3-V-2B-2/2	2-R3	V	2,62	1,71	2-R3-H-5C-1/3	2-R3	H	3,45	2,24
2-R3-V-2C-1/2	2-R3	V	2,03	1,32	2-R3-H-5C-2/3	2-R3	H	2,59	1,69
2-R3-V-2C-2/2	2-R3	V	2,38	1,54	2-R3-H-8A-1/3	2-R3	H	2,19	1,42
2-R3-V-5A-1/2	2-R3	V	1,93	1,25	2-R3-H-8B-1/3	2-R3	H	2,46	1,60
2-R3-V-5A-2/2	2-R3	V	2,13	1,39	2-R3-H-8B-2/3	2-R3	H	2,22	1,44
2-R3-V-5B-1/2	2-R3	V	2,44	1,59	2-R3-H-8B-3/3	2-R3	H	2,65	1,72
2-R3-V-5B-2/2	2-R3	V	2,53	1,64	2-R3-H-8C-1/3	2-R3	H	3,02	1,96
2-R3-V-5C-1/2	2-R3	V	1,76	1,15	2-R3-H-8C-2/3	2-R3	H	2,37	1,54
2-R3-V-5C-2/2	2-R3	V	2,32	1,51	2-R3-H-11A-2/3	2-R3	H	1,93	1,25
2-R3-V-8A-1/2	2-R3	V	2,57	1,67	2-R3-H-11A-3/3	2-R3	H	2,09	1,36
2-R3-V-8A-2/2	2-R3	V	2,71	1,76	2-R3-H-11B-1/3	2-R3	H	2,60	1,69
2-R3-V-8B-1/2	2-R3	V	2,37	1,54	2-R3-H-11B-2/3	2-R3	H	2,51	1,63
2-R3-V-8C-1/2	2-R3	V	1,75	1,14	2-R3-H-11C-2/3	2-R3	H	2,48	1,61
2-R3-V-8C-2/2	2-R3	V	2,66	1,73	2-R3-H-11C-3/3	2-R3	H	2,98	1,94

Annexe D.3 Résultats SDT et module d'élasticité

Annexe D.3.1 Série 1

**Tableau 89 : Résultats extraits des essais de *Stiffness Damage*
 Test pour les échantillons de la dalle 1-NR.**

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μstr)	Aire d'hystérésis totale (J/m ³)	E (GPa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
1-NR-H-1A-1/3	1-NR	H	30	1927	34,6	0,10	0,06
1-NR-H-1A-2/3	1-NR	H	40	2072	32,3	0,10	0,07
1-NR-H-1A-3/3	1-NR	H	50	2035	32,6	0,10	0,09
1-NR-H-1B-1/3	1-NR	H	30	1889	34,2	0,10	0,06
1-NR-H-1B-2/3	1-NR	H	50	2577	31,9	0,13	0,09
1-NR-H-1B-3/3	1-NR	H	40	2469	31,9	0,12	0,07
1-NR-H-1C-1/3	1-NR	H	20	2375	36,0	0,13	0,04
1-NR-H-1C-2/3	1-NR	H	40	1941	32,6	0,12	0,07
1-NR-H-1C-3/3	1-NR	H	30	2255	31,9	0,11	0,05
1-NR-H-3A-1/3	1-NR	H	40	2106	32,6	0,10	0,07
1-NR-H-3A-2/3	1-NR	H	50	2310	31,9	0,11	0,09
1-NR-H-3A-3/3	1-NR	H	20	2072	32,6	0,10	0,04
1-NR-H-3B-1/3	1-NR	H	30	1728	34,5	0,09	0,06
1-NR-H-3B-2/3	1-NR	H	40	2395	31,7	0,12	0,07
1-NR-H-3B-3/3	1-NR	H	40	2228	33,2	0,11	0,07
1-NR-H-3C-1/3	1-NR	H	30	2047	31,7	0,10	0,05
1-NR-H-3C-2/3	1-NR	H	40	2299	32,3	0,11	0,07
1-NR-H-3C-3/3	1-NR	H	50	2512	31,1	0,12	0,08
1-NR-V-1A-1/2	1-NR	V	40	2305	32,9	0,12	0,07
1-NR-V-1A-2/2	1-NR	V	40	2376	32,9	0,12	0,07
1-NR-V-1B-1/2	1-NR	V	40	2185	32,0	0,11	0,07
1-NR-V-1C-1/2	1-NR	V	40	2534	32,0	0,12	0,07
1-NR-V-1C-2/2	1-NR	V	50	2682	29,7	0,12	0,08
1-NR-V-3A-1/2	1-NR	V	50	2578	32,0	0,12	0,09
1-NR-V-3A-2/2	1-NR	V	50	2272	31,4	0,11	0,09
1-NR-V-3B-1/2	1-NR	V	40	2060	31,9	0,10	0,07
1-NR-V-3B-2/2	1-NR	V	40	2559	30,5	0,12	0,07
1-NR-V-3C-1/2	1-NR	V	40	2060	33,2	0,10	0,07
1-NR-V-3C-2/2	1-NR	V	40	2433	30,5	0,11	0,07

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 90 : Résultats extraits des essais de *Stiffness Damage*
Test pour les essais de la dalle 1-R1.

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μstr)	Aire d'hystérésis totale (J/m^3)	E (GPa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
1-R1-H-1A-1/3	1-R1	H	90	4108	26,9	0,18	0,13
1-R1-H-1A-2/3	1-R1	H	190	6970	21,4	0,31	0,19
1-R1-H-1A-3/3	1-R1	H	120	4327	26,5	0,19	0,16
1-R1-H-1B-1/3	1-R1	H	220	7449	20,8	0,28	0,21
1-R1-H-1B-2/3	1-R1	H	210	6754	20,8	0,26	0,21
1-R1-H-1B-3/3	1-R1	H	210	6946	21,3	0,26	0,21
1-R1-H-1C-1/3	1-R1	H	90	4097	29,1	0,19	0,13
1-R1-H-1C-2/3	1-R1	H	120	5243	25,1	0,22	0,15
1-R1-H-1C-3/3	1-R1	H	120	4586	26,0	0,20	0,16
1-R1-H-3A-1/2	1-R1	H	140	5575	23,7	0,22	0,11
1-R1-H-3A-2/2	1-R1	H	180	6295	22,9	0,25	0,14
1-R1-H-3B-1/3	1-R1	H	140	4682	25,3	0,20	0,11
1-R1-H-3B-2/3	1-R1	H	170	6425	22,9	0,26	0,19
1-R1-H-3B-3/3	1-R1	H	170	5614	23,2	0,22	0,13
1-R1-H-3C-1/3	1-R1	H	150	5467	24,5	0,22	0,18
1-R1-H-3C-2/3	1-R1	H	140	5185	25,1	0,22	0,17
1-R1-H-3C-3/3	1-R1	H	230	7160	21,4	0,28	0,23
1-R1-H-5A-1/2	1-R1	H	190	6943	21,3	0,26	0,19
1-R1-H-5A-2/2	1-R1	H	190	6834	21,7	0,26	0,19
1-R1-H-5A-3/3	1-R1	H	170	6343	22,9	0,25	0,13
1-R1-H-5B-1/2	1-R1	H	140	6267	23,9	0,26	0,17
1-R1-H-5B-2/2	1-R1	H	120	4786	25,1	0,20	0,15
1-R1-H-5B-3/3	1-R1	H	190	6583	21,7	0,25	0,20
1-R1-H-5C-1/3	1-R1	H	70	3393	28,5	0,15	0,05
1-R1-H-5C-2/3	1-R1	H	120	4924	26,5	0,21	0,09
1-R1-H-5C-3/3	1-R1	H	90	3764	28,7	0,17	0,07
1-R1-V-1A 1/2	1-R1	V	190	8889	19,0	0,30	0,20
1-R1-V-1A 2/2	1-R1	V	180	9122	19,3	0,33	0,20
1-R1-V-1B-1/2	1-R1	V	190	10288	18,3	0,35	0,25
1-R1-V-1B 2/2	1-R1	V	200	11110	17,7	0,37	0,23
1-R1-V-1C-1/2	1-R1	V	120	7111	22,1	0,27	0,15
1-R1-V-1C 2/2	1-R1	V	140	8414	20,7	0,31	0,23
1-R1-V-3A-1/2	1-R1	V	140	7670	20,5	0,27	0,17
1-R1-V-3A-2/2	1-R1	V	140	8023	20,3	0,29	0,18
1-R1-V-3C-1/1	1-R1	V	150	8072	21,7	0,31	0,19

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 91 : Résultats extraits des essais de Stiffness Damage
Test pour les échantillons de la dalle 1-R2.

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μstr)	Aire d'hystérésis totale (J/m^2)	E (GPa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
1-R2-H-10A-3/3	1-R2	H	380	12103	17,0	0,40	0,28
1-R2-H-10A-2/3	1-R2	H	250	9490	19,0	0,34	0,18
1-R2-H-10B-1/3	1-R2	H	290	8953	18,5	0,31	0,21
1-R2-H-10B-2/3	1-R2	H	210	7027	20,7	0,26	0,21
1-R2-H-10C-1/3	1-R2	H	130	4713	26,3	0,21	0,09
1-R2-H-10C-2/3	1-R2	H	170	5323	25,3	0,23	0,12
1-R2-H-1A-1/3	1-R2	H	350	11337	17,9	0,38	0,27
1-R2-H-1A-2/3	1-R2	H	350	10275	18,1	0,35	0,27
1-R2-H-1A-3/3	1-R2	H	390	12551	16,9	0,41	0,28
1-R2-H-1B-1/3	1-R2	H	170	6586	23,2	0,27	0,12
1-R2-H-1B-2/3	1-R2	H	200	7219	20,6	0,27	0,14
1-R2-H-1B-3/3	1-R2	H	260	8110	19,5	0,28	0,19
1-R2-H-1C-1/3	1-R2	H	70	2747	30,2	0,13	0,05
1-R2-H-1C-2/3	1-R2	H	60	2953	30,2	0,14	0,04
1-R2-H-1C-3/3	1-R2	H	60	2642	30,2	0,12	0,04
1-R2-H-4A-1/3	1-R2	H	490	14824	15,1	0,45	0,31
1-R2-H-4A-2/3	1-R2	H	270	9300	19,0	0,32	0,24
1-R2-H-4B-1/3	1-R2	H	340	11635	17,2	0,40	0,24
1-R2-H-4B-2/3	1-R2	H	260	8208	19,7	0,30	0,19
1-R2-H-4B-3/3	1-R2	H	280	8993	18,5	0,31	0,20
1-R2-H-4C-1/3	1-R2	H	320	9061	20,5	0,35	0,20
1-R2-H-4C-2/3	1-R2	H	140	5026	25,9	0,22	0,09
1-R2-H-7A-1/3	1-R2	H	350	11509	17,0	0,37	0,22
1-R2-H-7A-2/3	1-R2	H	270	9972	18,1	0,33	0,17
1-R2-H-7B*-1/3	1-R2	H	300	10009	18,6	0,36	0,23
1-R2-H-7B*-2/3	1-R2	H	250	7456	20,8	0,28	0,19
1-R2-H-7B*-3/3	1-R2	H	440	11606	17,6	0,39	0,33
1-R2-H-7C-1/3	1-R2	H	80	3362	30,5	0,16	0,06
1-R2-H-7C-2/3	1-R2	H	120	4475	25,9	0,19	0,09
1-R2-H-7C-3/3	1-R2	H	110	4420	26,3	0,19	0,08
1-R2-V-10A-1/1	1-R2	V	360	11436	17,3	0,37	0,26
1-R2-V-10B-2/2	1-R2	V	200	6942	22,3	0,27	0,14
1-R2-V-10B-1/2	1-R2	V	250	9511	18,9	0,32	0,18
1-R2-V-10C-2/2	1-R2	V	200	6402	23,2	0,25	0,14
1-R2-V-10C-1/2	1-R2	V	250	8944	19,9	0,32	-
1-R2-V-1A-2/2	1-R2	V	320	8678	20,0	0,32	0,23
1-R2-V-1A-1/2	1-R2	V	280	11159	17,9	0,37	0,20
1-R2-V-1B-1/1	1-R2	V	190	7386	21,6	0,28	0,14
1-R2-V-1C-1/1	1-R2	V	320	12750	16,8	0,66	0,23
1-R2-V-4A-1/1	1-R2	V	320	10767	17,9	0,36	0,23
1-R2-V-4B-1/2	1-R2	V	290	10564	17,6	0,35	0,21
1-R2-V-4B-2/2	1-R2	V	340	9739	18,9	0,34	0,24
1-R2-V-4C-2/2	1-R2	V	350	10649	17,8	0,36	0,26
1-R2-V-4C-1/2	1-R2	V	400	12539	16,8	0,41	0,29
1-R2-V-7A-2/2	1-R2	V	300	8538	20,9	0,32	0,22
1-R2-V-7A-1/2	1-R2	V	330	10479	18,1	0,35	0,24
1-R2-V-7B-1/2	1-R2	V	360	11818	16,4	0,37	0,26
1-R2-V-7B-2/2	1-R2	V	230	8002	19,6	0,28	0,16
1-R2-V-7C-2/2	1-R2	V	230	7133	22,2	0,28	0,17
1-R2-V-7C-1/2	1-R2	V	250	8953	19,6	0,31	0,18

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 92 : Résultats extraits des essais de Stiffness Damage
Test pour les échantillons de la dalle 1-R3.

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μstr)	Aire d'hystérésis totale (J/m^3)	E (Gpa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
1-R3-H-1C-2/3	1-R3	H	30	4042	26,5	0,17	0,04
1-R3-H-1C-3/3	1-R3	H	200	6522	23,7	0,27	0,15
1-R3-H-3A-3/3	1-R3	H	370	11953	17,9	0,41	0,28
1-R3-H-3B-1/3	1-R3	H	210	7684	20,5	0,27	0,16
1-R3-H-3C-1/3	1-R3	H	130	5637	24,4	0,32	0,10
1-R3-H-3C-3/3	1-R3	H	180	6839	23,5	0,28	0,14
1-R3-V-3C-2/2	1-R3	V	190	8016	20,4	0,29	0,15
1-R3-V-5B-1/2	1-R3	V	230	9016	19,2	0,31	0,18
1-R3-V-5C 1/2	1-R3	V	320	11294	17,5	0,37	0,25

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe D.3.2 Série 2

Tableau 93 : Résultats extraits des essais de Stiffness Damage
Test pour les échantillons de la dalle 2-NR.

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μstr)	Aire d'hystérésis totale (J/m^3)	E (GPa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
2-NR-H-2A-1/3	2-NR	H	40	2344	33,2	0,10	0,07
2-NR-H-2A-2/3	2-NR	H	40	2094	34,9	0,09	0,07
2-NR-H-2A-3/3	2-NR	H	70	3401	29,8	0,13	0,10
2-NR-H-2B-1/3	2-NR	H	50	2635	33,5	0,11	0,07
2-NR-H-2B-2/3	2-NR	H	40	1909	34,5	0,08	0,06
2-NR-H-2B-3/3	2-NR	H	40	2046	32,6	0,08	0,06
2-NR-H-2C-1/3	2-NR	H	50	2574	33,2	0,11	0,07
2-NR-H-2C-2/3	2-NR	H	60	2635	32,6	0,11	0,09
2-NR-H-2C-3/3	2-NR	H	50	2163	34,9	0,09	0,07
2-NR-V-2A-1/2	2-NR	V	30	2941	32,0	0,12	0,05
2-NR-V-2A-2/2	2-NR	V	30	2017	35,2	0,09	0,06
2-NR-V-2B-1/1	2-NR	V	50	3104	32,0	0,12	0,08
2-NR-V-2C-1/2	2-NR	V	40	2750	32,9	0,11	0,07
2-NR-V-2C-2/2	2-NR	V	40	2233	34,2	0,10	0,07

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 94 : Résultats extraits des essais de Stiffness Damage
Test pour les échantillons de la dalle 2-R3.

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μ str)	Aire d'hystérésis totale (J/m ³)	E (GPa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
2-R3-H-10A-1/3	2-R3	H	770	22920	13,3	0,39	0,38
2-R3-H-10A-3/3	2-R3	H	920	26072	12,5	0,40	0,41
2-R3-H-10B-1/3	2-R3	H	570	18611	14,2	0,33	0,32
2-R3-H-10B-2/3	2-R3	H	330	11669	17,4	0,26	0,25
2-R3-H-10B-3/3	2-R3	H	610	18463	14,1	0,34	0,34
2-R3-H-10C-1/3	2-R3	H	330	12119	18,6	0,29	0,26
2-R3-H-10C-2/3	2-R3	H	160	7804	22,7	0,22	0,17
2-R3-H-10C-3/3	2-R3	H	290	10687	19,8	0,27	0,25
2-R3-H-1A-1/3	2-R3	H	740	21679	13,9	0,38	0,38
2-R3-H-1A-2/3	2-R3	H	290	12129	18,5	0,28	0,23
2-R3-H-1A-3/3	2-R3	H	1090	30840	11,0	0,42	0,41
2-R3-H-1B-1/3	2-R3	H	290	10844	18,5	0,26	0,24
2-R3-H-1B-2/3	2-R3	H	280	10406	18,9	0,25	0,24
2-R3-H-1B-3/3	2-R3	H	430	14188	16,2	0,30	0,29
2-R3-H-1C-1/3	2-R3	H	200	8768	21,2	0,24	0,19
2-R3-H-1C-2/3	2-R3	H	280	11028	20,0	0,28	0,24
2-R3-H-1C-3/3	2-R3	H	200	7823	22,7	0,23	0,21
2-R3-H-4A-1/3	2-R3	H	810	23050	13,2	0,38	0,39
2-R3-H-4A-2/3	2-R3	H	390	14988	17,0	0,32	0,27
2-R3-H-4A-3/3	2-R3	H	2420	53792	8,8	0,56	0,56
2-R3-H-4B-1/3	2-R3	H	530	18565	13,8	0,33	0,30
2-R3-H-4B-2/3	2-R3	H	260	9993	19,2	0,24	0,22
2-R3-H-4B-3/3	2-R3	H	680	20804	13,3	0,35	0,35
2-R3-H-4C-1/3	2-R3	H	190	7252	22,4	0,21	0,20
2-R3-H-4C-2/3	2-R3	H	240	8928	21,5	0,24	0,23
2-R3-H-4C-3/3	2-R3	H	220	8841	21,2	0,24	0,21
2-R3-H-7A-1/3	2-R3	H	610	19811	13,9	0,34	0,33
2-R3-H-7A-2/3	2-R3	H	190	9852	19,7	0,24	0,17
2-R3-H-7A-3/3	2-R3	H	950	27851	12,0	0,42	0,40
2-R3-H-7B-1/3	2-R3	H	470	15156	16,2	0,31	0,31
2-R3-H-7B-2/3	2-R3	H	170	7769	22,1	0,21	0,18
2-R3-H-7B-3/3	2-R3	H	320	13514	18,1	0,30	0,24
2-R3-H-7C-1/3	2-R3	H	430	13826	18,1	0,32	0,31
2-R3-H-7C-2/3	2-R3	H	240	9406	20,6	0,25	0,22
2-R3-H-7C-3/3	2-R3	H	310	11375	18,2	0,27	0,25

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 94 (suite) : Résultats extraits des essais de Stiffness Damage
Test pour les échantillons de la dalle 2-R3.

Échantillon	Dalle	Orientation	Déformation plastique (μstr)	Aire d'hystérésis totale (J/m^3)	E (GPa)	SDI	PDI
		(V ou H)					
2-R3-V-10A-1/2	2-R3	V	480	16022	15,7	0,31	0,30
2-R3-V-10A-2/2	2-R3	V	210	7719	22,9	0,22	0,22
2-R3-V-10B-1/2	2-R3	V	490	17014	15,4	0,33	0,30
2-R3-V-10B-2/2	2-R3	V	200	8586	21,9	0,23	0,20
2-R3-V-10C-1/2	2-R3	V	630	21200	13,9	0,37	0,34
2-R3-V-10C-2/2	2-R3	V	190	8605	22,6	0,24	0,20
2-R3-V-1A-2-2	2-R3	V	240	9622	19,3	0,24	0,21
2-R3-V-1B-1/2	2-R3	V	420	14513	17,5	0,31	0,30
2-R3-V-1B-2/2	2-R3	V	260	9908	20,1	0,25	0,23
2-R3-V-1C-1/2	2-R3	V	670	21514	13,6	0,37	0,35
2-R3-V-1C-2/2	2-R3	V	260	10060	20,4	0,26	0,23
2-R3-V-4A-1/2	2-R3	V	490	16752	15,1	0,32	0,30
2-R3-V-4A-2/2	2-R3	V	270	11157	18,0	0,25	0,21
2-R3-V-4B-1/2	2-R3	V	1060	28832	11,3	0,42	0,41
2-R3-V-4B-2/2	2-R3	V	230	10230	19,7	0,25	0,20
2-R3-V-4C-1/2	2-R3	V	1240	32933	11,5	0,46	0,46
2-R3-V-4C-2/2	2-R3	V	370	13710	17,6	0,30	0,27
2-R3-V-7A-1/2	2-R3	V	710	23351	13,4	0,39	0,36
2-R3-V-7A-2/2	2-R3	V	290	10780	19,5	0,26	0,24
2-R3-V-7B-1/2	2-R3	V	700	21281	13,9	0,37	0,36
2-R3-V-7B-2/2	2-R3	V	300	11431	17,9	0,26	0,24
2-R3-V-7C-1/2	2-R3	V	1550	39704	11,9	0,53	0,53
2-R3-V-7C-2/2	2-R3	V	330	12513	17,3	0,27	0,25

Annexe D.4 Résultats détaillés du DRI

Cette annexe présente les résultats détaillés des essais de *Damage Rating Index*. Pour les échantillons verticaux, les valeurs sont présentées pour différentes zones en fonction de la profondeur (e.g. 0 à 150 mm, 150 à 300 mm...), et ce pour les différents plans A à C. Le DRI GLOBAL correspond à la moyenne des résultats obtenus sur toute la longueur de la carotte. Quant aux échantillons horizontaux, les résultats sont présentés selon les plan 1/3, 2/3 et 3/3, correspondant à des sections de 20 cm selon la largeur de la dalle.

Annexe D.4.1 Série 1

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 95 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 1-R2.

