

La réaction alcalis-silice dans les ouvrages d'art : influence des aciers d'armature et conséquences sur les propriétés mécaniques du béton

Nizar Smaoui¹, Marc-André Bérubé², Benoit Bissonnette¹,
Benoit Fournier³, Benoit Durand⁴, Daniel Bouchard⁵,
Marc Savard⁵, Jean-François Laflamme⁵, Daniel Vézina⁵

¹CRIB, Département de génie civil, Université Laval,

²CRIB, Département de géologie et de génie géologique, Université Laval,

³ICON-CANMET, EMR-Canada, ⁴IREQ - Hydro-Québec, ⁵Transports Québec

Résumé

Au Québec, de nombreux ouvrages d'art présentent un degré de détérioration notable, voire même inquiétant, associé à la réaction alcalis-granulats de type alcalis-silice (RAS). Un projet en cours réalisé en collaboration avec le MTQ consiste à étudier le comportement de 3 ouvrages d'art de différents types et atteints à divers degrés de réactivité alcalis-granulats, dans le but principal d'établir les véritables relations qui existent entre l'apparence visuelle, l'état réel d'endommagement du béton et la capacité structurale des éléments affectés. Au terme du projet, un guide doit être rédigé afin d'assister le gestionnaire d'ouvrages dans sa stratégie de suivi, d'entretien et d'intervention. En cours de projet, nous avons rapidement réalisé que nous pourrions difficilement atteindre les objectifs que nous nous étions fixés sur la seule base de l'analyse des trois ouvrages retenus et des résultats d'essais obtenus en laboratoire sur les échantillons prélevés dans ces ouvrages. La principale lacune consiste en l'impossibilité d'obtenir de l'information sur les contraintes en jeu dans le béton et les armatures des ouvrages étudiés. Sur la base des résultats d'essais mécaniques réalisés sur les carottes d'ouvrages, certains doutes sont apparus sur l'influence de la RAS sur certaines propriétés mécaniques du béton. Un important programme expérimental a alors été initié en collaboration avec le MTQ, ICON-CANMET et l'IREQ, programme comportant les quatre principaux volets suivants : (1), évaluation de l'expansion déjà atteinte par un béton affecté de RAS; (2), influence des aciers d'armature sur l'expansion du béton affecté de RAS; (3), influence de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton, et (4), évaluation objective du potentiel futur d'expansion du béton atteint de RAS. Ce document présente les résultats obtenus à ce jour dans le cas des volets (2) et (3) précédents.

1. Introduction

Un grand nombre d'ouvrages d'art et de structures hydrauliques situées en territoire québécois sont affectées de réactivité alcalis-granulats de type alcalis-silice (RAS), à un degré toutefois fort variable d'une région à une autre, d'un ouvrage à un autre et même d'une composante à une autre du même ouvrage. D'importants et fort onéreux programmes d'inspection et d'entretien ont été ainsi mis sur pied au cours de la dernière décennie dans le cas de plusieurs barrages, ouvrages pour lesquels les interventions sont principalement dictées par des problèmes de dysfonctionnement des équipements associés au gonflement du béton (blocage de vannes et de turbines, etc.), alors que la stabilité structurale n'est généralement pas en cause. Dans le cas des ouvrages d'art, par contre, le plus important critère d'intervention demeure la chute de la capacité portante et la stabilité structurale des ouvrages affectés. À l'opposé de la situation rencontrée dans les barrages, l'expertise québécoise demeure limitée en ce qui concerne les effets de la RAS sur le comportement structural actuel et futur des ouvrages d'art et sur les mesures de réhabilitation les plus efficaces. Pourtant, plusieurs de ces ouvrages présentent un degré de détérioration notable, voire même inquiétant et, dans un but préventif, nécessiteraient une évaluation structurale immédiate et possiblement aussi certaines réparations. Ce type d'évaluation devient nécessaire dans un contexte de vieillissement continu de notre parc d'infrastructures routières et de restriction des crédits affectés à la construction, au remplacement et à la réparation des ouvrages.