ÉCHANTILLON	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2-V-3A	Global	83	64	206	3	3	58	173	590
	600 – 750 mm	90	68	340	8	3	48	358	914
	450 – 600 mm	82	76	206	3	5	85	125	582
	300 – 450 mm	86	63	145	3	3	50	108	457
	200 – 300 mm*	67	32	87	0	0	41	57	284
1-R2-V-3B	Global	89	82	243	20	12	99	204	749
	600 – 750 mm	89	85	308	35	10	92,5	280	900
	450 – 600 mm	89	80	175	5	15	106	125	595
1-R2-V-3C	Global	83	59	208	12	1	51	171	585
	600 – 750 mm	89	65	294	42	1	73	342	906
	450 – 600 mm	88	50	201	5	3	44	91	482
	300 – 450 mm	83	55	176	0	0	25	144	483
	160 – 300 mm*	73	66	152	0	0	66	87	444
1-R2-V-5A-4B TOP	Global	76	88	309	9	8	106	200	796
	600 – 750 mm	82	96	395	15	6	103	270	967
	470 – 600 mm*	69	79	209	2	11	110	119	599
1-R2-V-5B-4C TOP	Global	79	71	264	8	11	50	162	645
	600 – 750 mm	88	64	350	5	18	58	223	806
	450 – 600 mm	74	83	216	15	6	40	135	569
	390 – 450 mm*	67	57	157	0	4	57	71	413

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 95 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 1-R2.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2-V-6A	Global	81	74	222	1	3	92	112	588
	600 – 750 mm	81	80	336	5	1	128	233	863
	450 – 600 mm	89	95	253	0	5	103	118	662
	300 – 450 mm	78	53	120	0	5	78	13	346
	240 – 300 mm*	66	57	106	0	4	13	46	292
1-R2-V-6B	Global	83	55	215	6	9	71	208	647
	600 – 750 mm	87	45	260	2	1	55	249	699
	430 – 600 mm*	80	66	173	9	17	87	168	600
1-R2-V-6C	Global	81	93	245	8	13	91	207	740
	600 – 750 mm	87	88	301	15	13	95	258	857
	430 – 600 mm*	75	97	195	2	13	88	163	633

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 95 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 1-R2.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2-V-9A	Global	72	42	261	11	11	64	214	675
	600 – 750 mm	87	49	350	26	10	64	292	878
	450 – 600 mm	62	38	195	0	5	100	180	580
	310 – 450 mm*	62	38	189	0	16	27	136	468
1-R2-V-9B	Global	76	42	194	9	1	64	191	577
	600 – 750 mm	83	33	273	7,5	1	62,5	265	725
	450 – 600 mm	80	48	186	15	0	70	195	594
	290 – 450 mm*	63	46	117	5	3	62	108	404
1-R2-V-9C	Global	77	78	199	14	1	57	187	613
	600 – 750 mm	80	83	288	43	5	40	323	861
	450 – 600 mm	76	83	158	8	0	78	168	570
	300 – 450 mm	83	86	203	3	0	43	143	560
	170 – 300 mm*	69	57	134	3	0	74	102	439
1-R2-V-11A-10B	Global	69	69	275	9	5	65	211	703
	600 – 750 mm	68	55	300	15	3	68	270	779
	450 – 600 mm	73	95	266	8	5	78	178	702
	400 – 450 mm*	59	31	213	0	13	9	122	447

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 96 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 1-R2.

Échantillon	Section étudiée (selon la largeur)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2-H-3A	Global	84	84	286	17	15	66	213	765
	0 à 200 mm	81	72	268	25	14	63	228	751
	200 à 400 mm	79	95	272	8	12	64	164	694
	400 à 600 mm	90	84	318	17	20	72	243	844
1-R2-H-3B	Global	80	93	184	12	16	73	124	582
	0 à 200 mm	85	104	158	23	14	83	116	581
	200 à 400 mm	82	101	203	7	20	52	99	564
	400 à 600 mm	74	76	193	7	14	85	156	605
1-R2-H-3C	Global	43	100	86	3	14	83	2	331
	0 à 200 mm	44	85	88	2	19	71	2	310
	200 à 400 mm	43	114	114	4	10	68	2	354
	400 à 600 mm	43	101	58	2	14	111	2	330

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 96 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 1-R2.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2-H-6A	Global	72	58	231	21	10	56	235	684
	0 à 200 mm	56	74	170	16	11	64	215	606
	200 à 400 mm	72	54	219	16	11	50	224	646
	400 à 600 mm	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
1-R2-H-6C	Global	51	40	107	5	2	35	89	329
	0 à 200 mm	52	23	123	7	1	20	90	316
	200 à 400 mm	46	51	96	4	8	43	75	323
	400 à 600 mm	57	46	101	6	0	43	103	356

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 96 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 1-R2.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-R2-H-9A	Global	75	106	229	6	7	111	158	692
	0 à 200 mm	79	114	188	8	6	98	144	635
	200 à 400 mm	80	96	209	11	4	148	169	717
	400 à 600 mm	68	108	294	1	14	89	162	736
1-R2-H-9B	Global	94	46	196	13	8	67	146	570
	0 à 200 mm	96	46	205	9	10	71	143	580
	200 à 400 mm	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
	400 à 600 mm	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
1-R2-H-9C	Global	66	59	58	2	2	72	17	276
	0 à 200 mm	65	64	49	2	4	49	13	245
	200 à 400 mm	70	54	64	2	4	90	19	302
	400 à 600 mm	64	61	66	3	0	85	22	301

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 97 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 1-NR.

ÉCHANTILLON	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-NR-V-1B-2C	Global	63	123	5	1	0	55	0	248
	600 - 750 mm	57	141	2	3	0	63	0	266
	450 - 600 mm	60	104	6	0	2	57	0	228
	300 - 450 mm	59	129	0	2	0	40	0	230
	230 - 300 mm	70	109	19	0	0	62	0	261

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 98 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 1-NR.

Échantillon	Section étudiée (selon la largeur)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
1-NR-H-3A-4B	Global	72	65	5	9	3	84	4	242
	0 - 200 mm	73	59	7	4	6	79	4	232
	200 - 400 mm	74	76	7	9	1	105	2	274
	400 - 600 mm	70	61	1	13	3	66	4	219

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe D.4.2 Série 2

Tableau 99 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 2-R3.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-R3-V-3A	Global	101	68	243	87	7	210	531	1247
	600 - 750 mm	107	77	410	163	7	180	890	1833
	450 - 600 mm	115	93	243	75	7	240	535	1309
	300 - 450 mm	101	53	157	58	7	238	370	982
	160 - 300 mm*	81	44	152	50	7	181	308	823
2-R3-V-3B	Global	105	80	211	78	17	184	482	1157
	600 - 750 mm	111	80	290	155	23	133	715	1507
	450 - 600 mm	118	90	292	85	12	183	563	1341
	300 - 450 mm	99	83	135	45	13	238	370	983
	160 - 300 mm*	92	64	123	24	18	182	268	772

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 99 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 2-R3.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-R3-V-6A	Global	111	97	222	79	11	187	555	1261
	600 - 750 mm	113	108	250	115	12	155	683	1435
	450 - 600 mm	119	84	231	102	21	201	692	1451
	300 - 450 mm	107	122	233	74	8	250	431	1227
	180 - 300 mm*	98	63	156	9	2	122	359	810
2-R3-V-6C	Global	104	97	293	71	14	146	479	1204
	600 - 750 mm	117	118	347	135	13	160	695	1586
	450 - 600 mm	111	98	347	68	20	153	513	1309
	300 - 450 mm	95	75	262	23	12	140	373	978
	190 - 300 mm*	84	95	170	53	11	122	247	781

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 99 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 2-R3.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-R3-V-9A	Global	132	104	245	71	20	205	514	1291
	600 - 750 mm	147	100	390	130	20	233	863	1882
	450 - 600 mm	145	129	241	84	15	199	516	1329
	300 - 450 mm	128	107	168	43	32	236	409	1124
	190 - 300 mm*	102	77	151	10	12	129	167	648
2-R3-V-9B	Global	129	99	245	90	37	159	489	1250
	600 - 750 mm	125	83	320	88	15	158	793	1581
	450 - 600 mm	138	103	273	125	48	175	473	1335
	300 - 450 mm	139	118	170	88	55	145	348	1062
	210 - 300 mm*	106	87	200	38	25	161	245	863
2-R3-V-9C	Global	120	66	249	67	7	141	549	1199
	600 - 750 mm	126	56	335	110	3	146	844	1621
	450 - 600 mm	117	80	257	68	8	125	538	1192
	280 - 450 mm*	118	62	169	29	9	151	307	843

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 100 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 2-R3.

Échantillon	Section étudiée (selon la largeur)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-R3-H-6A	Global	71	82	267	96	4	114	536	1170
	0 - 200 mm	67	96	283	99	0	103	583	1232
	200 - 400 mm	59	64	224	73	4	128	418	971
	400 - 600 mm	87	85	291	115	7	111	600	1296
2-R3-H-6B	Global	91	76	189	44	8	89	286	783
	0 - 200 mm	90	86	233	21	8	90	313	840
	200 - 400 mm	85	53	124	57	1	122	239	681
	400 - 600 mm	98	87	206	55	13	59	304	822
2-R3-H-6C	Global	80	65	159	26	3	106	230	669
	0 - 200 mm	75	41	149	28	5	75	208	581
	200 - 400 mm	68	69	135	40	0	163	325	799
	400 - 600 mm	95	85	189	13	4	86	170	640

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 100 (suite) : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 2-R3.

Échantillon	Section étudiée (selon la largeur)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-R3-H-3A	Global	92	127	251	133	19	193	509	1324
	0 - 200 mm	96	118	281	152	21	218	557	1442
	200 - 400 mm	91	108	231	96	31	188	384	1128
	400 - 600 mm	90	155	239	148	6	173	578	1389
2-R3-H-3B	Global	106	102	202	67	17	148	376	1017
	0 - 200 mm	119	134	243	73	20	165	471	1224
	200 - 400 mm	96	89	148	66	21	163	304	886
	400 - 600 mm	101	84	211	62	9	118	349	934
2-R3-H-3C	Global	102	114	185	42	23	97	236	799
	0 - 200 mm	111	135	224	49	34	86	270	909
	200 - 400 mm	97	102	166	21	13	117	213	729
	400 - 600 mm	98	104	164	57	24	89	225	760
2-R3-H-9B	Global	105	93	186	58	19	120	370	950
	0 - 200 mm	113	96	231	54	21	133	441	1090
	200 - 400 mm	102	95	159	49	17	120	325	868
	400 - 600 mm	100	88	166	70	18	106	342	889

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 101 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées verticalement au sein de la dalle 2-NR.

Échantillon	Section étudiée (à partir de la base)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulats déchaussés (GGD)	Gros granulats désagrégés (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-NR-V-1A-2B	Global	86	47	12	9	2	177	15	349
	600 - 750 mm	90	57	17	10	3	270	28	474
	450 - 600 mm	74	30	8	11	2	140	23	288
	300 - 450 mm	84	44	13	5	2	129	3	279
	230 - 320 mm*	83	32	11	11	0	102	5	244
2-NR-V-4C	Global	78	41	22	19	3	211	30	403
	600 - 750 mm	77	45	25	30	5	250	18	450
	460 - 600 mm*	79	35	18	8	0	171	42	352

* : La longueur des carottes fait en sorte que ces sections sont plus courtes que les sections standards (moins de 150 mm de longueur).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 102 : Résultats détaillés des mesures de *Damage Rating Index* (DRI) obtenues pour les carottes prélevées horizontalement au sein de la dalle 2-NR.

Échantillon	Section étudiée (selon la largeur)	Fissures fermées dans granulats (FG)	Fissures ouvertes dans granulats (FOG)	Fissures ouvertes + PR dans granulats (FG+PR)	Gros granulat déchaussé (GGD)	Gros granulat désagrégé (GGDS)	Fissures dans pâte de ciment (FPC)	Fissures dans pâte de ciment + PR (FPC + PR)	DRI
2-NR-H-1B	Global	84	92	5	45	11	147	7	391
	0 - 200 mm	86	93	8	74	9	166	9	444
	200 - 400 mm	80	98	1	26	13	127	2	347
	400 - 600 mm	87	84	6	34	11	145	9	378

ANNEXE E
REPRÉSENTATION SPATIALE

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Le plan de carottage a été planifié de manière à ce qu'on puisse représenter les résultats selon 3 plans verticaux dans les corps d'épreuves. Ainsi, le centre de chacune des carottes et/ou section de carottes se retrouvait sur un de ces 3 plans représentés à la Figure 155. Il a donc été possible de produire des représentations spatiales par interpolation des différentes pertes de propriétés mécaniques. Il est à noter que les représentations spatiales débutent à 250 mm et se termine à 4250 mm puisque des crochets (armatures) se situent dans les extrémités de la dalle. On omet donc deux sections de 250 mm de longueur aux deux extrémités des dalles.

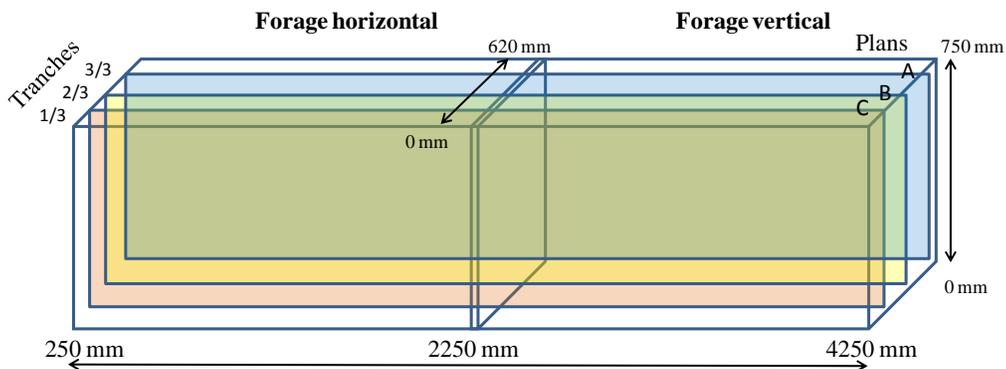


Figure 155 : Localisation des plans d'analyse.

Annexe E.1 Perte de résistance en compression

Annexe E.1.1 Série 1

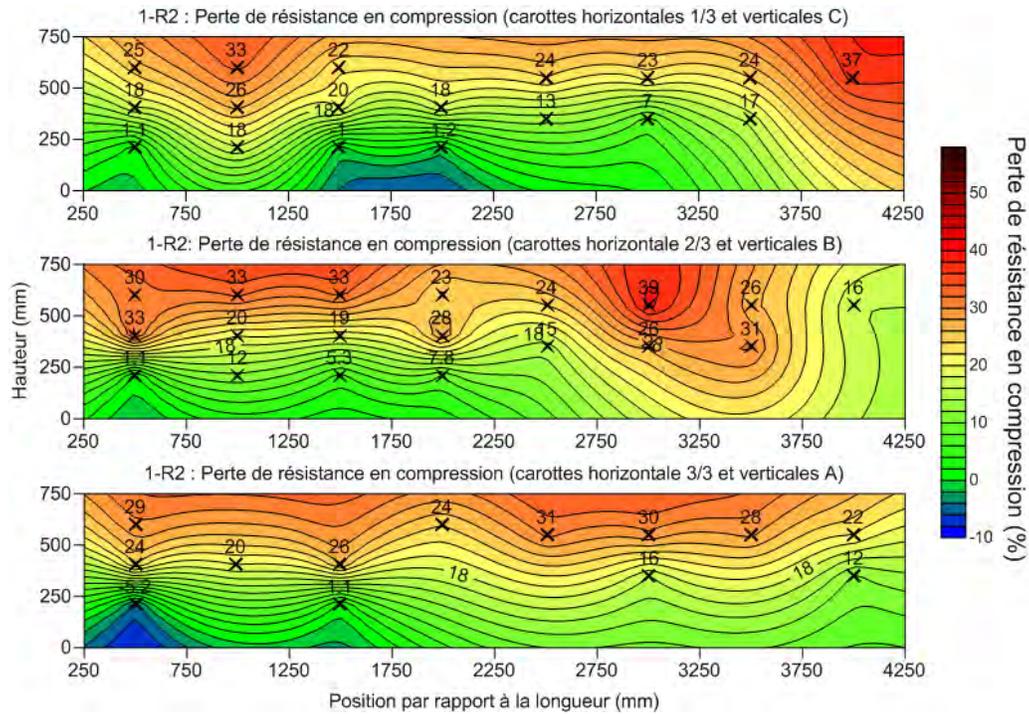


Figure 156 : Représentations spatiales des pertes de résistance en compression de la dalle 1-R2 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.1.2 Série 2

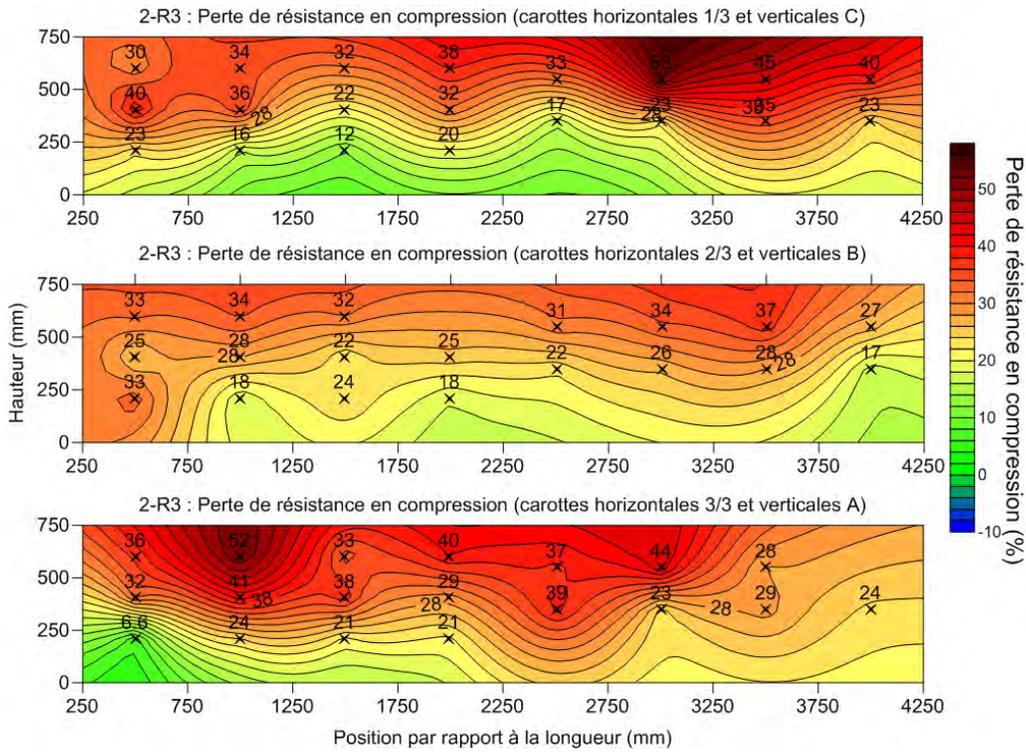


Figure 157 : Représentations spatiales des pertes de résistance en compression de la dalle 2-R3 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.2 Perte de résistance au fendage

Annexe E.2.1 Série 1

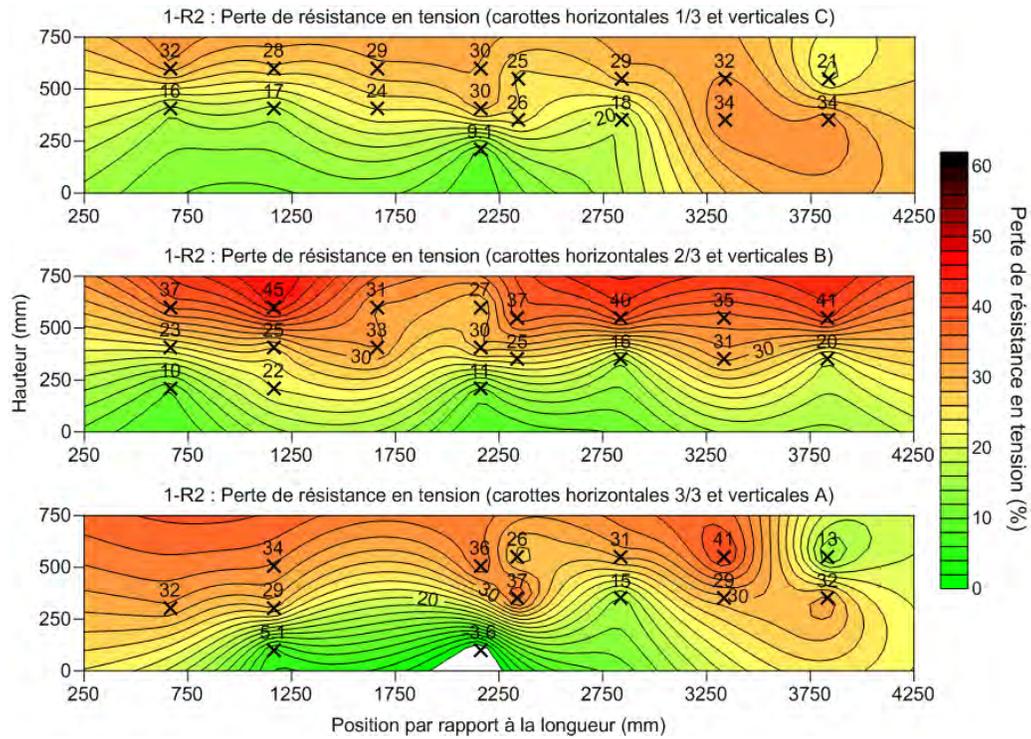


Figure 158 : Représentations spatiales des pertes de résistance en tension de la dalle 1-R2 selon les plans verticaux de la Figure 155.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Annexe E.2.2 Série 2

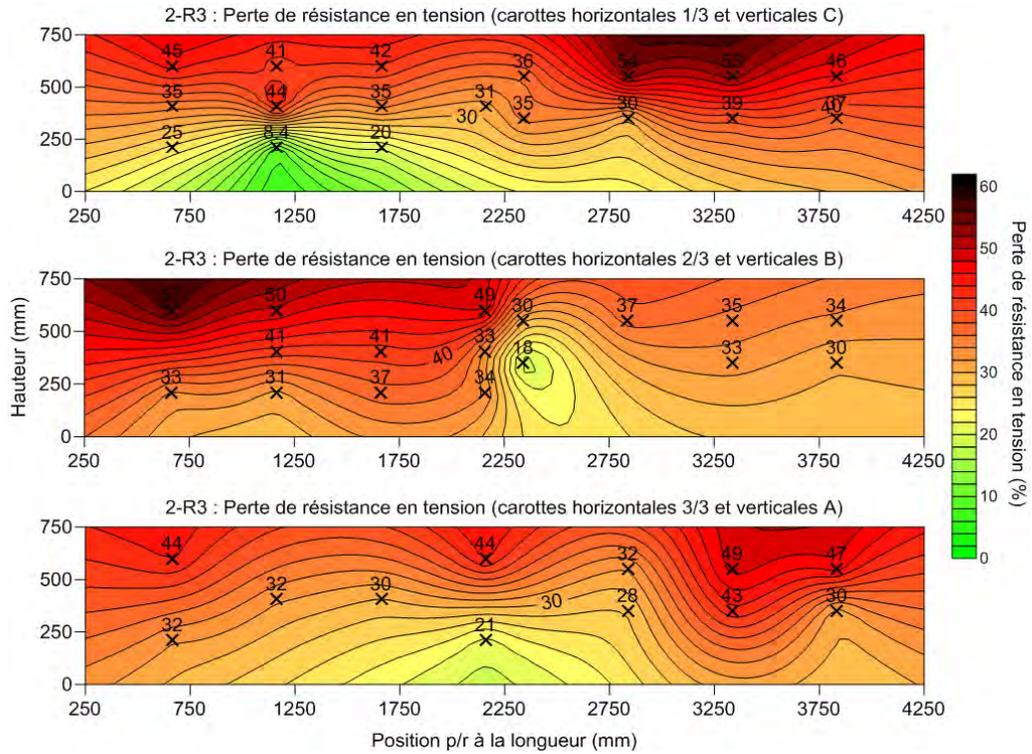


Figure 159 : Représentations spatiales des pertes de résistance en tension de la dalle 2-R3 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.3 Pertes de rigidité

Annexe E.3.1 Série 1

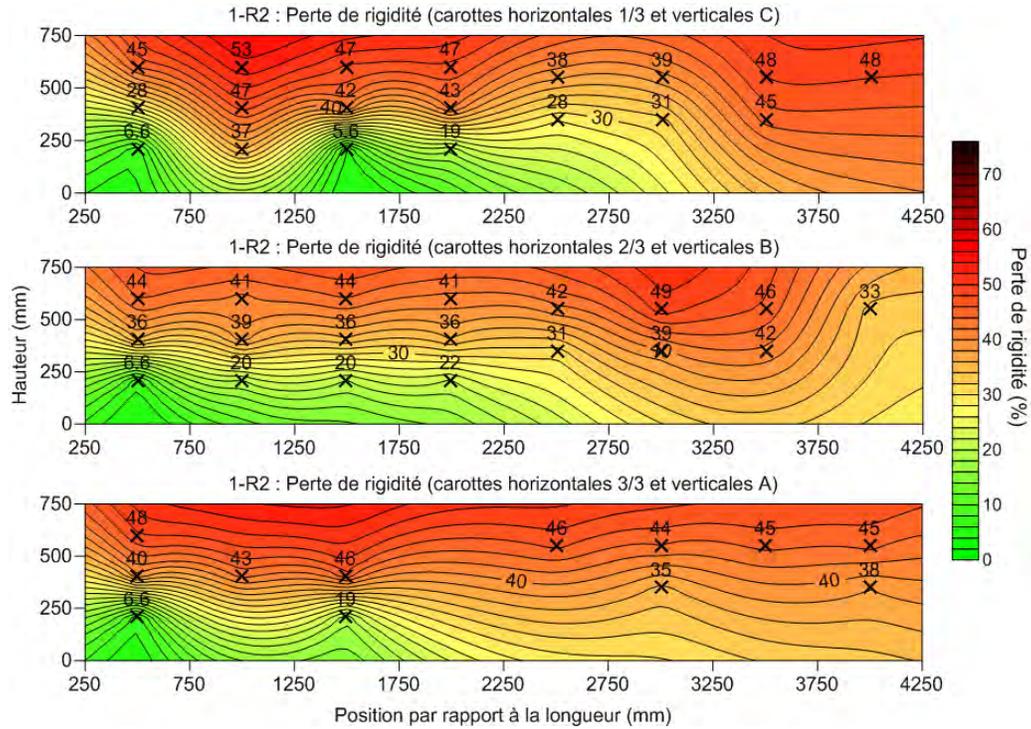


Figure 160 : Représentations spatiales des pertes de rigidité de la dalle 1-R2 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.3.2 Série 2

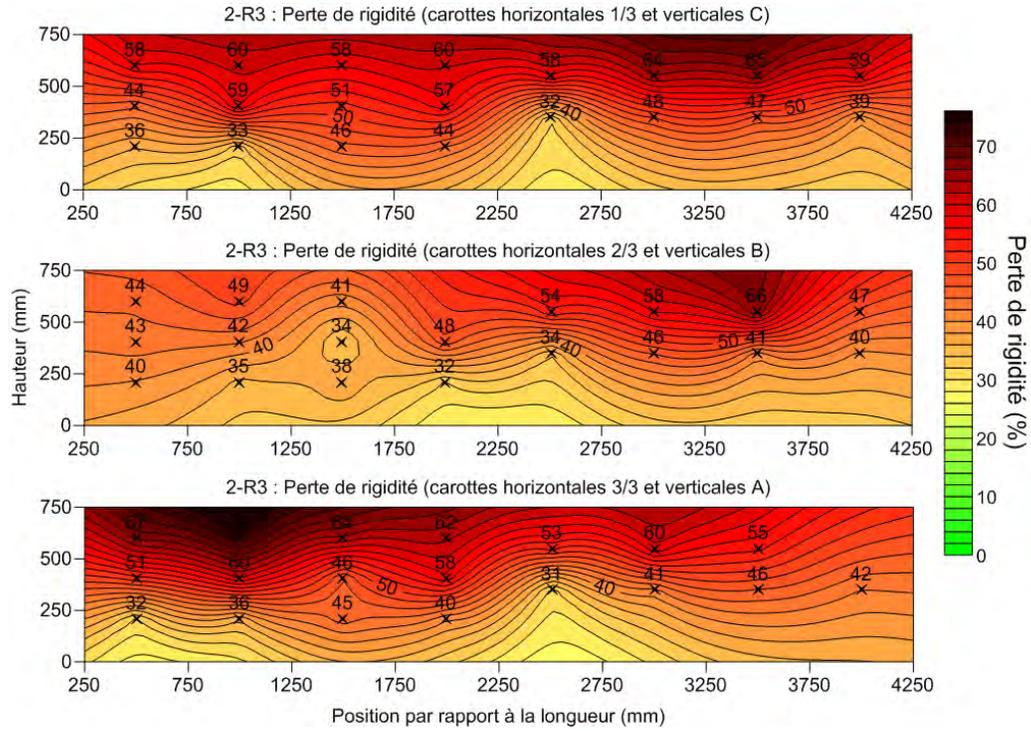


Figure 161 : Représentations spatiales des pertes de rigidité de la dalle 2-R3 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.4 Représentation de l'endommagement selon le SDI

Annexe E.4.1 Série 1

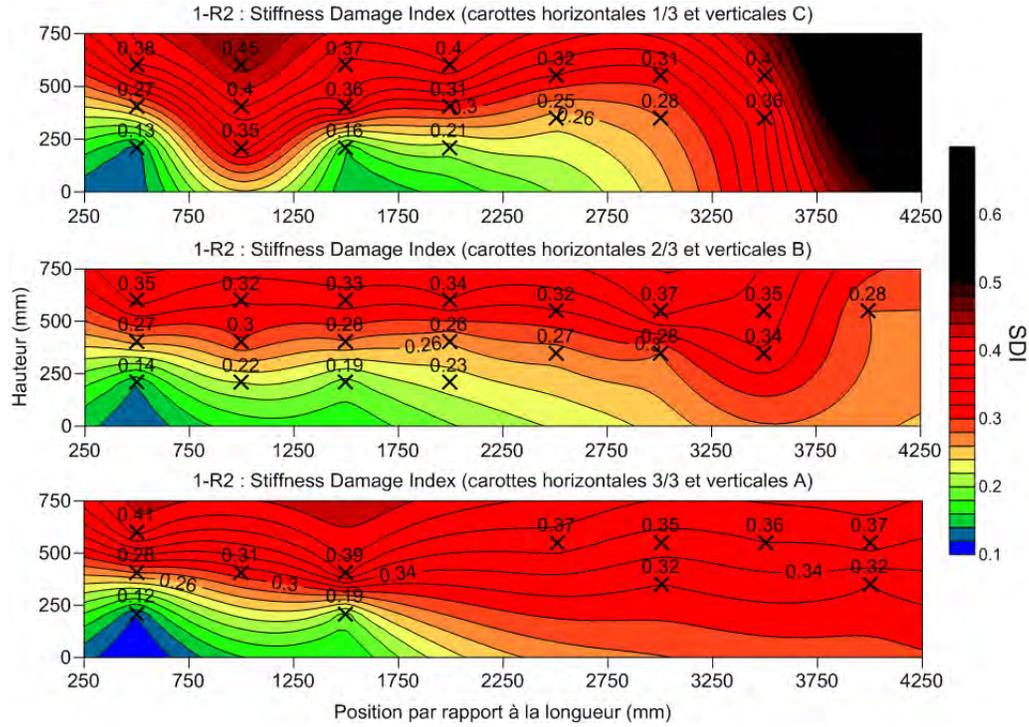


Figure 162 : Représentations spatiales de l'endommagement à l'aide des résultats de SDI de la dalle 1-R2 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.4.2 Série 2

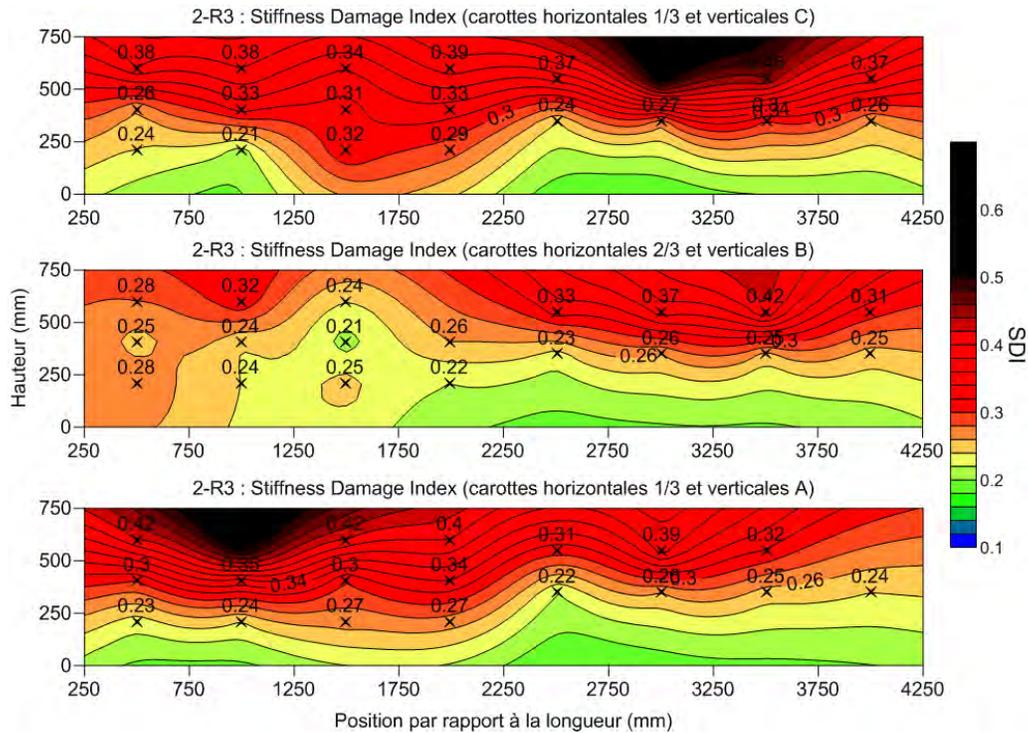


Figure 163 : Représentations spatiales de l'endommagement à l'aide des résultats de SDI de la dalle 2-R3 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.5 Représentation de l'endommagement selon le DRI

Annexe E.5.1 Série 1

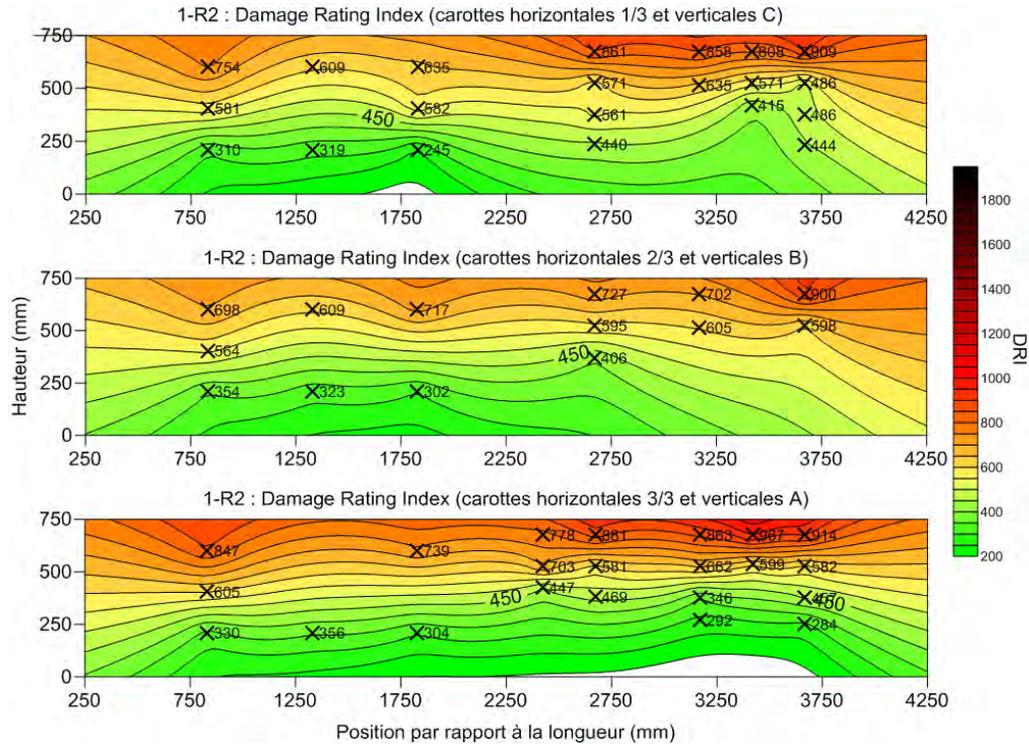


Figure 164 : Représentations spatiales de l'endommagement à l'aide des résultats de DRI de la dalle 1-R2 selon les plans verticaux de la Figure 155.

Annexe E.5.2 Série 2

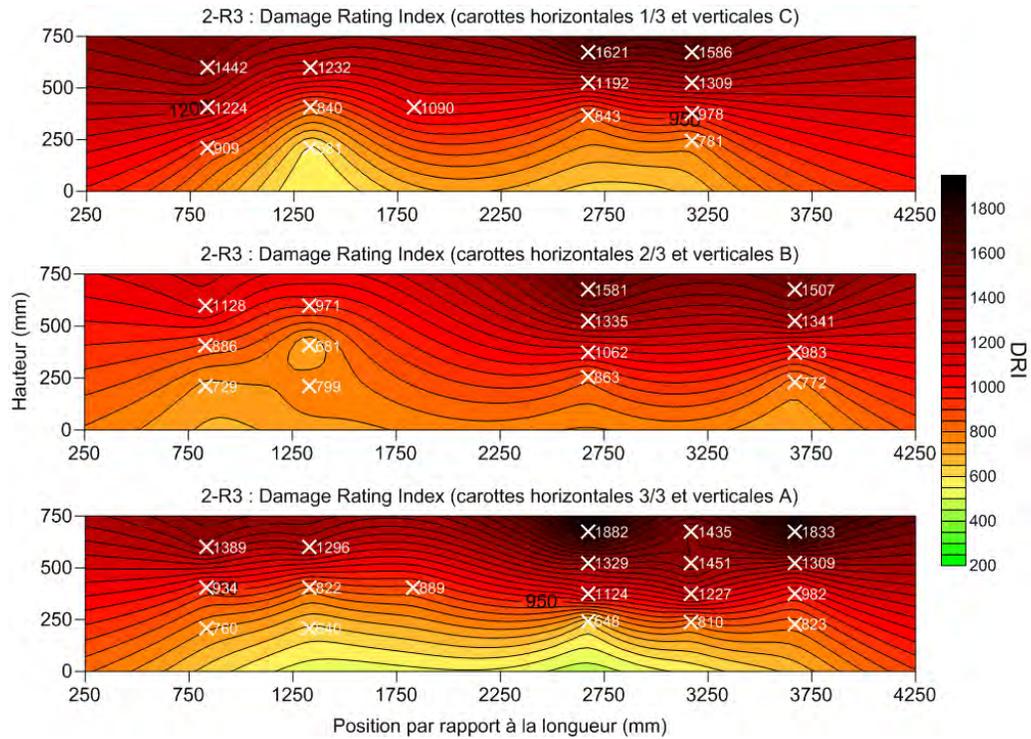


Figure 165 : Représentations spatiales de l'endommagement à l'aide des résultats de DRI de la dalle 2-R3 selon les plans verticaux de la Figure 155.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ANNEXE F
PROPRIÉTÉS DE L'ACIER D'ARMATURE

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Courbe de contrainte-déformation pour les essais de traction réalisés sur des barres d'armature 15M et 25M (Figure 166 et Figure 167).

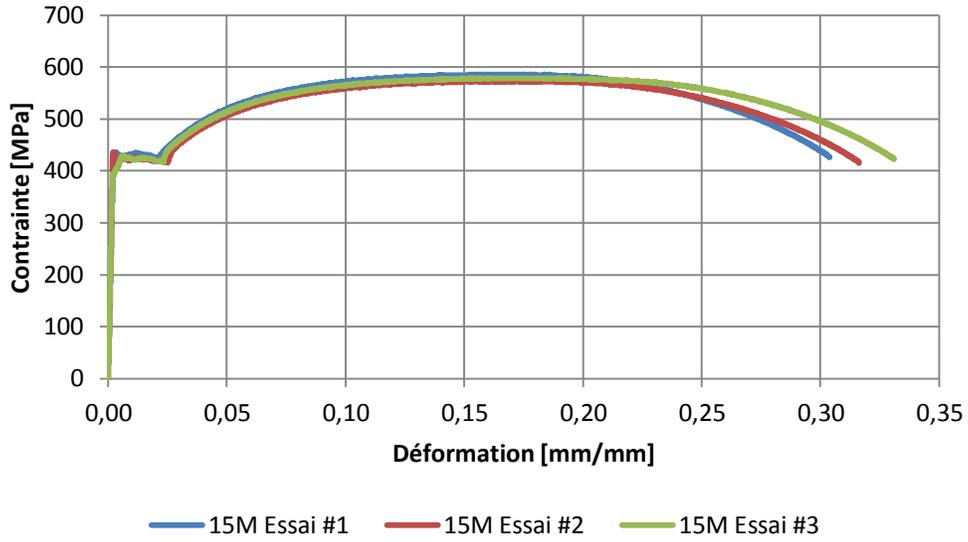


Figure 166 : Courbe contrainte-déformation pour les barres d'armature 15M.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

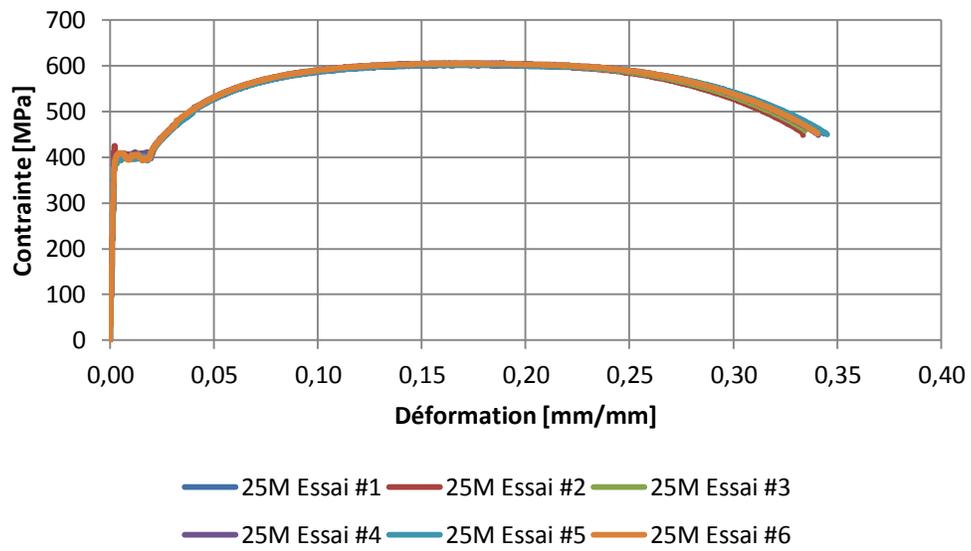


Figure 167 : Courbe contrainte-déformation pour les barres d'armature 25M.

ANNEXE G
RÉSULTATS D'EXPANSION

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

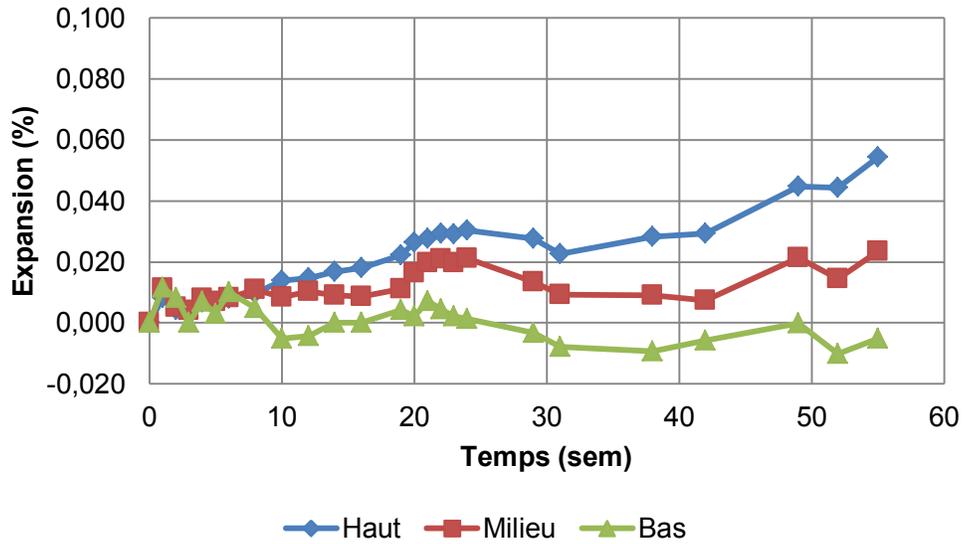
Annexe G.1 Expansion (plots)

Annexe G.1.1 Série 1

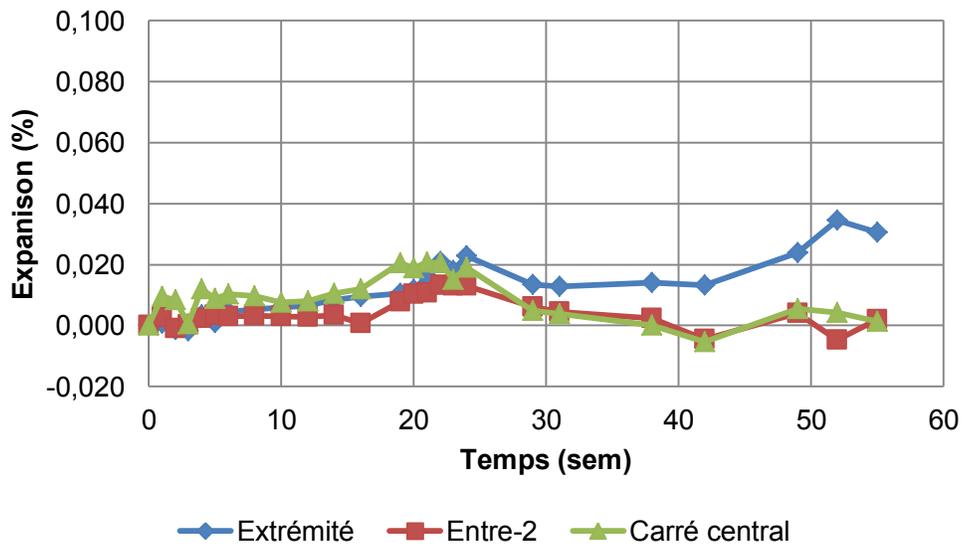
Pour la première série de dalles, les mesures d'expansion étaient effectuées à des endroits ponctuels et les courbes d'expansion présentées dans les prochaines figures sont des moyennes calculées à partir des différentes séries de mesures effectuées sur le *côté*, le *sommet* et l'*extrémité* des dalles.