Un projet de recherche entrepris en 1999 par l'Université Laval en collaboration très étroite avec Transports Québec consiste à évaluer le comportement structural de trois ouvrages routiers de différents types et atteints à divers degrés de RAS, dans le but principal d'établir les véritables relations qui existent entre l'apparence visuelle, l'état réel d'endommagement et la stabilité structurale des ouvrages d'art affectés de ce problème. Les trois ouvrages retenus sont les viaducs Du-Vallon/Charest, Du-Vallon/Père-Lelièvre et De-la-Capitale/St-David, tous situés dans la région de Québec. Tous ces ouvrages ont été carottés et les échantillons obtenus ont été soumis à toute une batterie d'essais et d'analyses en laboratoire afin d'évaluer les caractéristiques mécaniques et chimiques du béton en cause, son endommagement (microfissuration) et son potentiel résiduel d'expansion. Plusieurs composantes des ouvrages retenus ont aussi subi différents types d'intervention. En particulier, le viaduc Du-Vallon/Charest a été le site d'importants travaux au cours de l'automne 2001 (Smaoui et al. 2002). Plusieurs composantes réparées ou non des trois ouvrages à l'étude ont été instrumentées pour des mesures manuelles ou continues d'expansion, de température et d'humidité. Au terme du projet, un guide doit être rédigé afin d'assister le gestionnaire d'ouvrages dans sa stratégie de suivi, d'entretien et d'intervention.

Toutefois, en cours de projet, nous avons rapidement réalisé que nous pourrions difficilement atteindre les objectifs que nous nous étions fixés au départ, et ce, sur la seule base de l'analyse des trois ouvrages retenus et des résultats d'essais obtenus en laboratoire sur les échantillons prélevés dans ces ouvrages. La principale lacune consiste en l'impossibilité d'obtenir de l'information sur les contraintes en jeu dans le béton et les armatures des ouvrages étudiés. D'autre part, les premiers résultats des essais de traction avec mesure du module élastique effectués sur des carottes prélevées dans les ouvrages étudiés suggéraient que le béton en cause était effectivement faible en traction (comparativement aux résultats obtenus en compression)

tout en présentant un module mesuré en traction nettement plus faible que le module mesuré en compression. Considérant toutefois que les carottes ayant subi les essais en compression et en traction ne provenaient pas des mêmes éléments en service, nous avons jugé bon de vérifier le tout en laboratoire.

Afin de pallier aux lacunes précédentes, un important programme expérimental a donc été initié en collaboration avec le MTQ, ICON-CANMET et l'IREQ, programme comportant les quatre principaux volets suivants : (1), évaluation de l'expansion déjà atteinte par un béton affecté de RAS; (2), influence des aciers d'armature sur l'expansion du béton affecté de RAS; (3), influence de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton, et (4), évaluation objective du potentiel futur d'expansion du béton atteint de RAS. Ce document présente les résultats obtenus à ce jour dans le cas des volets (2) et (3) précédents. La première partie portera donc sur l'influence des aciers d'armature sur l'expansion du béton affecté de RAS, alors que la seconde partie sera consacrée à l'influence de la RAS sur les propriétés mécaniques fondamentales du béton.

2. Influence des aciers d'armature sur l'expansion du béton affecté de RAS

2.1 Travaux antérieurs

Différentes études ont été menées jusqu'ici pour étudier l'effet des armatures ou de précontraintes sur l'expansion associée à la RAS. Elles ont toutes révélé que la présence d'aciers d'armature réduit l'expansion dans la direction selon laquelle ils sont disposés. Ces aciers sont alors soumis à des déformations de traction générant ainsi des contraintes additionnelles. Les résultats de ces études sont toutefois fort variables d'une étude à une autre, la diversité des granulats réactifs utilisés y étant sans doute pour beaucoup. De plus, les granulats utilisés dans ces études étaient souvent hyper-réactifs (0.05 à 0.5 mm/m/jour) et les résultats obtenus risquent de ne pas représenter le véritable comportement de réels ouvrages en béton armé. En nature, la RAS est lente et, tel que noté par Hobbs (1990), l'effet de la précontrainte chimique associée à cette réaction est plus important dans le cas d'ouvrages réels que dans le cas de prototypes expérimentaux. Les contraintes de traction engendrées par la RAS au niveau des aciers d'armature se superposent aux contraintes d'origine mécanique et peuvent éventuellement mener à la plastification de ces derniers.

D'autre part, peu d'études se sont intéressées à l'expansion transversale dans le cas d'éléments armés longitudinalement et comportant ou non des étriers. Le rapport de l'ISE (1992) avance l'hypothèse que les déformations dans les étriers tendent à être plus importantes que celles dans les aciers longitudinaux. Cependant, Jones et Clark (1996) ont noté que ni les contraintes de compression appliquées, ni le pourcentage d'armature utilisé n'a une influence significative sur l'expansion dans la direction perpendiculaire à celle des contraintes principales (armatures, chargement). Ce résultat contredit les travaux de Larive (1998) où l'application d'un chargement unidirectionnel sur un élément de béton atteint de RAS a réduit significativement l'expansion dans la direction de chargement, alors que l'expansion a augmenté dans l'autre direction, le tout se faisant à expansion volumique sensiblement constante.