Afin de bien comprendre, les expansions auxquelles correspondent les différentes courbes d'expansion, se référer à la Figure 71.

Dalle 1-R1

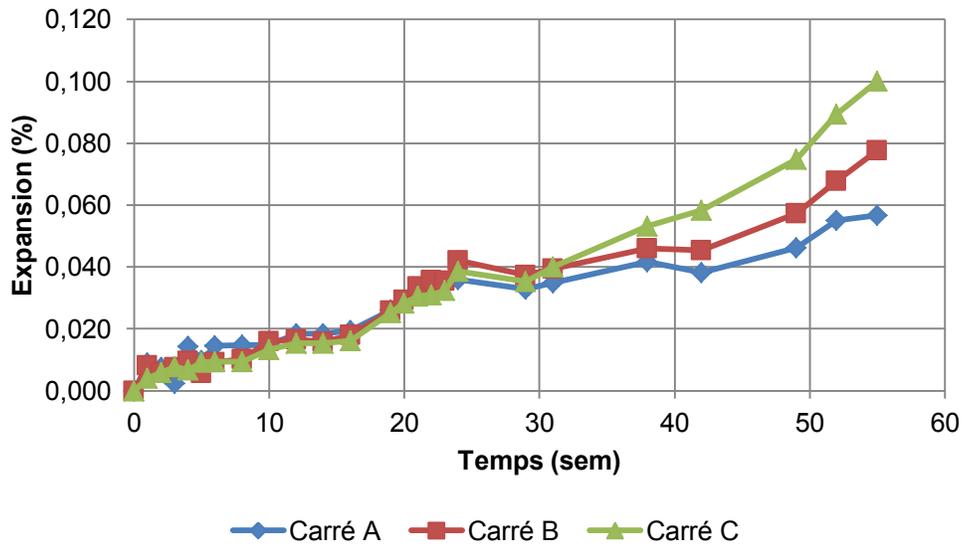


A) Expansion longitudinale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-R1.

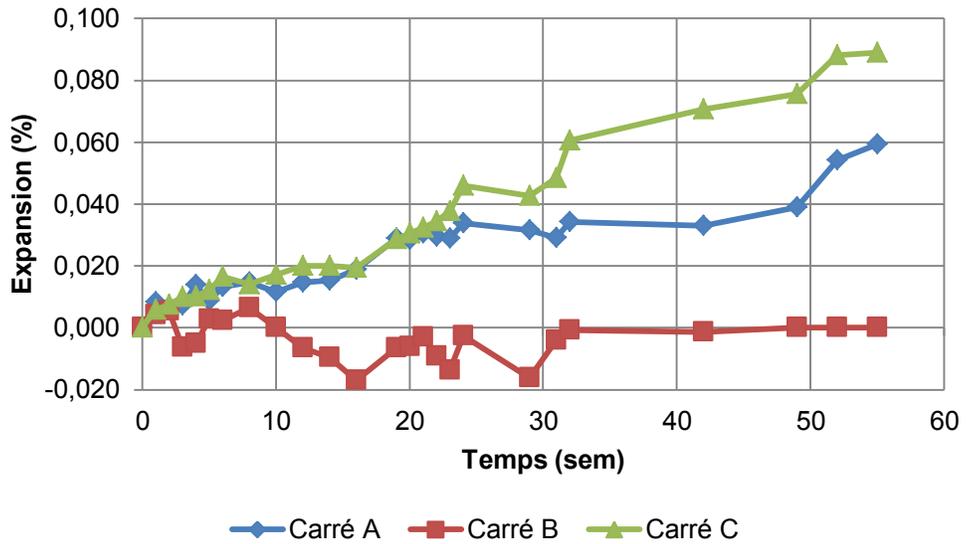


B) Expansion verticale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-R1.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

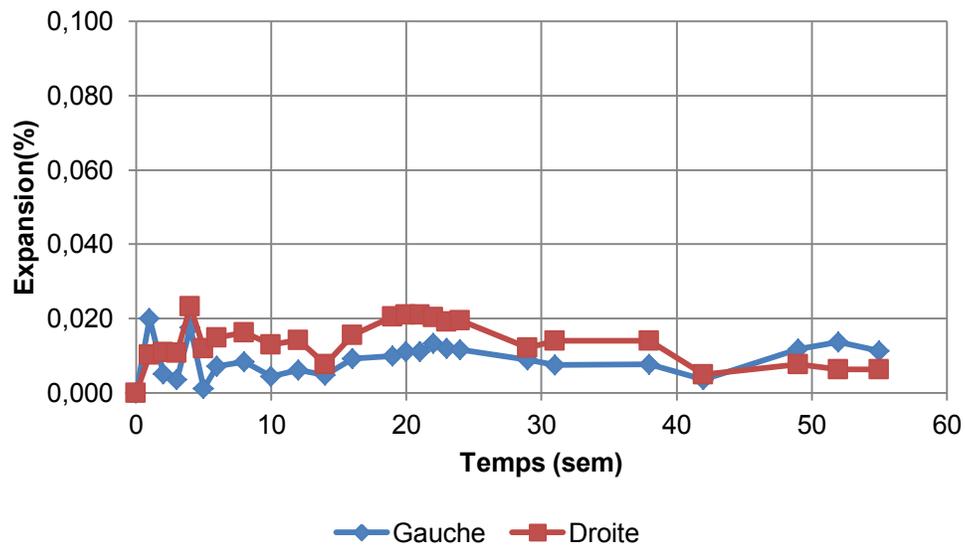


C) Expansion longitudinale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-R1.



D) Expansion transversale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-R1.

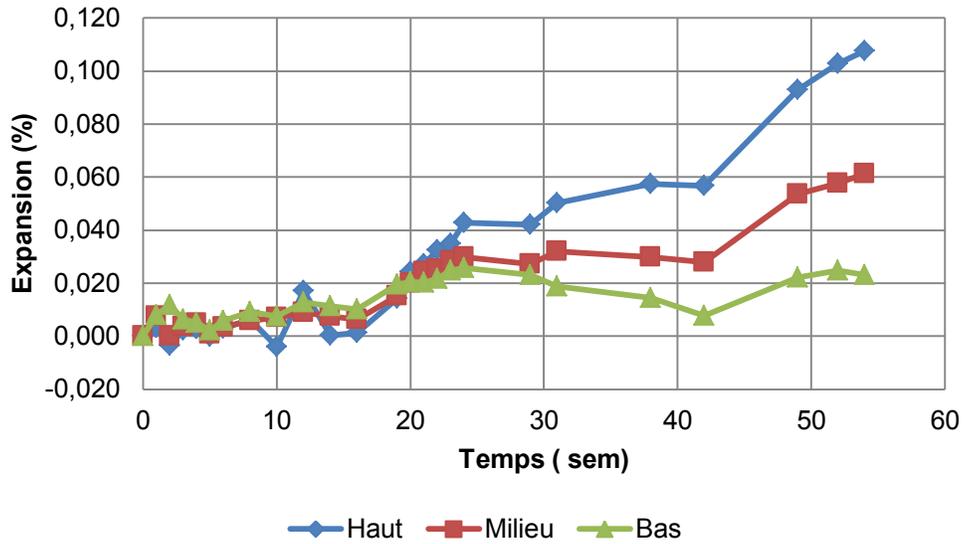
ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



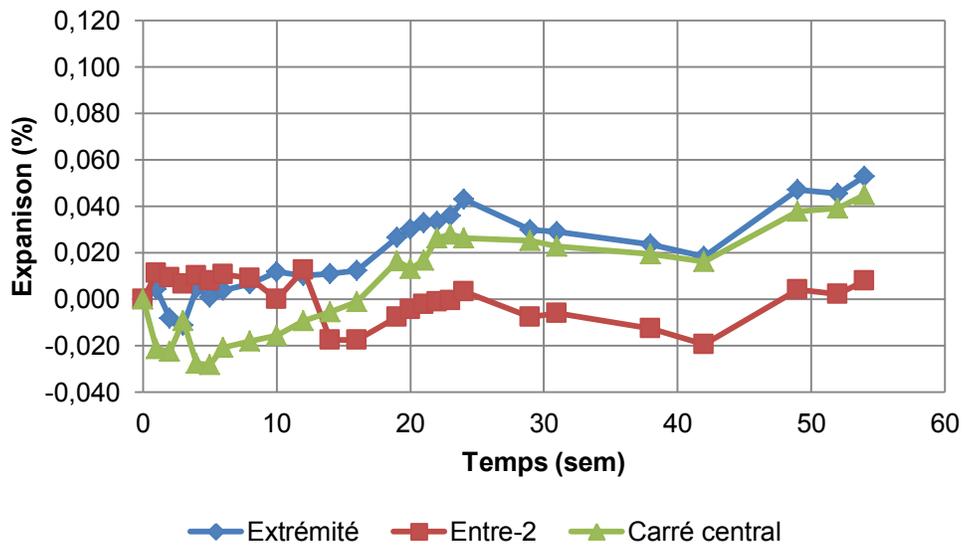
E) Expansion verticale, vue de l'extrémité pour la dalle 1-R1.

Figure 168 : Résultats d'expansion de la dalle 1-R1. Un plan des zones de mesures peut être consulté à la Figure 54.

Dalle 1-R3

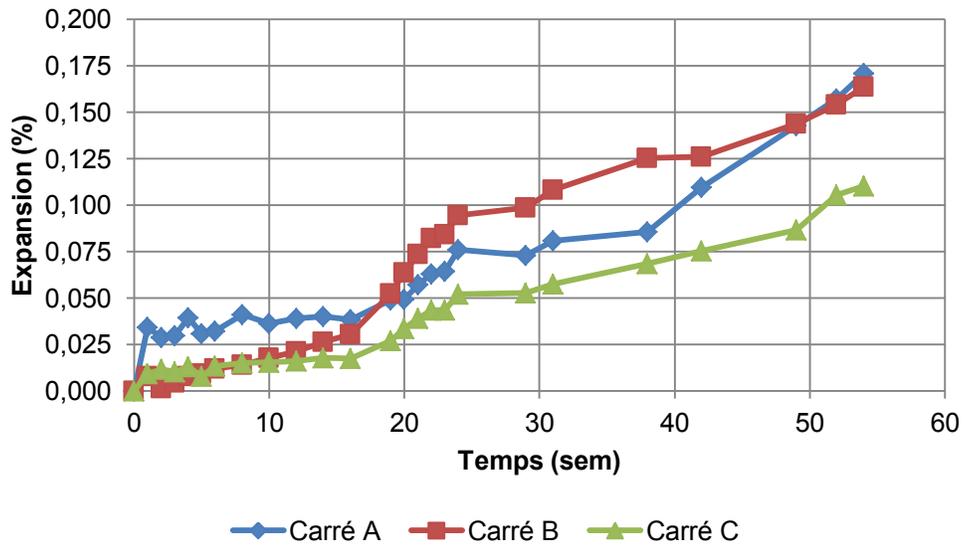


A) Expansion longitudinale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-R3.

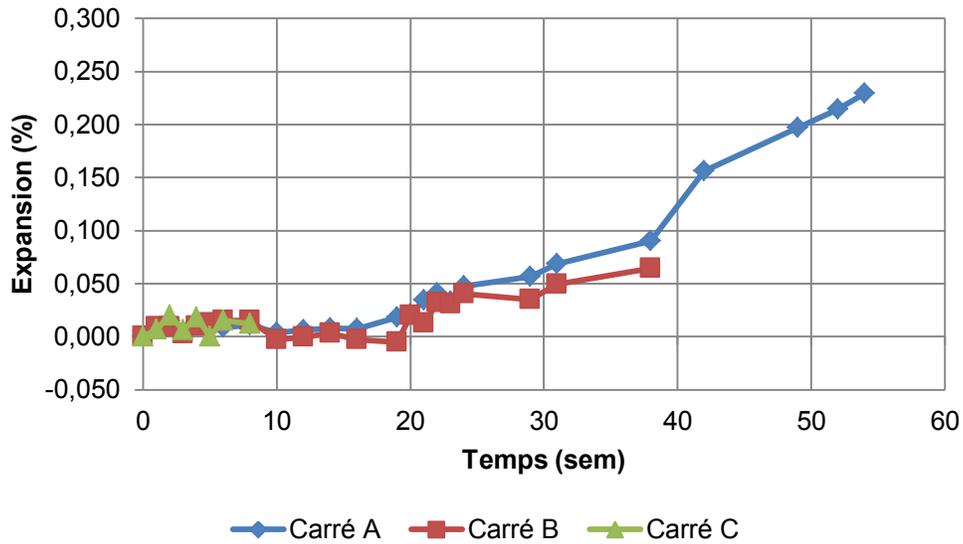


B) Expansion verticale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-R3.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

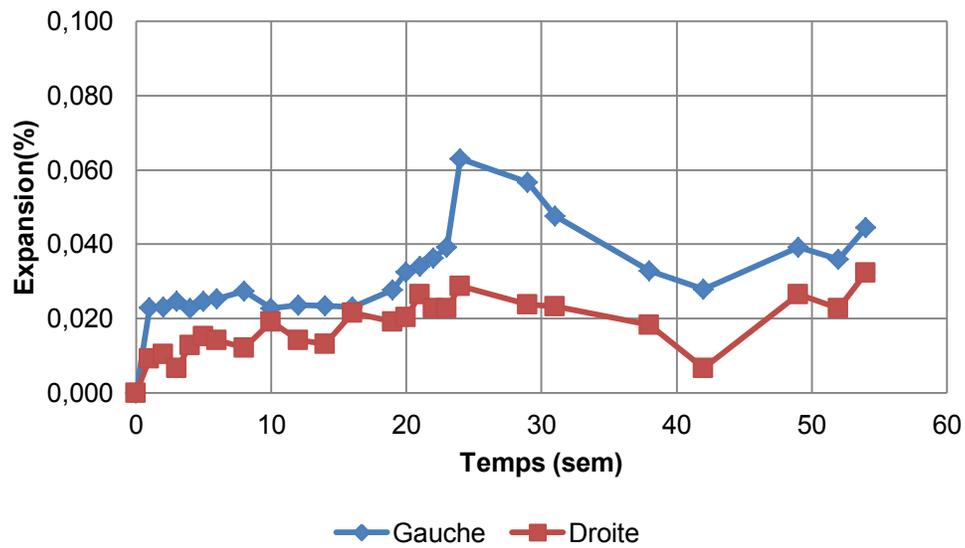


C) Expansion longitudinale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-R3.



D) Expansion transversale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-R3.

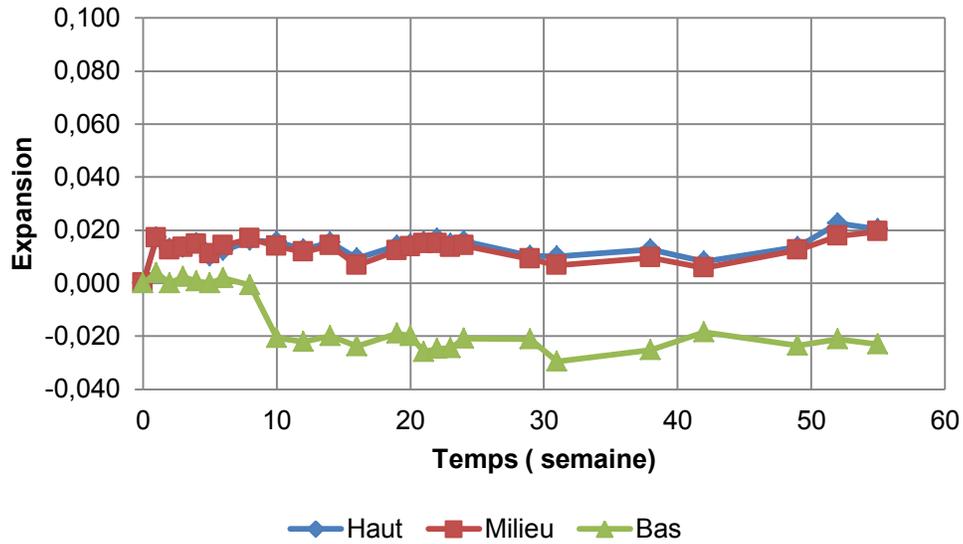
ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



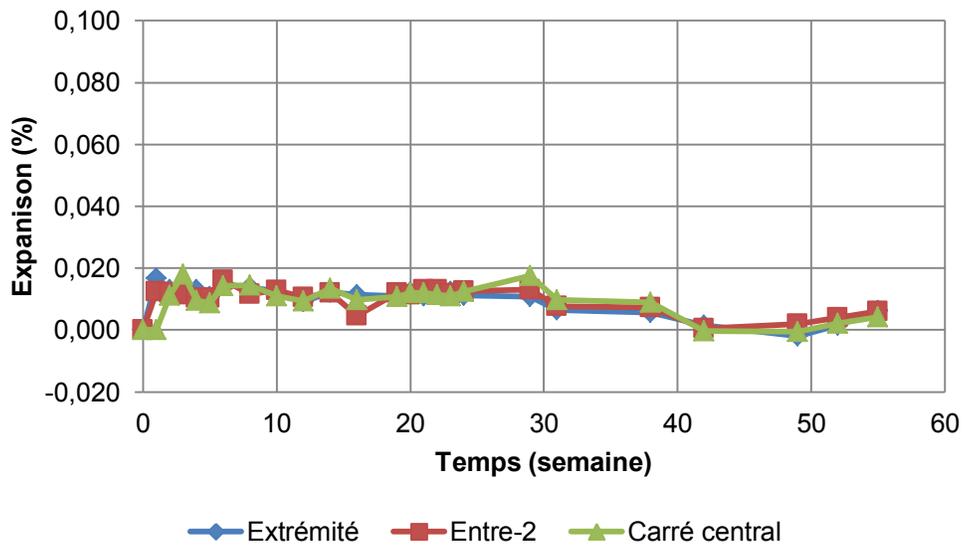
E) Expansion verticale, vue de l'extrémité pour la dalle 1-R3.

Figure 169 : Résultats d'expansion pour la dalle 1-R3. Un plan des zones de mesures peut être consulté à la Figure 54.

Dalle 1-NR

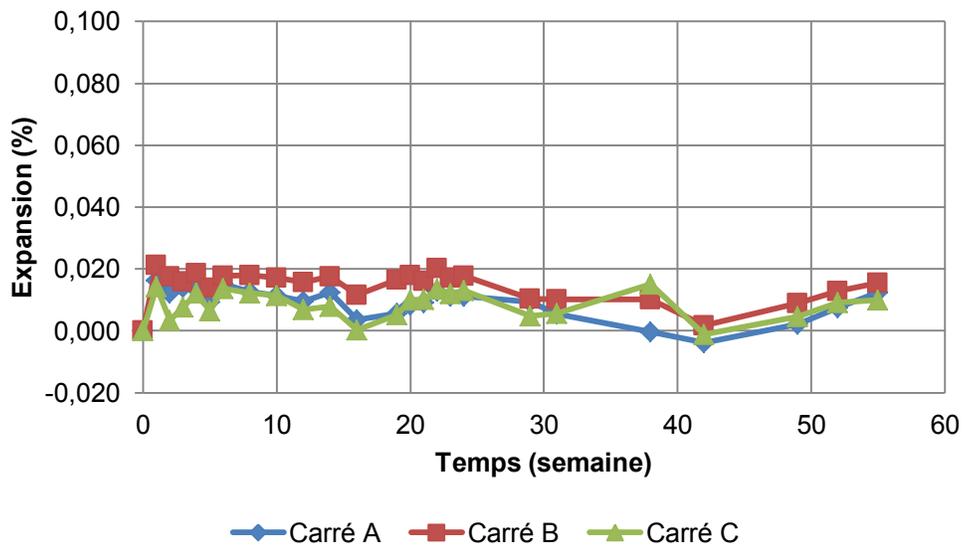


A) Expansion longitudinale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-NR.

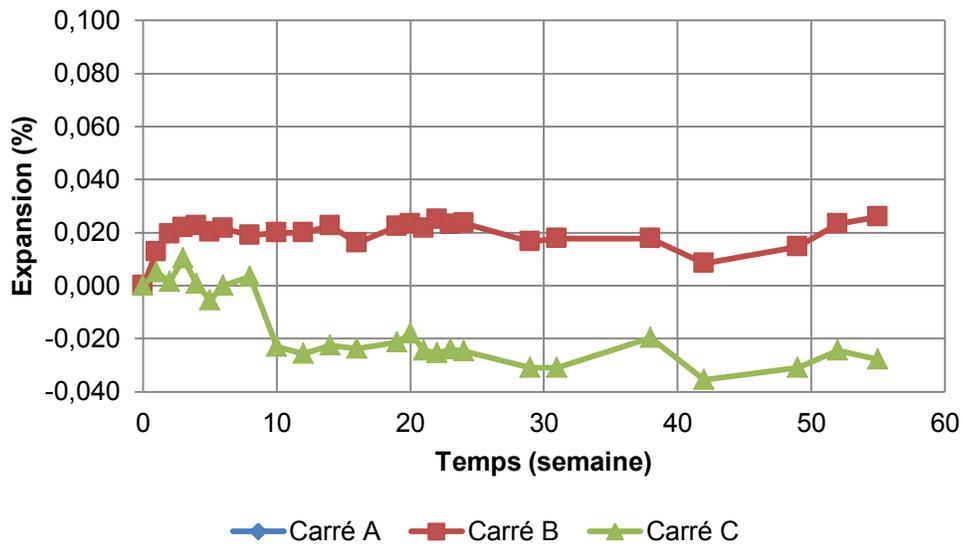


B) Expansion verticale moyenne, vue de face (côté) pour la dalle 1-NR.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

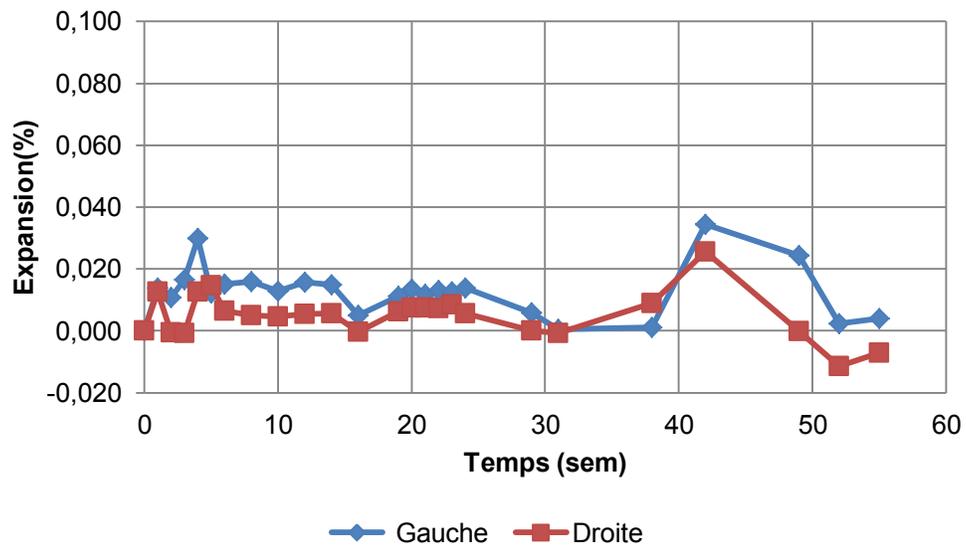


C) Expansion longitudinale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-NR.



D) Expansion transversale moyenne, vue du dessus (top) pour la dalle 1-NR.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

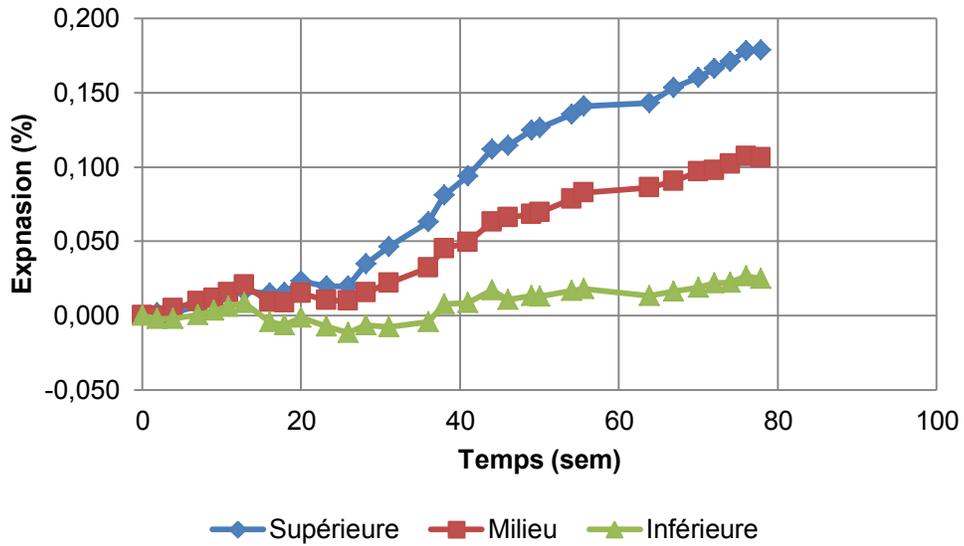


E) Expansion verticale, vue de l'extrémité pour la dalle 1-NR.

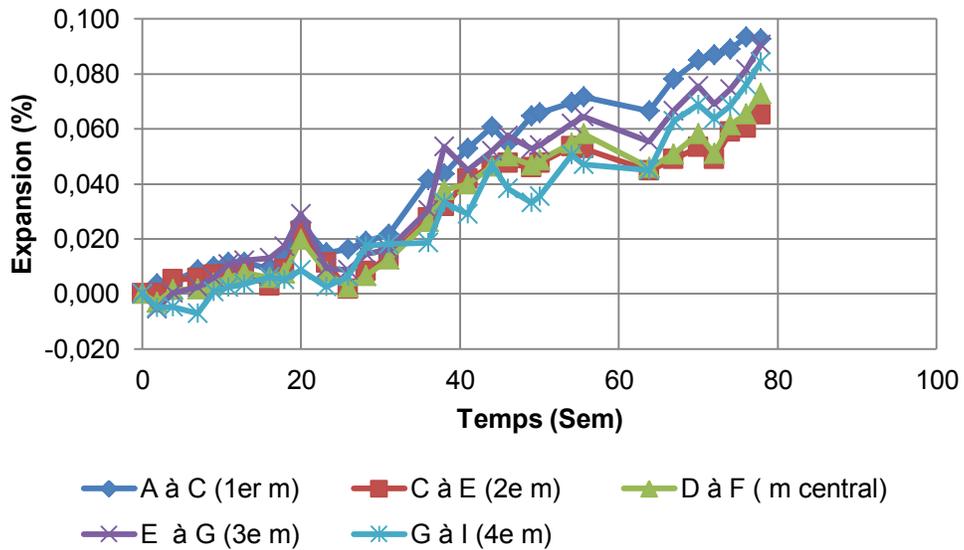
Figure 170 : Résultats d'expansion de la dalle 1-NR. Un plan des zones de mesures peut être consulté à la Figure 54.

Annexe G.1.2 Série 2

Dalle 2-R1

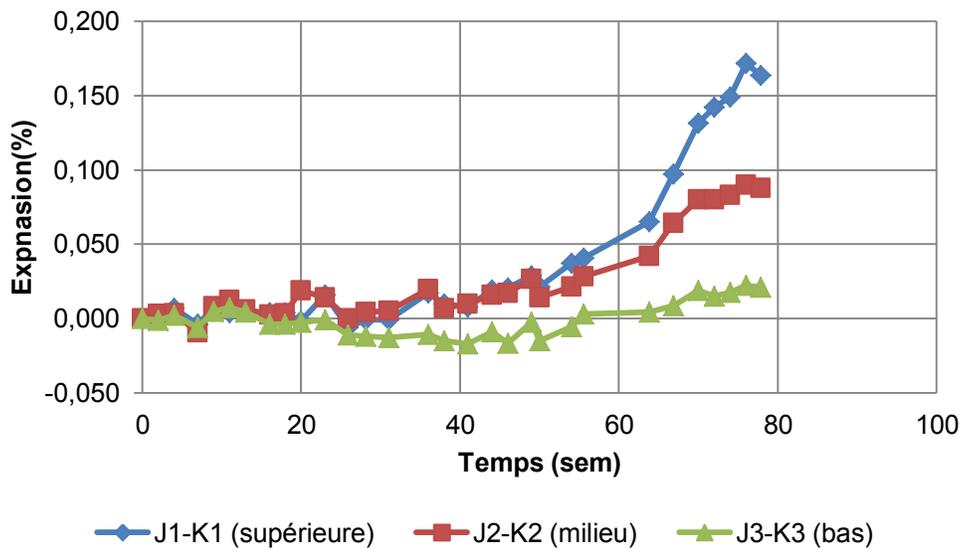


A) Expansion longitudinale moyenne, face de côté pour la dalle 2-R1.

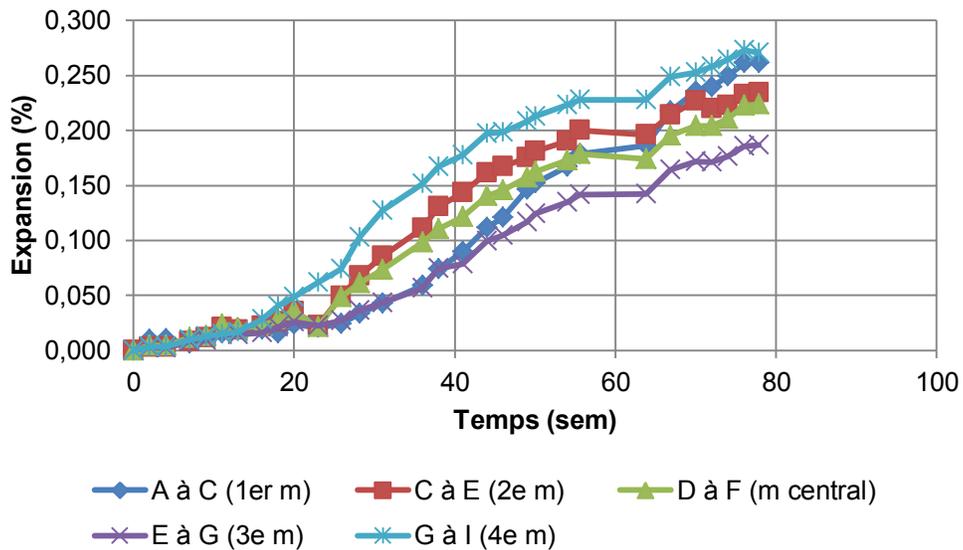


B) Expansion verticale moyenne, face de côté pour la dalle 2-R1

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

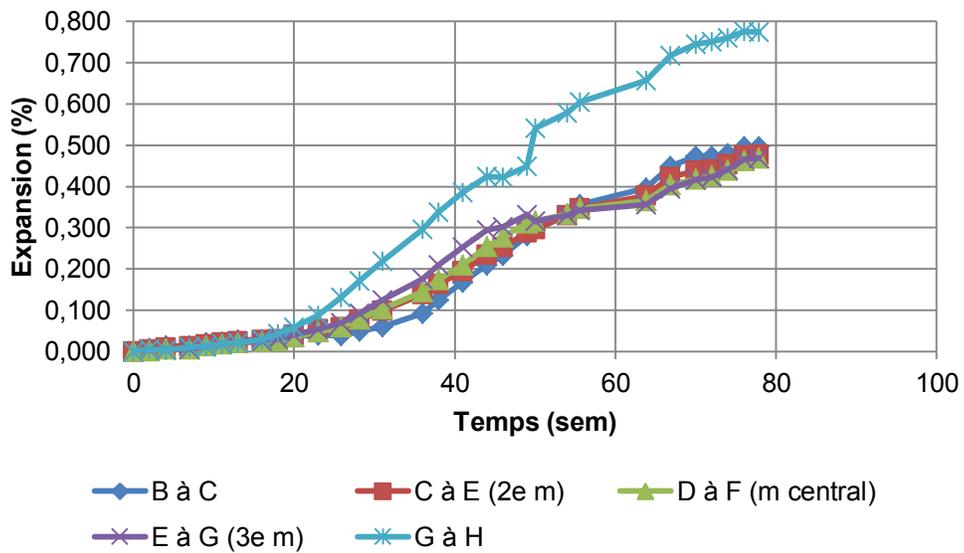


C) Expansion transversale moyenne, face d'extrémité pour la dalle 2-R1.

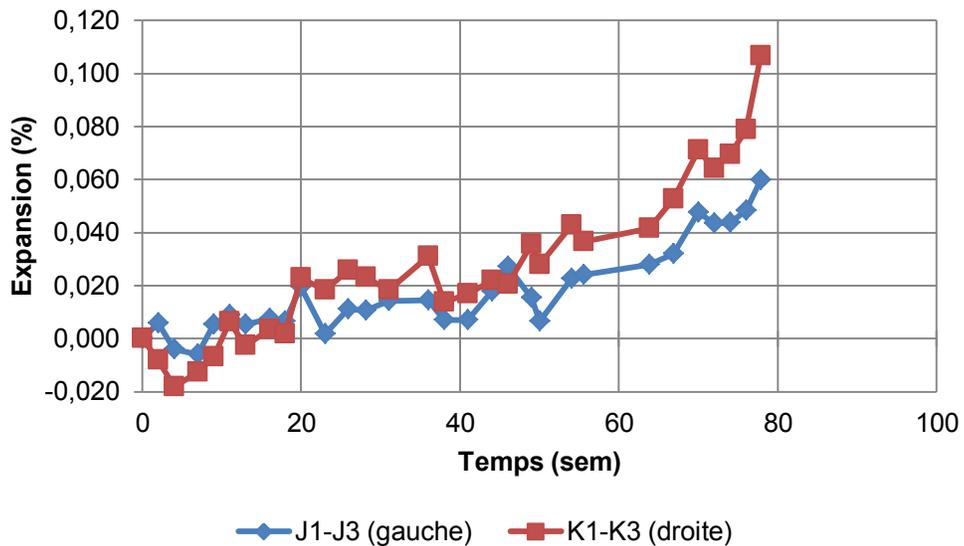


D) Expansion longitudinale moyenne, face du dessus pour la dalle 2-R1.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



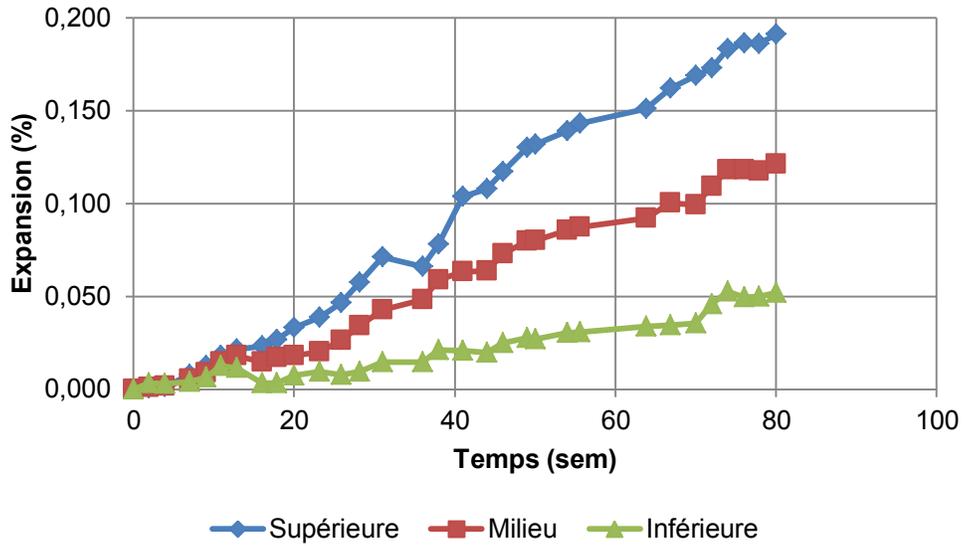
E) Expansion transversale moyenne, face du dessus pour la dalle 2-R1.



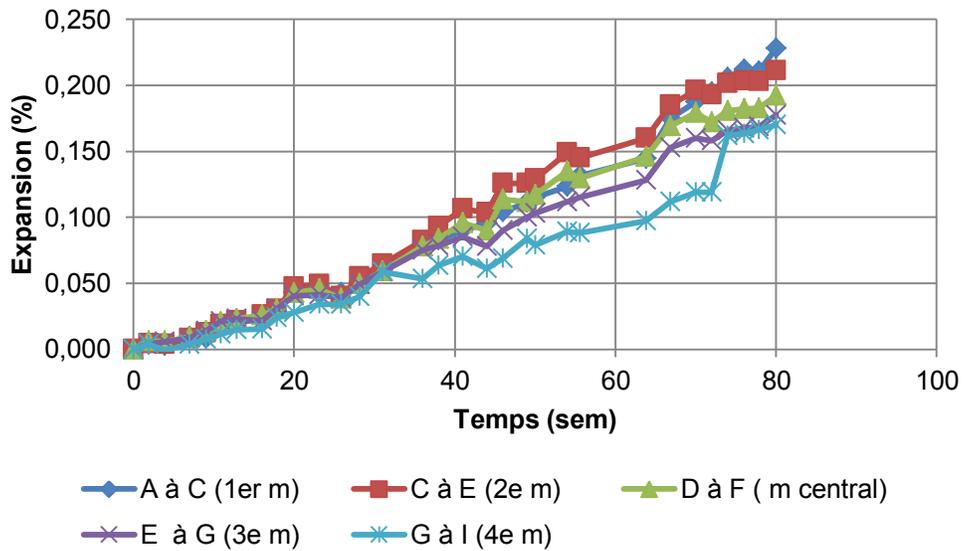
F) Expansion verticale moyenne, face d'extrémité pour la dalle 2-R1.

Figure 171 : Résultats d'expansion de la dalle 2-R1. Un plan des zones de mesures peut être consulté à la Figure 55.

Dalle 2-R2

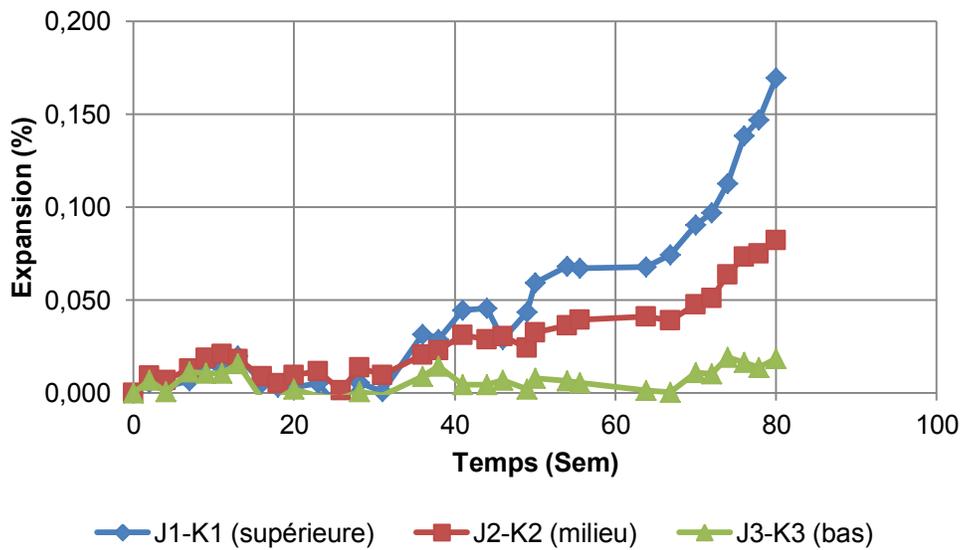


A) Expansion longitudinale moyenne, face de côté pour la dalle 2-R2.

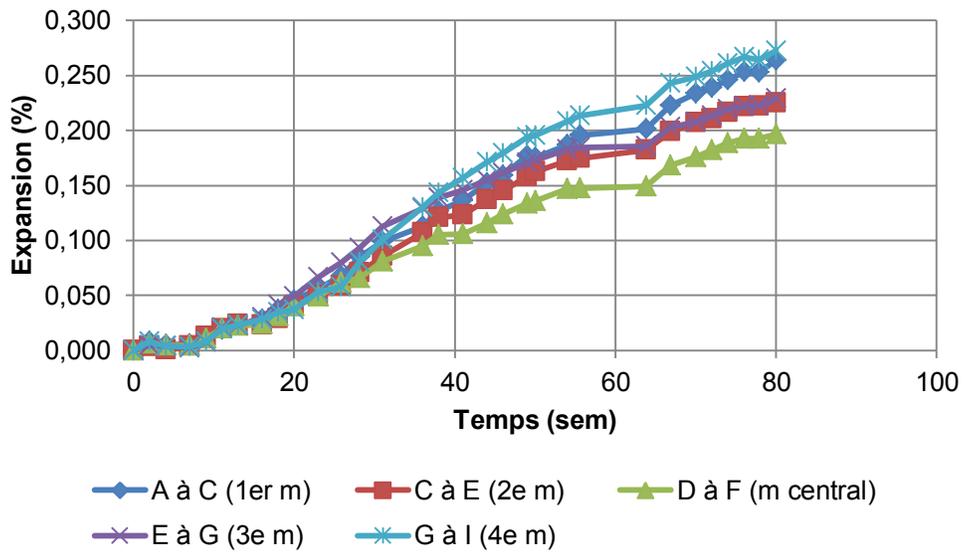


B) Expansion verticale moyenne, face de côté pour la dalle 2-R2.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

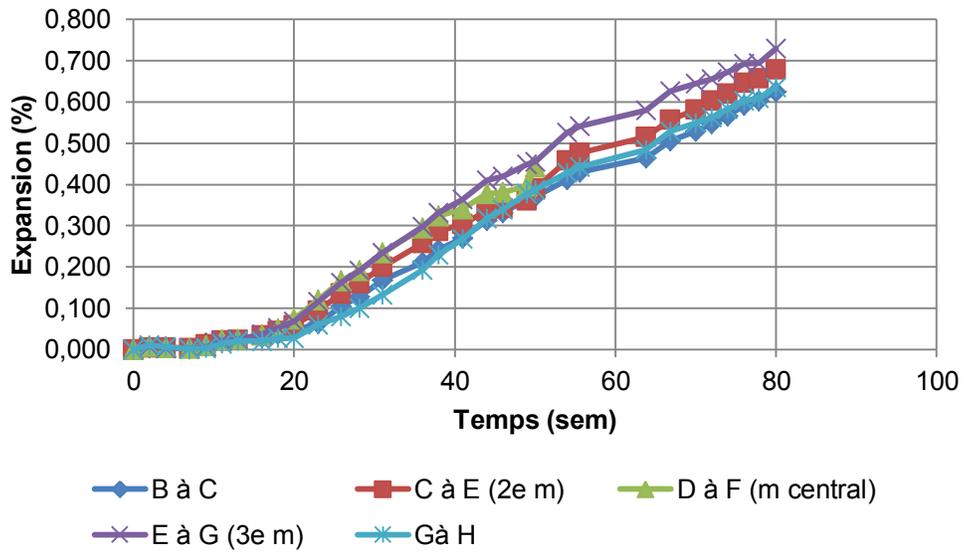


C) Expansion transversale moyenne, face d'extrémité pour la dalle 2-R2.