Certains éléments structuraux, des colonnes de ponts, par exemple, sont fortement armés dans une direction (armatures longitudinales), mais beaucoup moins dans les deux autres directions (étriers relativement espacés). Il est très important de vérifier dans leur cas si la réduction de l'expansion longitudinale se fait ou non au détriment des autres directions nettement moins confinées. Dans le cadre de cette vérification sur des blocs de béton armés et non armés, les paramètres suivants seront étudiés : (1), le pourcentage d'armatures longitudinales ; (2), la présence ou non d'étriers, ainsi que l'espacement entre-eux ; (3), la composition, la taille (gros granulat vs sable) et le degré de réactivité des granulats réactifs, et (4), l'influence du plan de coulée du béton.

Un autre objectif intéressant de cette étude vise à comparer plusieurs méthodes de mesure des déformations : (1), plots collés à la surface du béton ; (2), jauges à corde vibrante noyées au cœur du béton ; (3), plots collés au bout de petites tiges métalliques soudées aux armatures longitudinales et affleurant à la surface du béton, et (4), fibres optiques soudées aux armatures longitudinales et aux étriers. Ces mesures internes et externes se feront selon les trois directions, tout en tenant compte de l'orientation du plan de coulée du béton.

2.2 Matériaux, échantillons et méthodologie

2.2.1 Granulats utilisés et mélanges de béton

Trois mélanges de béton sans air entraîné ont été réalisés avec trois types de granulats susceptibles de RAS, 420 kg/m³ d'un ciment de type 10 contenant 0.82% de Na₂O_e et un rapport eau/ciment de 0.42. Le contenu en alcalis du ciment a été rehaussé à 1.25% Na₂O_e par un ajout de NaOH à l'eau de gachage, pour ainsi atteindre un contenu de 5.25 kg de Na₂O_e par mètre cube de béton. L'analyse du ciment et les caractéristiques des trois mélanges de béton sont présentées aux Tableaux 1 et 2, respectivement. Les trois granulats réactifs utilisés sont : (1), un gros granulat calcaire très réactif de la région de Québec ; (2), un gravier hyper-réactif du Nouveau-Mexique riche en particules d'origine volcanique, et (3), un sable hyper-réactif du Texas, également riche en particules d'origine volcanique. Les granulats non-réactifs utilisés avec l'un ou l'autre de ces granulats sont un gros granulat calcaire de l'Estrie (Limeridge) et un sable granitique de la région de Québec.

2.2.2 Fabrication, conservation et mesures des spécimens de béton

Des blocs en béton de 230 x 230 x 810 mm (Figure 2A) ont été fabriqués avec différents granulats réactifs et différents pourcentages d'armatures longitudinales (généralement 4 barres, parfois 8), ceinturées ou non d'étriers, ceux-ci étant espacés de 100 ou de 150 mm (Figures 1, 3, 4). C'est en jouant avec le diamètre des barres qu'on a obtenu différents pourcentages d'armature (section des barres/section du béton), soit 0, 0.40, 0.80 et 1.58%. Comme on le verra ci-après, tous les blocs ont été instrumentés pour des mesures d'expansion (Figures 1 à 5 : plots de surface, tiges soudées aux aciers longitudinaux, cordes vibrantes noyées dans le béton, fibres optiques soudées aux aciers longitudinaux et aux étriers).

Vingt-quatre heures après le coulage du béton dans les moules, en position horizontale, les blocs ont été démoulés, conservés ensuite dans une chambre à 23°C et 100% H.R. pendant 7 jours, puis transportés dans la chambre chaude à 38°C du Laboratoire des chaussées du Ministère des Transports du Québec (Figures 2A, 2B, 2C). Les blocs ont été conservés au-dessus de l'eau dans des chaudières hermétiques enveloppées de ratine et contenant un peu d'eau au fond, le tout permettant des conditions d'humidité relative supérieures à 95% (Figures 2A, 2B). Les caractéristiques structurales des blocs sont présentées au Tableau 3.