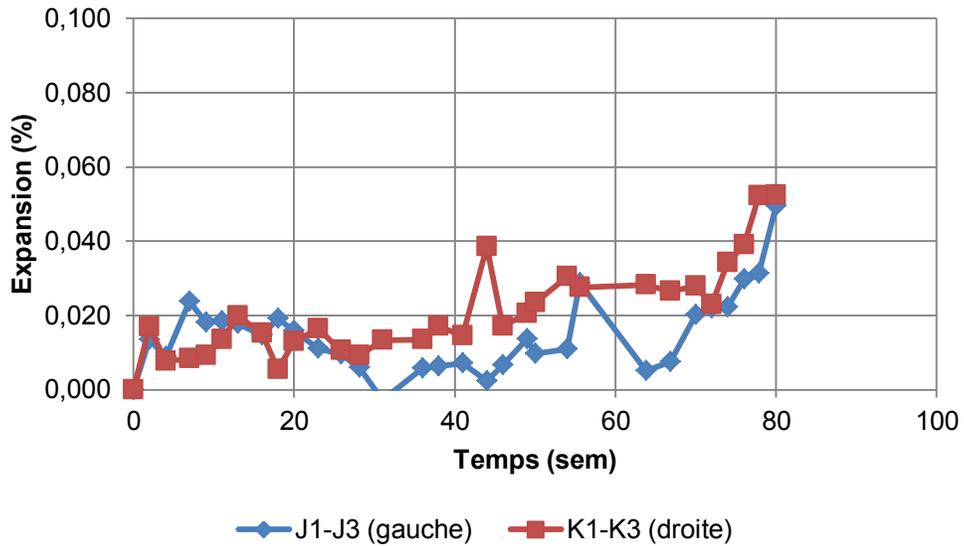


D) Expansion longitudinale moyenne, face du dessus pour la dalle 2-R2.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



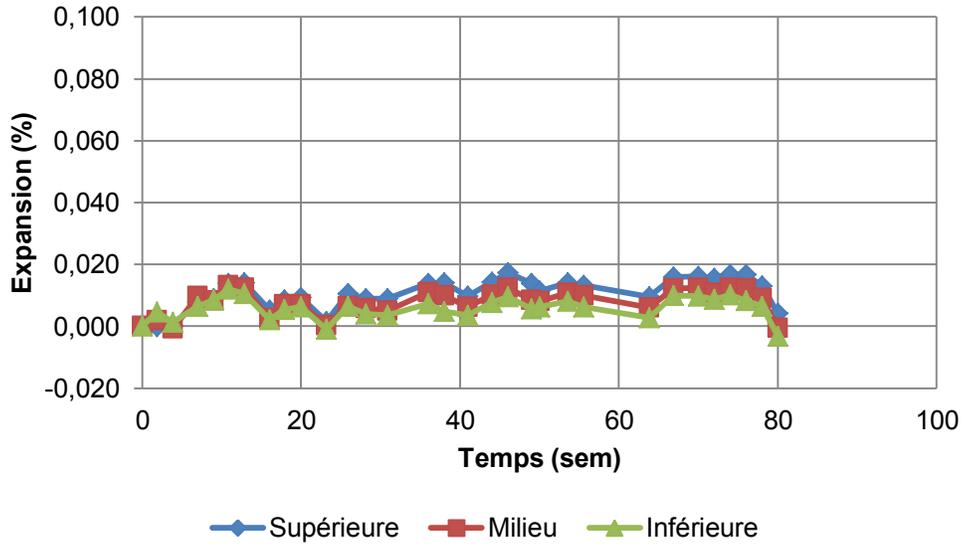
E) Expansion transversale moyenne, face du dessus pour la dalle 2-R2.



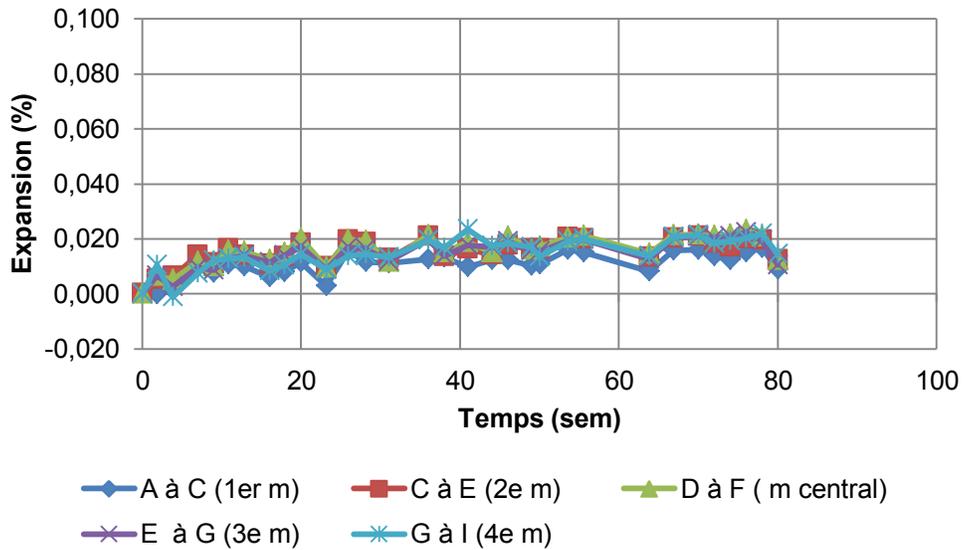
F) Expansion verticale moyenne, face d'extrémité pour la dalle 2-R2.

Figure 172 : Résultats d'expansion de la dalle 2-R2. Un plan des zones de mesures peut être consulté à la Figure 55.

Dalle 2-NR

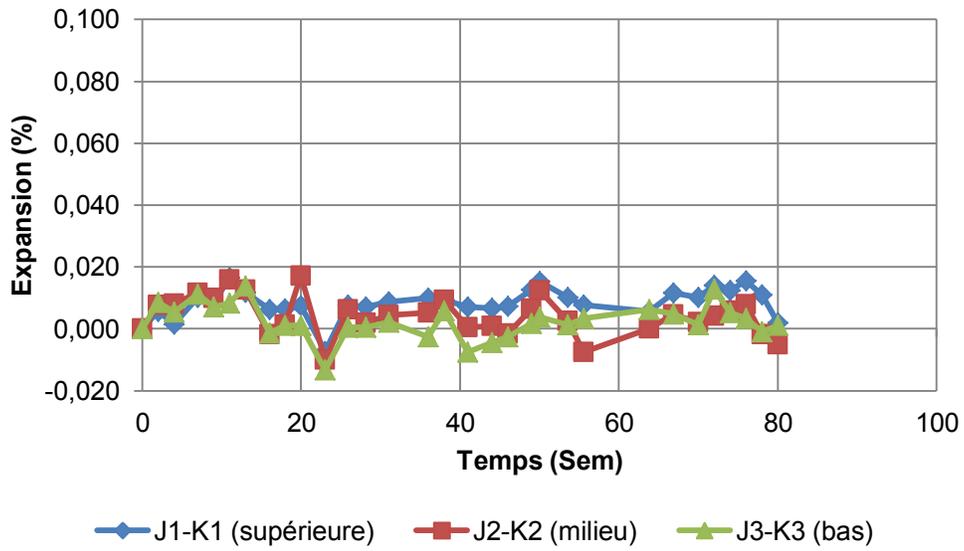


A) Expansion longitudinale moyenne, face de côté pour la dalle 2-NR.

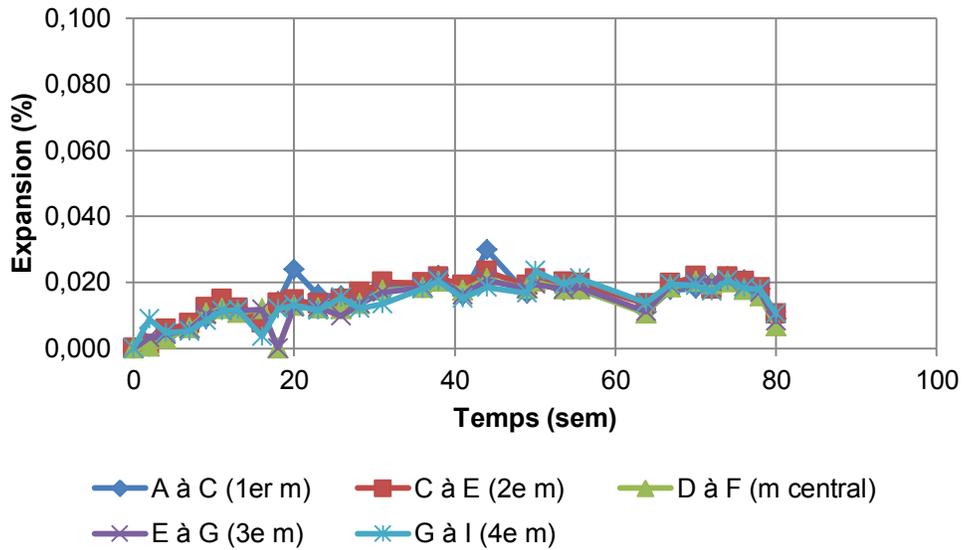


B) Expansion verticale moyenne, face de côté pour la dalle 2-NR.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

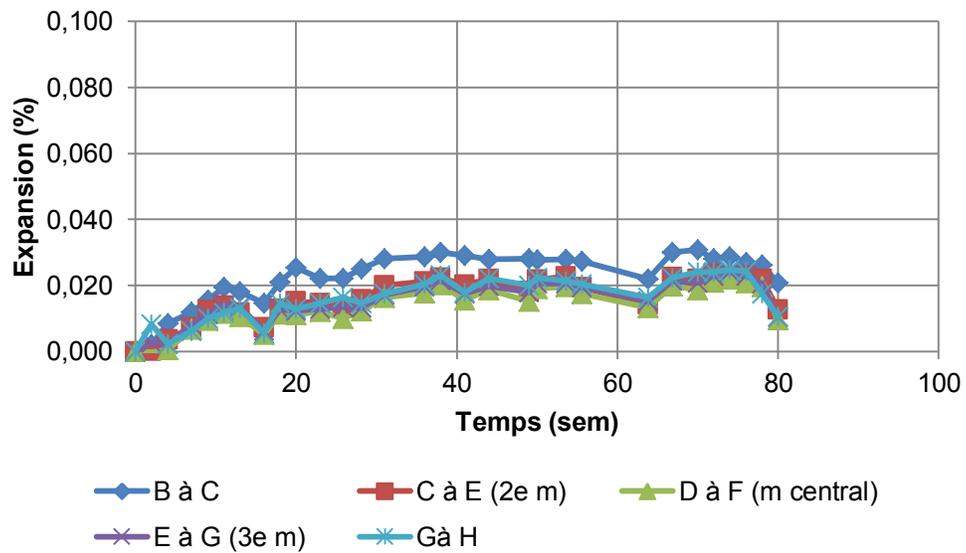


C) Expansion transversale moyenne, face d'extrémité pour la dalle 2-NR.

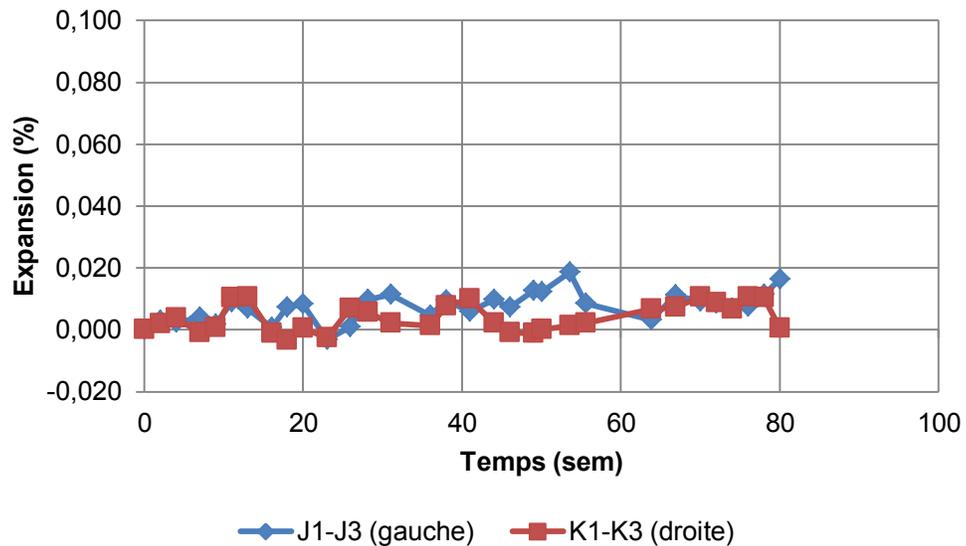


D) Expansion longitudinale moyenne, face du dessus pour la dalle 2-NR.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE



E) Expansion transversale moyenne, face du dessus pour la dalle 2-NR.



F) Expansion verticale moyenne, face d'extrémité pour la dalle 2-NR.

Figure 173 : Résultats d'expansion de la dalle 2-NR. Un plan des zones de mesures peut être consulté à la Figure 55.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ANNEXE H
ESSAIS STRUCTURAUX

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Annexe H.1 Plan de fissuration

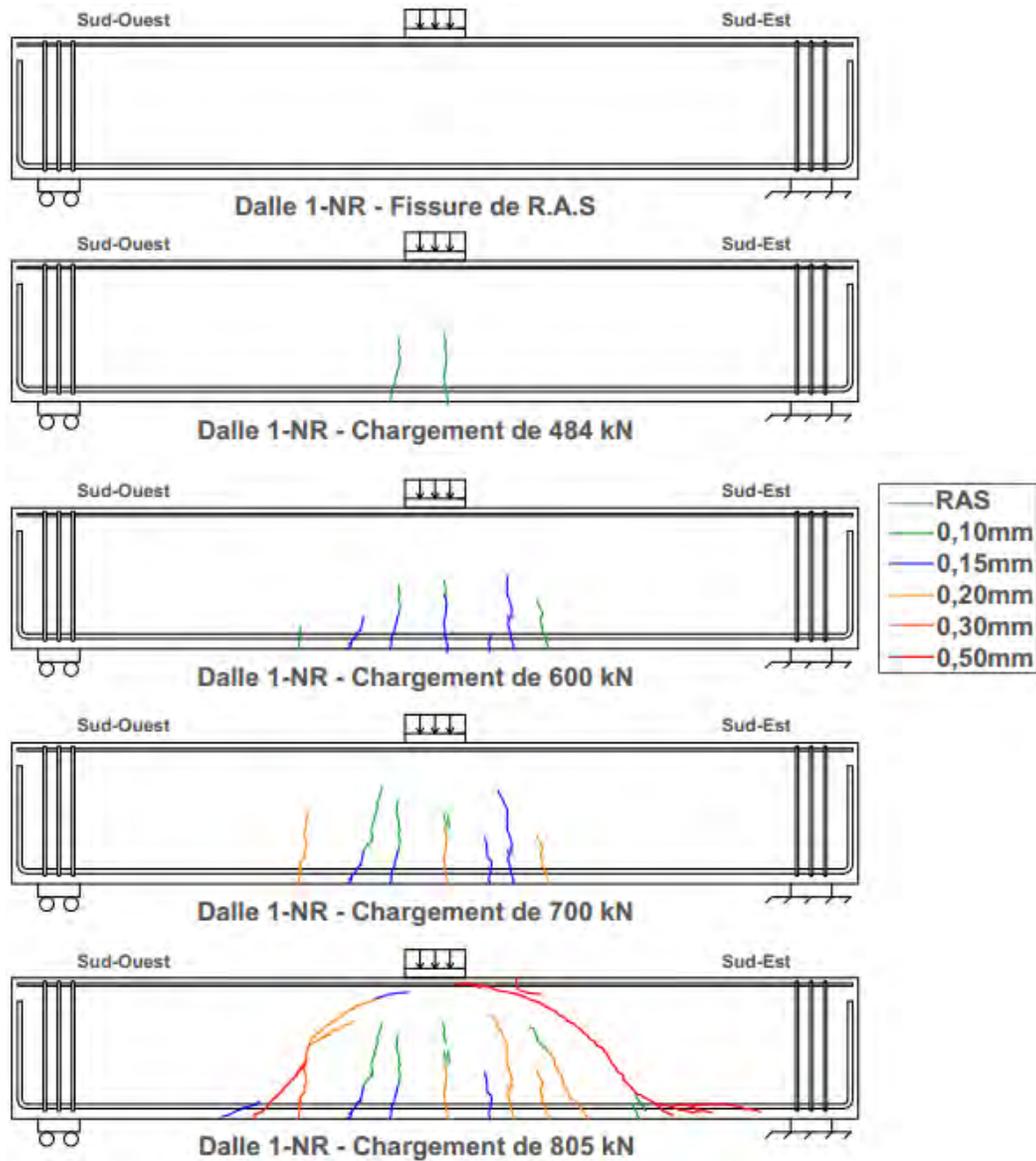


Figure 174 : Fissuration de la dalle 1-NR lors de la phase de chargement. La légende de couleurs donne l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve, i.e. fissures pré-test (associables à la RAS) et fissures issues du chargement.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

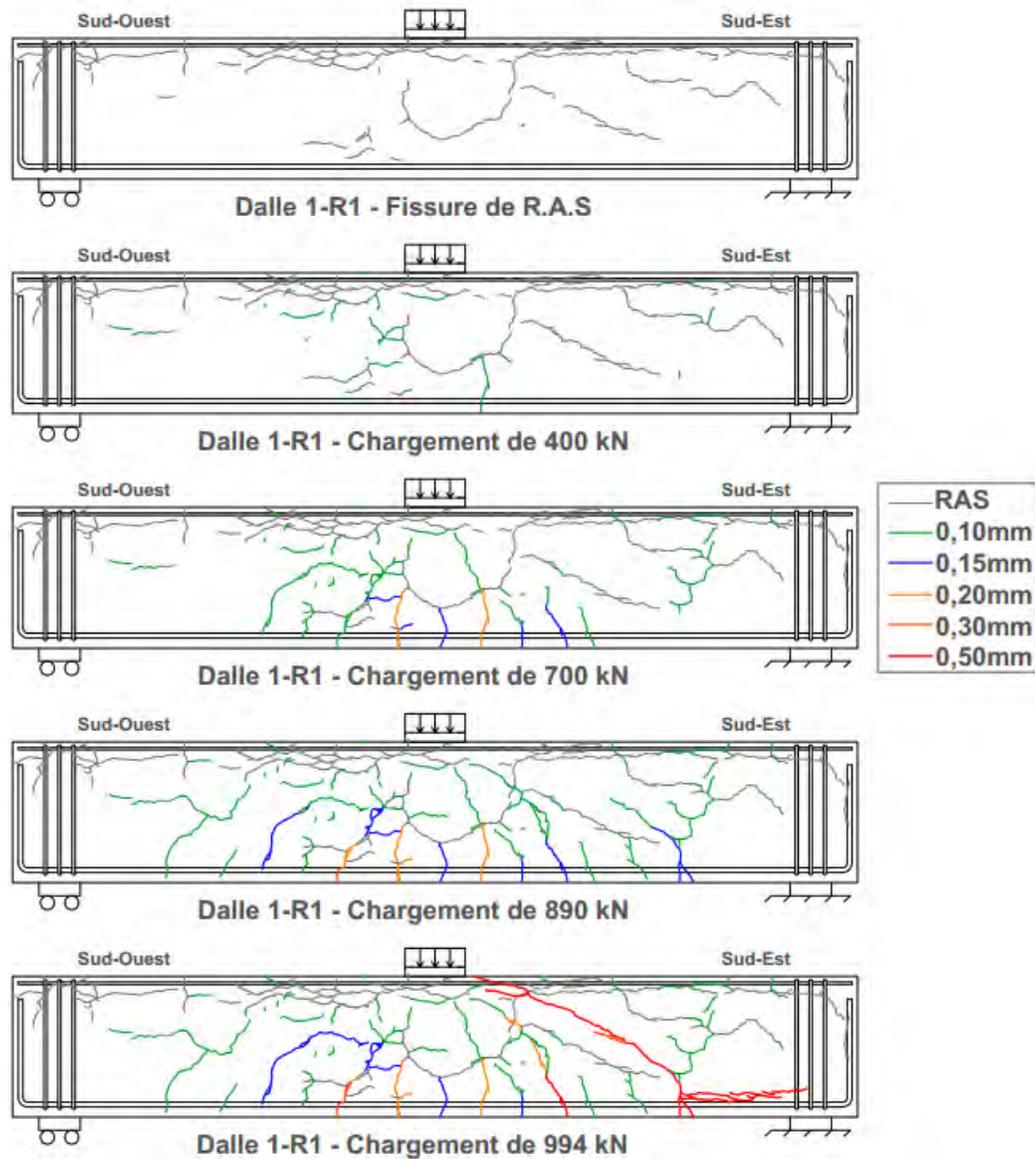


Figure 175 : Fissuration de la dalle 1-R1 lors de la phase de chargement. La légende de couleurs donne l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve, i.e. fissures pré-test (associables à la RAS) et fissures issues du chargement.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

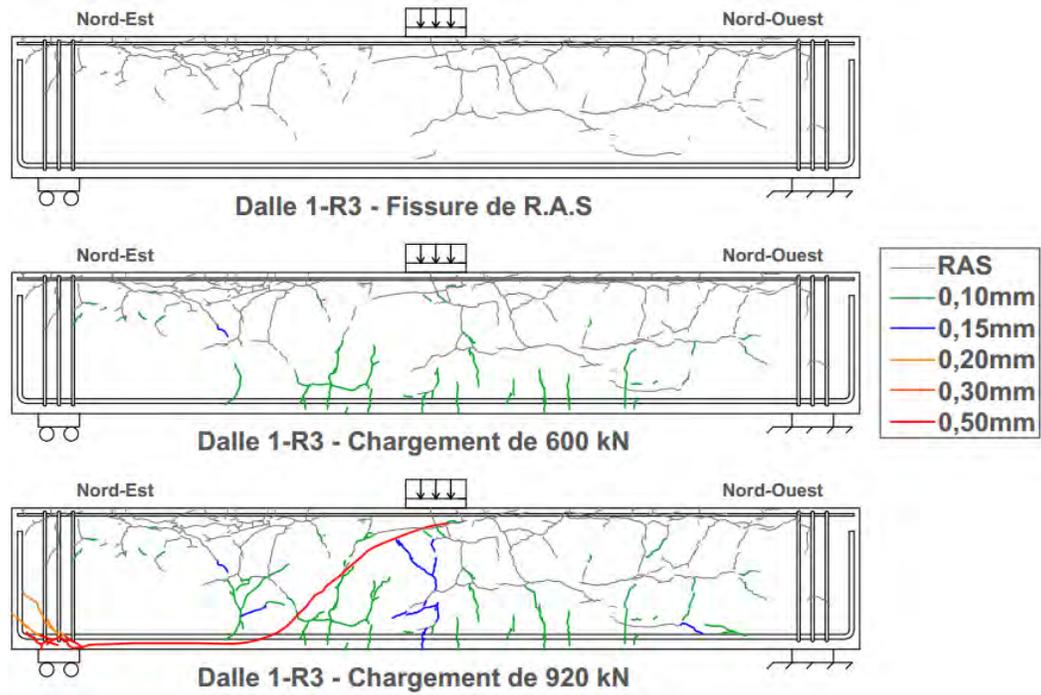


Figure 176 : Fissuration de la dalle 1-R3 lors de la phase de chargement. La légende de couleurs donne l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve, i.e. fissures pré-test (associables à la RAS) et fissures issues du chargement.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

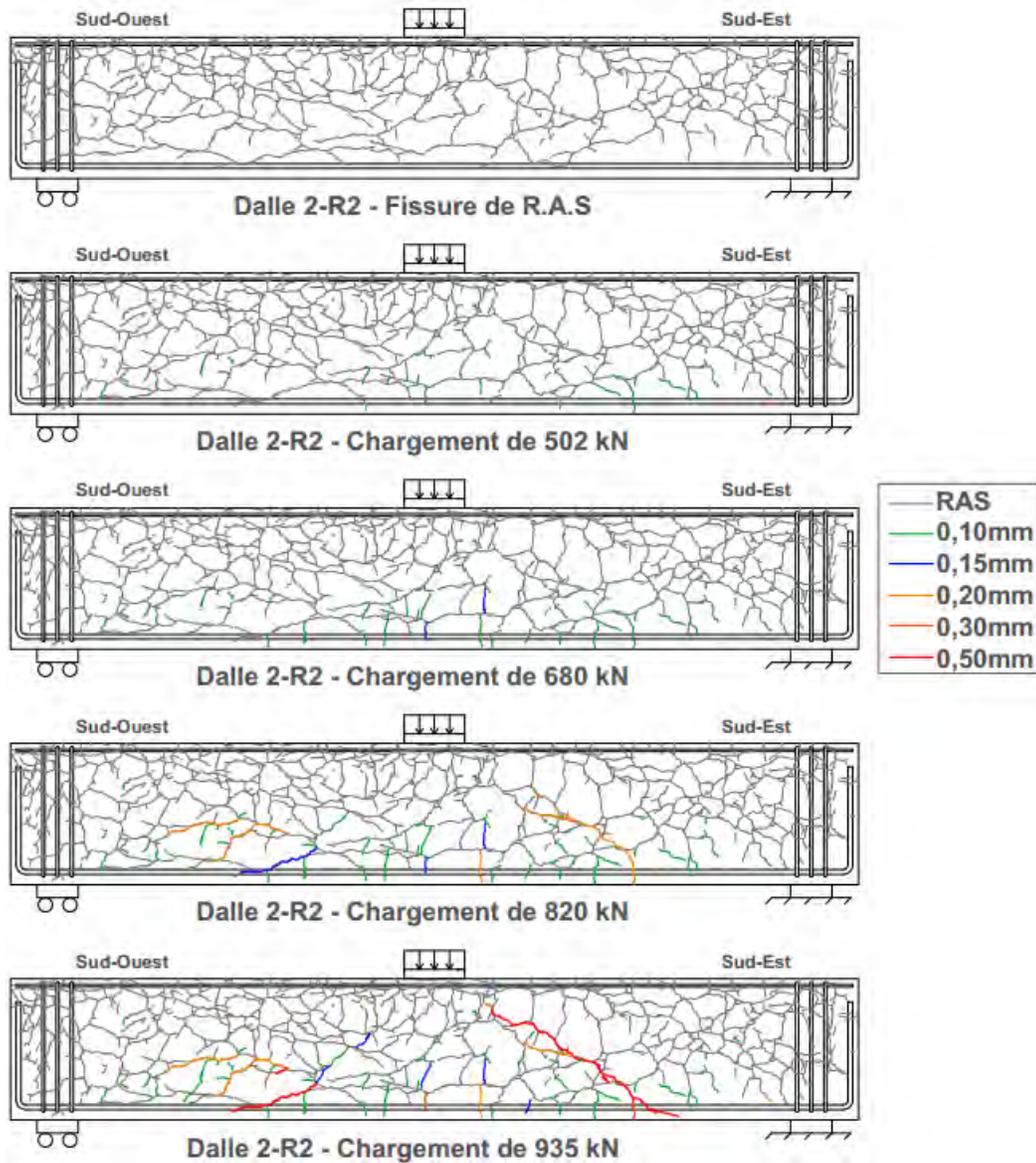


Figure 177 : Fissuration de la dalle 2-R2 lors de la phase de chargement. La légende de couleurs donne l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve, i.e. fissures pré-test (associables à la RAS) et fissures issues du chargement.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

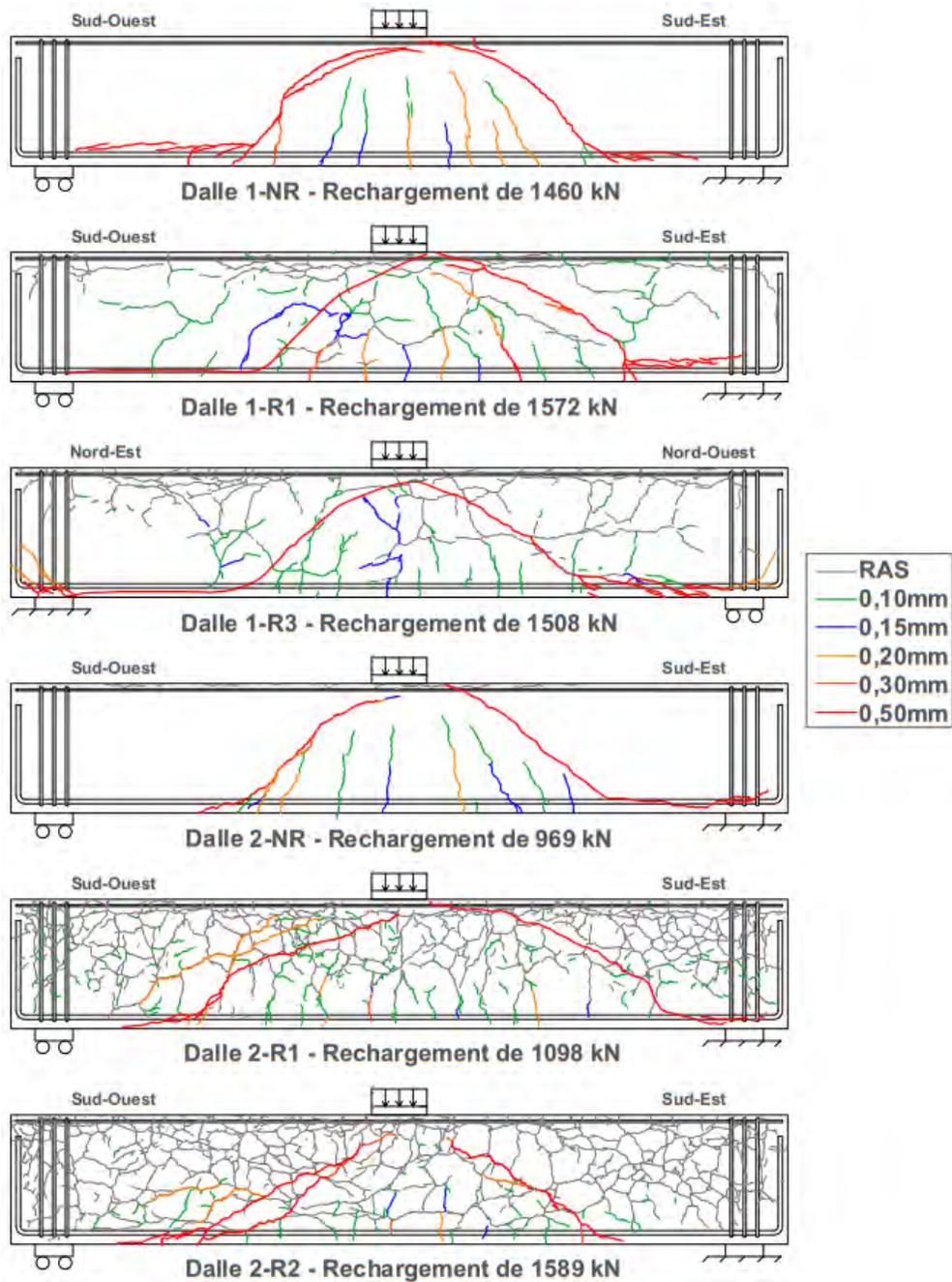


Figure 178 : Fissuration des dalles lors de la phase de rechargement. La légende de couleurs donne l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve, i.e. fissures pré-test (associables à la RAS) et fissures issues du chargement.

Annexe H.2 : Position de la fissure et angle de fissuration

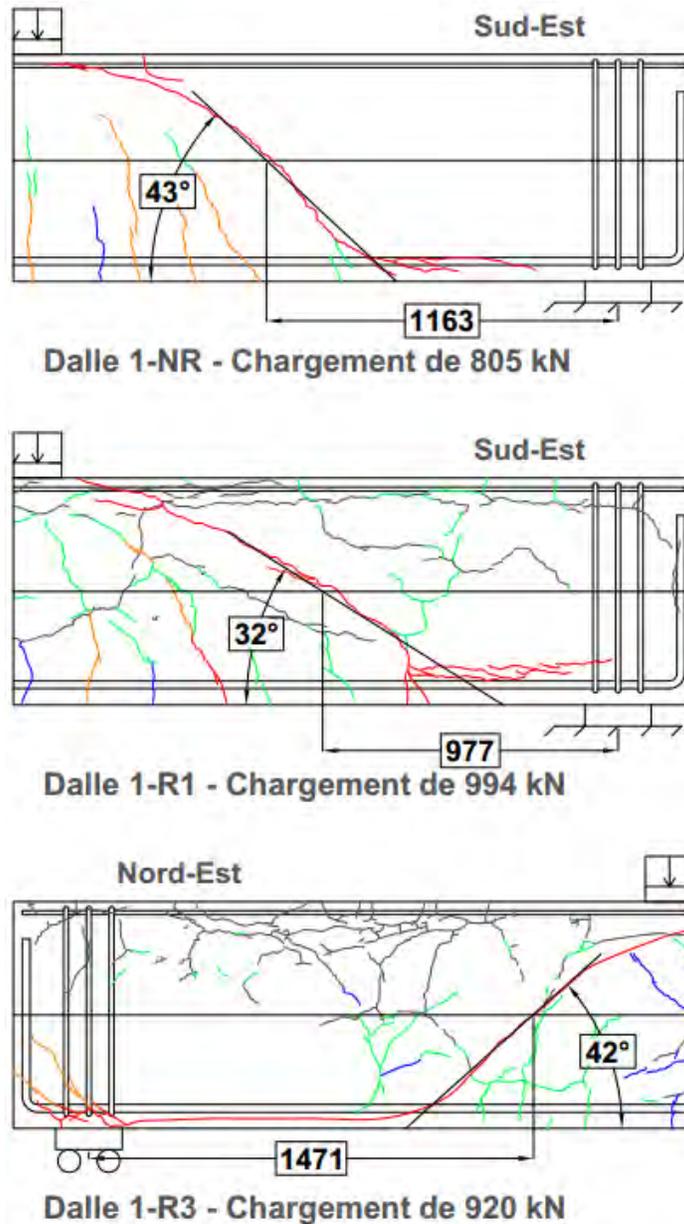


Figure 179 : Position et angle de fissuration pour les dalles de la première série. La légende de couleurs pour l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve est disponible à la Figure 178.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

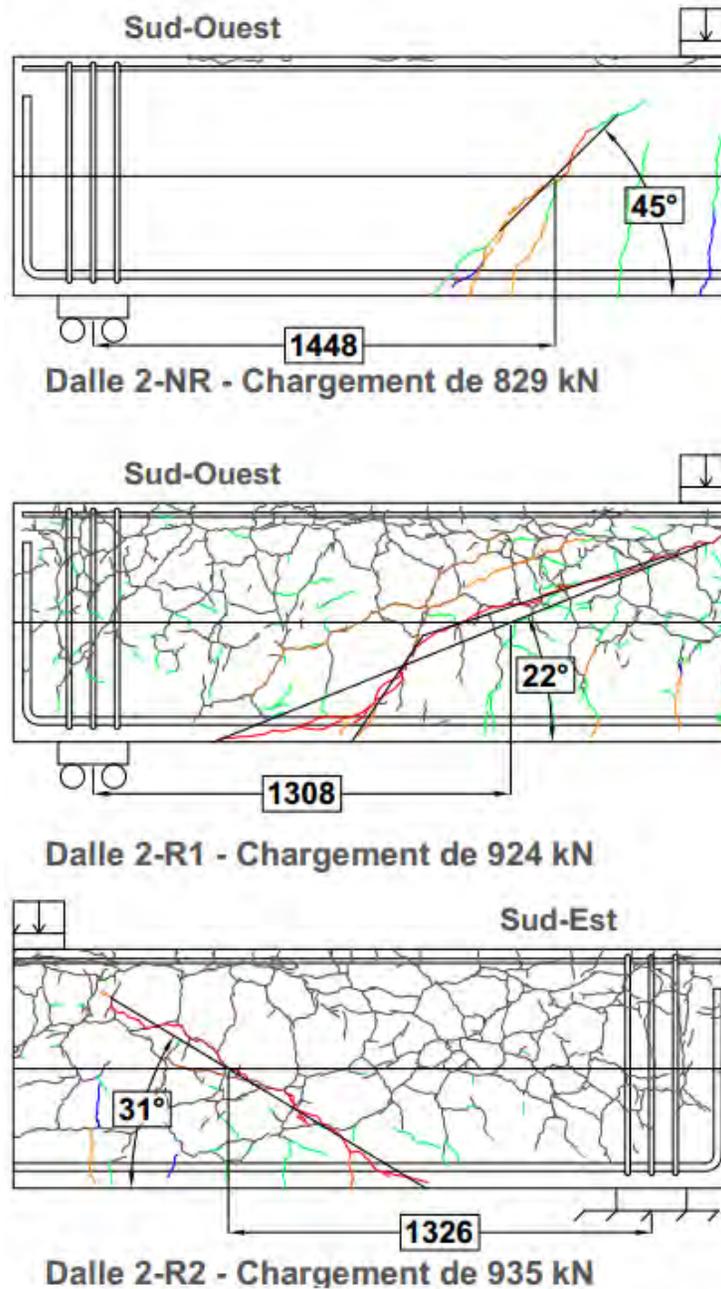


Figure 180 : Position et angle de fissuration pour les dalles de la deuxième série. La légende de couleurs pour l'ouverture des fissures sur les corps d'épreuve est disponible à la Figure 178.

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

ANNEXE I
RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

Annexe I.1 : Exemple de calculs selon la norme CAN/CSA S6-14

Annexe I.1.1 Exemple de calculs détaillé selon la méthode générale

Dans le cadre de ce projet, les calculs de résistance ont été réalisés sur un chiffrier Excel. Cela fut nécessaire, car, pour trouver la résistance de l'élément, il faut établir une charge fictive, calculer les efforts internes induits par cette charge et par le poids de l'élément (moment M_f et cisaillement V_f) pour enfin calculer la résistance de l'élément ($V_r=V_c$). La charge doit par la suite être ajustée afin que la résistance au cisaillement soit égale à l'effort non pondéré en cisaillement. Cet exemple de calculs détaillé sera réalisé avec les propriétés de la dalle 2-R2. Les paramètres utilisés pour cette analyse sont les suivants :

Tableau 103 : Propriétés de la dalle 2-R2 pour le calcul de résistance au cisaillement selon la méthode générale.

Propriétés de la section	$h = 750 \text{ mm}$ $b_v = 610 \text{ mm}$ <i>Force induite par la presse = 797 kN (VARIABLE)</i> $M_f (\text{à } dv)^1 = 501,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $V_f (\text{à } dv)^1 = 407,1 \text{ kN}$
Propriétés du béton	$f'_c = 31,1 \text{ MPa}$ $a_g = 20 \text{ mm}$ $E_c = 17\,124 \text{ MPa}$
Propriétés de l'acier	$d = 696,5 \text{ mm}$ $A_s = 5000 \text{ mm}^2$ $f_y = 400 \text{ MPa}$ $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ <i>Expansion dans l'armature supérieure = 0,21%</i> <i>Expansion dans l'armature inférieure = 0,03%</i>

¹ : L'effort tranchant et le moment fléchissant dépendent de la force qui est appliquée par la presse ainsi que de la masse de l'élément en béton.

Calculs :

$$f_{cr} = 0,4 \sqrt{f'_c} = 0,4 \sqrt{31,1} = 2,23 \text{ MPa}$$

$$d_v = \max [0,72h; 0,9d] = 626,85 \text{ mm [Article 8.9.1.5]}$$

$$s_z = d_v = 626,85 \text{ mm [Article 8.9.3.7]}$$

$$s_{ze} = \frac{35 s_z}{(15 + a_g)} = \frac{35 * 626,85}{(15 + 20)} = 626,85 \text{ mm [Article 8.9.3.6 \& 8.9.3.7]}$$

Tel que présenté à la Section 8.5.4, l'expansion dans les barres d'armature crée une force axiale ainsi qu'un moment. En combinant les valeurs obtenues pour l'armature supérieure et inférieures, la force axiale résultante est de -420 kN (en compression) ainsi que de -61,7 kN*m (section inférieure en compression).

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/dv + V_f + 0.5N_f}{2(E_s A_s)} \quad [\text{Article 8.9.3.8}]$$

$$\varepsilon_x = \frac{(501\,800\,000 - 61\,700\,000)/626,85 + 407\,100 + 0,5(-420\,000)}{2(200\,000 * 5\,000)}$$

$$\varepsilon_x = 0,000449 \text{ mm/mm}$$

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 * \varepsilon_x} \right] * \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] \quad [\text{Article 8.9.3.7}]$$

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 * 0,000449} \right] * \left[\frac{1300}{1000 + 626,85} \right] = 0,19089$$

$$V_r = V_c = 2.5 * \beta * f_{cr} * b_v * d_v \quad [\text{Article 8.9.3.4}]$$

$$V_r = 2,5 * 0,19089 * 2,23 * 626,85 * 610$$

$$V_r = \sim 407,1 \text{ kN}$$

Dans la situation présente, la valeur de l'effort tranchant induit à l'élément correspond à sa résistance ($V_r=V_t$). La résistance maximale de l'élément est donc de 407,1 kN.

Annexe I.1.2 Exemple de calculs détaillé selon la méthode du commentaire (méthode complexe)

Cet exemple sera également effectué pour la dalle 2-R2. Certaines propriétés ont toutefois été ajoutées ou modifiées pour ces calculs. Les paramètres utilisés pour cette analyse sont les suivants :

Tableau 104 : Propriétés de la dalle 2-R2 pour le calcul de résistance au cisaillement selon la méthode du commentaire.

Propriétés de la section	$h = 750 \text{ mm}$ $b_v = 610 \text{ mm}$ <i>Force induite par la presse = 873,4 kN (VARIABLE)</i> $M_f (\text{à } dv)^1 = 548,2,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $V_f (\text{à } dv)^1 = 445,3 \text{ kN}$
Propriétés du béton	$f'_c = 31,1 \text{ kN}$ $a_g = 20 \text{ mm}$ $E_c = 17\,124 \text{ MPa}$
Propriétés de l'acier	$d = 696,5 \text{ mm}$ $A_s = 5000 \text{ mm}^2$ $A'_s = 300 \text{ mm}^2$ $f_y = 400 \text{ MPa}$ $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ <i>Expansion dans l'armature supérieure = 0,21%</i> <i>Expansion dans l'armature inférieure = 0,03%</i>

¹ : L'effort tranchant et le moment fléchissant dépendent de la force qui est appliquée par la presse ainsi que de la masse de l'élément en béton.

Calculs :

$$f_{cr} = 0,4 \sqrt{f'_c} = 0,4 \sqrt{31,1} = 2,23 \text{ MPa}$$

$$d_v = \max [0,72h ; 0,9d] = 626,85 \text{ mm [Article 8.9.1.5]}$$

$$s_z = d_v = 626,85 \text{ mm [Article 8.9.3.7]}$$

$$s_{ze} = \frac{35 s_z}{(15 + a_g)} = \frac{35 * 626,85}{(15 + 20)} = 626,85 \text{ mm [Article 8.9.3.6 \& 8.9.3.7]}$$

$$A'_c = \frac{h}{2} * b_v = \frac{750}{2} * 610 = 228\,750 \text{ mm}^2$$

$$\theta = (29 + 7000 \varepsilon_x)(0,88 + s_{ze}/2500) \text{ [Article 8.9.3.7]}$$

(Valeur obtenue avec la déformation axiale et nécessite de faire des itérations)

$$\theta = (29 + 7000 * 0,0003565)(0,88 + 626,85/2500) = 35,59^\circ$$

Contrairement à la méthode générale (ε_x), la déformation axiale est obtenue en calculant la moyenne des déformations dans la section comprimée (ε_c) et dans la section tendue (ε_t) (Article C8.9.3.8)

Déformation dans la zone comprimée :

$$\varepsilon_c = \frac{-M_f/d_v + 0,5V_f \cot \theta + 0,5N_f}{(E_s A_s + E_c A'_c)}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{-(548\,240\,000 - 61\,700\,000)}{626,85} + 0,5 * 445\,300 \cot 35,59 + 0,5(-420\,000)}{(200\,000 * 300 + 17\,124 * 228\,750)}$$

$$\varepsilon_c = -0,0001697 \text{ mm/mm}$$

Déformation dans la zone tendue :

$$\varepsilon_t = \frac{M_f/d_v + 0,5V_f \cot \theta + 0,5N_f}{(E_s A_s + E_c A'_c)}$$

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

$$\varepsilon_t = \frac{\frac{(548\,240\,000 - 61\,700\,000)}{626,85} + 0,5 * 445\,300 \cot 35,59 + 0,5(-420\,000)}{(200\,000 * 5000)}$$

$$\varepsilon_t = 0,000877 \text{ mm/mm}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{2} = \frac{-0,0001697 + 0,000877}{2} = 0,0003565$$

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 * \varepsilon_x} \right] * \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] \text{ [Article 8.9.3.7]}$$

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500 * 0,0003565} \right] * \left[\frac{1300}{1000 + 626,85} \right] = \sim 0,2088$$

$$V_r = V_c = 2,5 * \beta * f_{cr} * b_v * d_v \text{ [Article 8.9.3.4]}$$

$$V_r = 2,5 * 0,2088 * 2,23 * 626,85 * 610$$

$$V_r = \sim 445,3 \text{ kN}$$

Dans la situation présente, la valeur de l'effort tranchant induit à l'élément correspond à sa résistance ($V_r=V_f$). La résistance maximale de l'élément est donc de 445,3 kN.

Annexe I.2 : Résumé des calculs de résistance présentés dans le corps du rapport

Le Tableau 105 fait un résumé des différents paramètres utilisés dans les analyses.

Tableau 105 : Résumé des différentes analyses.

No du Tableau	Méthode			Position		Résistance						Précontrainte chimique		a _g =20mm	
	Générale	Simplifiée du commentaire	Commentaire	d _v	Centre de la fissure	f _c min	f _c moy	f _c max	f _{cr} min	f _{cr} moy	f _{cr} max	Oui	Non	Oui	Non
Analyse selon des paramètres de bases															
Tableau 106	X			X		X							X	X	
Tableau 107	X			X			X						X	X	
Tableau 108	X			X				X					X	X	
Tableau 109	X			X					X				X	X	
Tableau 110	X			X						X			X	X	
Tableau 111	X			X							X		X	X	
Analyse de la position et de la méthode de calcul utilisée															
Tableau 112	X			X			X						X	X	
Tableau 113		X		X			X						X	X	
Tableau 114			X	X			X						X	X	
Tableau 115	X				X		X						X	X	
Tableau 116		X			X		X						X	X	
Tableau 117			X		X		X						X	X	
Analyse de l'influence de la précontrainte chimique															
Tableau 118	X			X		X						X		X	
Tableau 119	X			X			X					X		X	
Tableau 120	X			X				X				X		X	
Analyse selon une grosseur de granulats équivalents (selon l'auscultation des plans de rupture)															
Tableau 121	X			X			X					X			X

Annexe I.2.1 Analyse selon les paramètres de base

Tableau 106 : V_r selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la compression minimale, calculée à d_v de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp _{sup} ₁ [%]	Exp _{inf} ₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	44,2	-	0,00	0,00	411	420	0,98
1-R1	1213,15	20	33,2	-	0,00	0,00	506	381	1,33
1-R3	1213,15	20	32,3	-	0,00	0,00	469	377	1,24
2-NR	1213,15	20	42,2	-	0,00	0,00	423	414	1,02
2-R1	1213,15	20	27,8	-	0,00	0,00	471	358	1,31
2-R2	1213,15	20	27,8	-	0,00	0,00	476	358	1,33
Moyenne :								1,20	
CV (%) :								12,18%	

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 107 : V_r selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la compression moyenne, calculée à d_v de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}¹ [%]	Exp_{inf}² [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	47,9	-	0,00	0,00	411	432	0,95
1-R1	1213,15	20	39,0	-	0,00	0,00	506	403	1,26
1-R3	1213,15	20	35,9	-	0,00	0,00	469	391	1,20
2-NR	1213,15	20	44,3	-	0,00	0,00	423	420	1,01
2-R1	1213,15	20	31,1	-	0,00	0,00	471	373	1,26
2-R2	1213,15	20	31,1	-	0,00	0,00	476	373	1,28
Moyenne :								1,16	
CV (%) :								11,29%	

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 108 : V_r selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la compression maximale, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}¹ [%]	Exp_{inf}² [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	51,0	-	0,00	0,00	411	441	0,93
1-R1	1213,15	20	43,4	-	0,00	0,00	506	417	1,21
1-R3	1213,15	20	42,3	-	0,00	0,00	469	414	1,13
2-NR	1213,15	20	46,5	-	0,00	0,00	423	427	0,99
2-R1	1213,15	20	35,5	-	0,00	0,00	471	390	1,21
2-R2	1213,15	20	35,5	-	0,00	0,00	476	390	1,22
Moyenne :									1,12
CV (%) :									10,28%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 109 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la fissuration minimale, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	44,2	2,4	0,00	0,00	411	392	1,05
1-R1	1213,15	20	33,2	1,7	0,00	0,00	506	308	1,64
1-R3	1213,15	20	32,3	1,6	0,00	0,00	469	295	1,59
2-NR	1213,15	20	42,2	1,8	0,00	0,00	423	321	1,32
2-R1	1213,15	20	27,8	1,3	0,00	0,00	471	253	1,86
2-R2	1213,15	20	27,8	1,3	0,00	0,00	476	253	1,88
Moyenne :									1,56
CV (%) :									18,87%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 110 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la fissuration moyenne, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	47,9	2,5	0,00	0,00	411	403	1,02
1-R1	1213,15	20	39,0	2,0	0,00	0,00	506	345	1,47
1-R3	1213,15	20	35,9	1,7	0,00	0,00	469	308	1,52
2-NR	1213,15	20	44,3	2,3	0,00	0,00	423	380	1,11
2-R1	1213,15	20	31,1	1,6	0,00	0,00	471	295	1,60
2-R2	1213,15	20	31,1	1,6	0,00	0,00	476	295	1,61
Moyenne :									1,39
CV (%) :									16,92%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 111 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la fissuration maximale, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	51,0	2,6	0,00	0,00	411	414	0,99
1-R1	1213,15	20	43,4	2,5	0,00	0,00	506	403	1,26
1-R3	1213,15	20	42,3	2,0	0,00	0,00	469	345	1,36
2-NR	1213,15	20	46,5	2,5	0,00	0,00	423	403	1,05
2-R1	1213,15	20	35,5	1,8	0,00	0,00	471	321	1,47
2-R2	1213,15	20	35,5	1,8	0,00	0,00	476	321	1,48
Moyenne :									1,27
CV (%) :									15,04%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

Annexe I.2.2 Analyse selon diverses positions et méthodes

Tableau 112 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, résistance à la compression moyenne, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A _g [mm]	f _c [MPa]	f _{cr} [MPa]	Exp _{sup} ₁ [%]	Exp _{inf} ₂ [%]	V _{exp} [kN]	V _{norme} [kN]	V _{exp} /V _{norme}
1-NR	1213,15	20	47,9	-	0,00	0,00	411	432	0,95
1-R1	1213,15	20	39	-	0,00	0,00	506	403	1,26
1-R3	1213,15	20	35,9	-	0,00	0,00	469	391	1,20
2-NR	1213,15	20	44,3	-	0,00	0,00	423	420	1,01
2-R1	1213,15	20	31,1	-	0,00	0,00	471	373	1,26
2-R2	1213,15	20	31,1	-	0,00	0,00	476	373	1,28
Moyenne :									1,16
CV (%) :									11,29%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 113 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode simplifiée du commentaire de la norme, résistance à la compression moyenne, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	E_c [MPa]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	32366	20	47,9	-	0,00	0,00	411	438	0,94
1-R1	1213,15	23051	20	39,0	-	0,00	0,00	506	411	1,23
1-R3	1213,15	21511	20	35,9	-	0,00	0,00	469	400	1,17
2-NR	1213,15	33260	20	44,3	-	0,00	0,00	423	426	0,99
2-R1	1213,15	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	471	383	1,23
2-R2	1213,15	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	476	383	1,24
Moyenne :									1,13	
CV (%) :									10,87%	

¹ Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 114 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode du commentaire de la norme, résistance à la compression moyenne, calculée à dv de la plaque de charge et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	E_c [MPa]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup} 1 [%]	Exp_{inf} 2 [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	32366	20	47,9	-	0,00	0,00	411	459	0,89
1-R1	1213,15	23051	20	39,0	-	0,00	0,00	506	431	1,18
1-R3	1213,15	21511	20	35,9	-	0,00	0,00	469	419	1,12
2-NR	1213,15	33260	20	44,3	-	0,00	0,00	423	447	0,95
2-R1	1213,15	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	471	401	1,17
2-R2	1213,15	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	476	401	1,19
Moyenne :									1,08	
CV (%) :									10,82%	

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 115 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, Résistance à la compression moyenne, calculée au centre de la fissure théorique et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1442,85	20	47,9	-	0,00	0,00	411	415	0,99
1-R1	1437,55	20	39,0	-	0,00	0,00	506	387	1,31
1-R3	1435,47	20	35,9	-	0,00	0,00	469	377	1,24
2-NR	1440,81	20	44,3	-	0,00	0,00	423	404	1,05
2-R1	1431,97	20	31,1	-	0,00	0,00	471	359	1,31
2-R2	1431,97	20	31,1	-	0,00	0,00	476	359	1,33
Moyenne :									1,20
CV (%) :									11,18%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 116 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode simplifiée du commentaire de la norme, résistance à la compression moyenne, calculée au centre de la fissure théorique et sans précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	E_c [MPa]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1439,93	32366	20	47,9	-	0,00	0,00	411	423	0,97
1-R1	1433,63	23051	20	39,0	-	0,00	0,00	506	398	1,27
1-R3	1431,35	21511	20	35,9	-	0,00	0,00	469	387	1,21
2-NR	1438,02	33260	20	44,3	-	0,00	0,00	423	412	1,03
2-R1	1426,94	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	471	372	1,27
2-R2	1426,94	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	476	372	1,28
Moyenne :									1,17	
CV (%) :									10,64%	

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

**Tableau 117 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode du
commentaire de la norme, résistance à la
compression moyenne, calculée au centre de la
fissure théorique et sans précontrainte chimiques.**

Dalle [No]	Position [mm]	E_c [MPa]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup} 1 [%]	Exp_{inf} 2 [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1433,11	32366	20	47,9	-	0,00	0,00	411	442	0,93
1-R1	1426,87	23051	20	39,0	-	0,00	0,00	506	416	1,22
1-R3	1424,69	21511	20	35,9	-	0,00	0,00	469	406	1,16
2-NR	1431,38	33260	20	44,3	-	0,00	0,00	423	430	0,98
2-R1	1420,26	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	471	389	1,21
2-R2	1420,26	17124	20	31,1	-	0,00	0,00	476	389	1,22
Moyenne :									1,12	
CV (%) :									10,59%	

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

Annexe I.2.3 Analyse en incluant la précontrainte chimique

Tableau 118 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, résistance à la compression minimale, calculée à dv de la plaque de charge et avec précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A _g [mm]	f' _c [MPa]	f _{cr} [MPa]	Exp _{sup} ₁ [%]	Exp _{inf} ₂ [%]	V _{exp} [kN]	V _{norme} [kN]	V _{exp} /V _{norme}
1-NR	1213,15	20	44,2	-	0,02	0,00	411	420	0,98
1-R1	1213,15	20	33,2	-	0,06	0,00	506	381	1,33
1-R3	1213,15	20	32,3	-	0,12	0,01	469	389	1,21
2-NR	1213,15	20	42,2	-	0,01	0,00	423	414	1,02
2-R1	1213,15	20	27,8	-	0,20	0,00	471	359	1,31
2-R2	1213,15	20	27,8	-	0,21	0,03	476	392	1,21
Moyenne :									1,18
CV (%) :									11,34%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 119 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, résistance à la compression moyenne, calculée à dv de la plaque de charge et avec précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	47,9	-	0,02	0,00	411	432	0,95
1-R1	1213,15	20	39,0	-	0,06	0,00	506	403	1,26
1-R3	1213,15	20	35,9	-	0,12	0,01	469	403	1,16
2-NR	1213,15	20	44,3	-	0,01	0,00	423	420	1,01
2-R1	1213,15	20	31,1	-	0,20	0,00	471	373	1,26
2-R2	1213,15	20	31,1	-	0,21	0,03	476	407	1,17
Moyenne :									1,13
CV (%) :									10,39%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 120 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, résistance à la compression maximale, calculée à dv de la plaque de charge et avec précontrainte chimique.

Dalle [No]	Position [mm]	A_g [mm]	f'_c [MPa]	f_{cr} [MPa]	Exp_{sup}₁ [%]	Exp_{inf}₂ [%]	V_{exp} [kN]	V_{norme} [kN]	V_{exp}/V_{norme}
1-NR	1213,15	20	51,0	-	0,02	0,00	411	441	0,93
1-R1	1213,15	20	43,4	-	0,06	0,00	506	418	1,21
1-R3	1213,15	20	42,3	-	0,12	0,01	469	425	1,10
2-NR	1213,15	20	46,5	-	0,01	0,00	423	427	0,99
2-R1	1213,15	20	35,5	-	0,20	0,00	471	390	1,21
2-R2	1213,15	20	35,5	-	0,21	0,03	476	425	1,12
Moyenne :									1,09
CV (%) :									9,48%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

Annexe I.2.4 Analyse selon une grosseur de granulats équivalent

Tableau 121 : Vr selon les paramètres suivants : Méthode générale, résistance à la compression moyenne, calculée à dv de la plaque de charge, avec précontrainte chimique et une grosseur de granulats équivalent.

Dalle [No]	Position [mm]	A _g [mm]	f' _c [MPa]	f _{cr} [MPa]	Exp _{sup} ¹ [%]	Exp _{inf} ² [%]	V _{exp} [kN]	V _{norme} [kN]	V _{exp} /V _{norme}
1-NR	1213,15	20	47,9	-	0,02	0,00	411	432	0,95
1-R1	1213,15	17	39,0	-	0,06	0,00	506	393	1,29
1-R3	1213,15	13,4	35,9	-	0,12	0,01	469	380	1,23
2-NR	1213,15	20	44,3	-	0,01	0,00	423	420	1,01
2-R1	1213,15	12,9	31,1	-	0,20	0,00	471	350	1,35
2-R2	1213,15	14,4	31,1	-	0,21	0,03	476	389	1,22
Moyenne :									1,17
CV (%) :									12,36%

¹ : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature supérieur

² : Expansion longitudinale estimée au niveau du lit d'armature inférieur

Annexe I.3 Analyse de la résistance au cisaillement en fonction du facteur d'espacement des fissures et des propriétés mécaniques

Les valeurs de la résistance théorique jugées acceptables, c'est-à-dire se trouvant à $\pm 5\%$ de la valeur expérimentale, ont été grisées afin de montrer la tendance.

Tableau 122 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 1-NR en fonction de la résistance à la compression (f'_c) et du facteur d'espacement des fissures (s_z) ($V_{exp}=411$ kN).

f'_c [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
47,9 (f'_c moy)	432	437	446	456	466	477	489	501	514	528	543
52,7 (f'_c moy +10%)	446	451	460	471	481	492	504	517	530	545	560
55,1 (f'_c moy +15%)	452	457	467	478	488	500	512	525	538	553	568
57,5 (f'_c moy +20%)	459	464	474	484	495	507	519	532	546	560	576
59,9 (f'_c moy +25%)	465	470	480	491	502	514	526	539	553	568	583

Tableau 123 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 1-NR en fonction de la résistance à la fissuration (f_{cr}) et du facteur d'espacement des fissures (s_z) ($V_{exp}=411$ kN).

f_{cr} [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
2,5 (f_{cr} moy)	403	407	416	426	435	446	457	468	481	494	508
2,7 (f_{cr} moy +10%)	424	429	439	448	459	469	481	493	506	520	534
2,9 (f_{cr} moy +15%)	445	450	460	470	481	492	504	517	530	544	559
3,0 (f_{cr} moy +20%)	456	461	470	481	492	503	515	528	542	556	572
3,1 (f_{cr} moy +25%)	466	471	481	491	502	514	526	540	553	568	584

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

**Tableau 124 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 1-
R1 en fonction de la résistance à la compression
(f'_c) et du facteur d'espacement des fissures (s_z)
($V_{exp}=506$ kN).**

f'_c [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
39,0 (f'_c moy)	403	407	416	426	435	446	457	468	481	494	508
42,9 (f'_c moy +10%)	416	421	430	439	449	460	471	483	496	509	524
44,9 (f'_c moy +15%)	422	427	436	446	456	467	479	491	503	517	532
46,8 (f'_c moy +20%)	428	433	443	452	463	474	485	497	510	524	539
48,8 (f'_c moy +25%)	434	439	449	459	469	480	492	504	517	531	546

**Tableau 125 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 1-
R1 en fonction de la résistance à la fissuration
(f_{cr}) et du facteur d'espacement des fissures (s_z)
($V_{exp}=506$ kN).**

f_{cr} [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
2,0 (f_{cr} moy)	345	349	357	366	374	383	393	403	414	426	438
2,2 (f_{cr} moy +10%)	369	373	382	390	399	409	419	430	442	454	467
2,3 (f_{cr} moy +15%)	381	385	393	402	412	422	432	443	455	468	481
2,4 (f_{cr} moy +20%)	392	396	405	414	424	434	445	456	468	481	495
2,5 (f_{cr} moy +25%)	403	408	416	426	436	446	457	469	481	494	508

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
 ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

Tableau 126 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 1-R3 en fonction de la résistance à la compression (f'_c) et du facteur d'espacement des fissures (s_z) ($V_{exp}=469$ kN).

f'_c [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
35,9 (f'_c moy)	403	407	416	425	435	445	456	467	480	493	506
39,5 (f'_c moy +10%)	416	421	430	439	449	459	471	482	495	508	522
41,3 (f'_c moy +15%)	422	427	436	445	456	466	477	489	502	515	530
43,1 (f'_c moy +20%)	428	433	442	452	462	473	484	496	509	523	537
44,9 (f'_c moy +25%)	434	439	448	458	468	479	491	503	516	529	544

Tableau 127 : Résistance au cisaillement [kN] pour la dalle 1-R3 en fonction de la résistance à la fissuration (f_{cr}) et du facteur d'espacement des fissures (s_z) ($V_{exp}=469$ kN).

f_{cr} [MPa] \ s_z [mm]	627	600	550	500	450	400	350	300	250	200	150
1,7 (f_{cr} moy)	318	322	329	337	345	353	362	372	382	392	404
1,8 (f_{cr} moy +10%)	331	335	342	350	359	367	376	386	397	408	419
1,9 (f_{cr} moy +15%)	344	348	355	364	372	381	391	401	411	423	435
2,0 (f_{cr} moy +20%)	356	360	368	376	385	394	404	415	426	437	450
2,1 (f_{cr} moy +25%)	368	372	381	389	398	408	418	428	440	452	465

Annexe I.4 Paramètres utilisés pour l'analyse Moment-Courbure

Annexe I.4.1 Béton en compression

La relation contrainte-déformation du béton en compression a été déterminée à l'aide de la relation présentée dans le livre "Properties of concrete" écrit par Neville (2011). Cette relation est la suivante :

$$\sigma = \frac{E\varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2}$$

- σ = Contrainte dans le béton
- E = Module tangent initial, posé comme étant le double du module sécant à la contrainte maximale $\left(E = \frac{2\sigma_{max}}{\varepsilon_0}\right)$
- ε = Déformation dans le béton
- ε_0 = Déformation à la contrainte maximale

En se basant sur les essais de module élastique, sur les résistances en compression moyenne et sur la relation présentée pour la variable E , il est possible d'estimer la déformation à la contrainte maximale. Le Tableau 128 présente les différents paramètres utilisés et calculés alors que la Figure 181 illustre l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation pour les différentes dalles.

Tableau 128 : Paramètre utilisé pour la relation contrainte-déformation.

Dalle	1-NR	1-R1	1-R3	2-NR	2-R1	2-R2
E [MPa]	32 366	23 051	21 511	33 260	17 124	17 124
f _c [MPa]	47,9	39	35,9	44,3	31,1	31,1
ε ₀ [mm/mm]	0,0030	0,0034	0,0033	0,0027	0,0036	0,0036

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE**

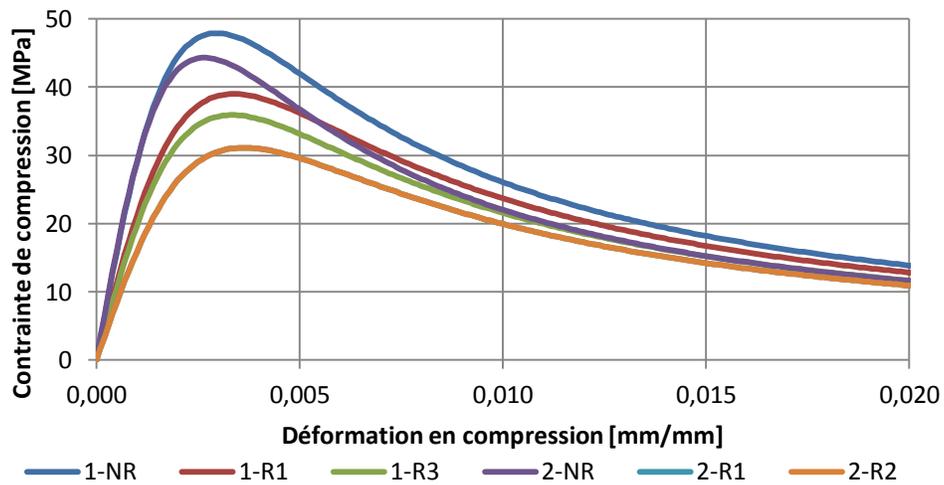


Figure 181 : Relation contrainte-déformation du béton en compression.

Annexe I.4.2 Béton en traction

La résistance en traction du béton a pour sa part été simplifiée à sa plus simple expression. Celle-ci sera décrite linéairement entre la valeur initiale de 0 MPa à une déformé de 0 mm/mm, alors que la contrainte maximale en traction sera obtenue à 0,0001 mm/mm (Figure 182).

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

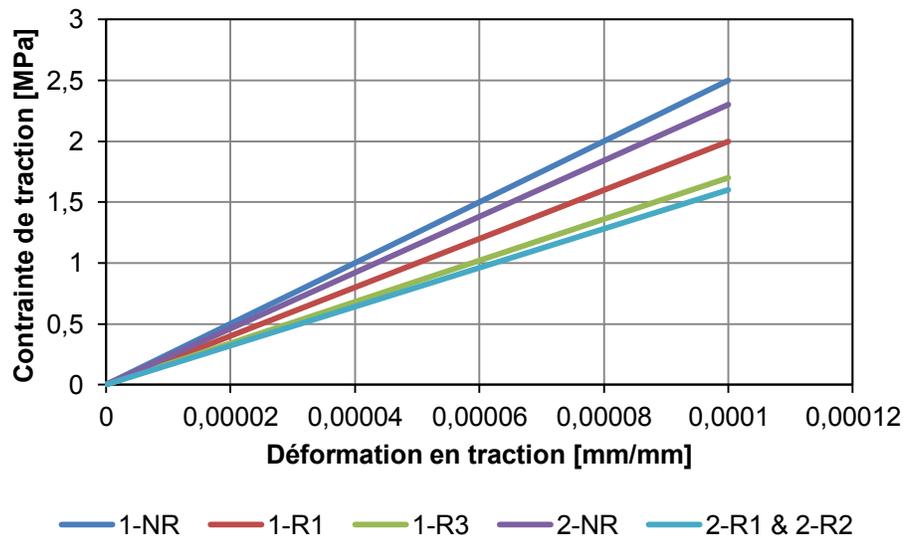


Figure 182 : Relation contrainte-déformation du béton en traction.

Annexe I.4.3 Acier en traction et en compression

La relation contrainte-déformation de l'acier a été modélisée en deux sections, soit une section élastique et un plateau plastique. Les valeurs ont été fixées à 200 000 MPa pour le module élastique et à 400 MPa pour la limite élastique.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT STRUCTURAL DE DALLES ÉPAISSES
ATTEINTES DE LA RÉACTION ALCALIS-SILICE

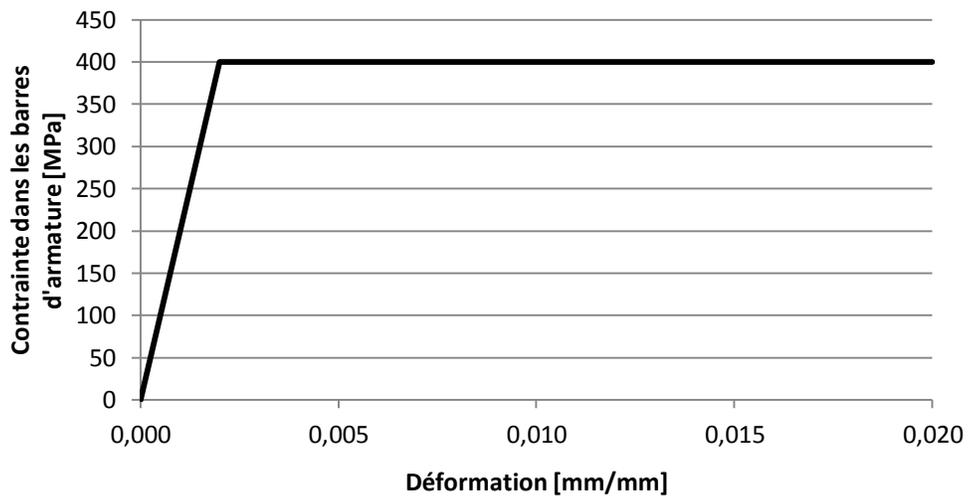


Figure 183 : Relation contrainte-déformation de l'acier.