Le Tableau 5 résume l'instrumentation installée à l'intérieur ou à la surface de chacun des blocs pour les mesures des déformations alors que le Tableau 4 présente les caractéristiques des jauges à corde vibrante et à fibre optique utilisées. À l'exception de quelques jauges à fibre optique (mesures manuelles périodiques), ces jauges à fibre optique et à corde vibrante ont été lues automatiquement en continu, à raison d'une lecture par heure pendant toute la durée des essais d'expansion. Deux systèmes d'acquisition, respectivement pour les jauges à fibre optique (DMI) et celles à corde vibrante (CR10X), sont placés dans un petit local de rangement adjacent à la chambre chaude. Ils sont connectés à un aiguilleur lui-même branché à une ligne téléphonique qui permet de recueillir à distance les données stockées dans les mémoires des deux systèmes, et ce, à une fréquence de 2 à 3 semaines (Figures 2C, 2D).

2.3 Résultats et discussion

Les résultats des déformations mesurées pour chacun des blocs (moyennes des mesures de même type et selon la même direction) sont présentés aux Tableaux 6 (plots de surface et tiges soudées aux aciers longitudinaux), 7 (jauges à corde vibrante noyées dans le béton) et 8 (jauges à fibre optique soudées aux aciers longitudinaux et aux étriers). Les résultats sont aussi illustrés aux Figures 6 (déformations longitudinales mesurées par les différentes méthodes) et 7 (déformations longitudinales et transversales mesurées à partir des jauges à corde vibrante), en fonction du pourcentage d'aciers longitudinaux. On peut d'abord constater que les différentes méthodes de mesures utilisées fournissent des résultats fort comparables (Figure 6) et que les expansions dépendent très fortement de la direction selon laquelle les mesures sont effectuées (Figure 7). Il est également clair que la présence d'armatures longitudinales limite l'expansion associée à la RAS dans la direction selon laquelle ces armatures sont placées, mais sans toutefois l'empêcher complètement. Dans ce qui suit, nous analyserons séparément les résultats des mesures réalisées à partir : (1), des plots collés à la surface du béton (déformations longitudinales, transversales // et transversales \square au plan de coulée) et aux tiges soudées aux aciers longitudinaux (déformations longitudinales) ; (2), des jauges à corde vibrante noyées dans le béton (déformations internes longitudinales et transversales // au plan de coulée), et (3), des jauges à fibre optique soudées aux aciers longitudinaux (déformations longitudinales) et aux étriers (déformations transversales // et \square au plan de coulée).

2.3.1 Déformations à partir des plots collés à la surface du béton et aux tiges soudées aux aciers longitudinaux

Déformations à la surface du béton – Le rapport entre l'expansion longitudinale en présence d'armatures et l'expansion longitudinale libre (bloc sans armature), toutes deux mesurées à partir des plots collés à la surface du béton, diminue progressivement avec le % d'armatures, et ce, aussi bien en présence du calcaire de Québec que du gravier du Nouveau-Mexique (voir Tableau 6). Avec 1.58% d'armatures longitudinales, l'expansion longitudinale a diminué de 43% par rapport au bloc non armé fabriqué avec le calcaire de Québec et de 58% par rapport au bloc non-armé contenant le gravier du Nouveau-Mexique. Pour les différents pourcentages d'armatures utilisés, les déformations transversales observées sont toutefois égales ou mêmes supérieures à celles mesurées en l'absence d'armatures (Tableau 6).

Les blocs ont été coulés à l'horizontale. À partir des plots de surface, on a mesuré l'expansion longitudinale ainsi que les expansions transversale // et transversale \square au plan de la coulée. Dans le cas des blocs non armés, on constate au Tableau 6 que les expansions longitudinales et transversales // au plan de la coulée sont assez semblables. Cependant, les expansions transversales \square au plan de la coulée sont nettement plus élevées, ce qui démontre un effet important de l'orientation du plan de la coulée, tel que discuté plus en détail par Smaoui et al. (2003).

Déformations dans les aciers longitudinaux et contraintes générées – Les déformations mesurées à partir des tiges soudées aux aciers longitudinaux sont très semblables à celles mesurées à partir des plots collés à la surface du béton (Tableau 6). Ceci suggère qu'il n'y a ni décollement ni perte d'adhérence notable entre l'acier et le béton, confirmant ainsi les résultats de Swamy (1995). Les aciers d'armature sont sollicités en traction et mettent en compression le béton qui les entoure (Tableau 9). Cette précontrainte au niveau du béton dépend fortement de la réactivité des granulats et du % d'armatures, mais pas de leur distribution (mêmes résultats obtenus avec 8 barres de 8 mm ou 4 barres de 10 mm correspondant à un même pourcentage de 0.80%). Pour un même niveau d'expansion, plus le % d'armatures longitudinales est élevé, moins les barres sont sollicitées en traction mais plus la précontrainte augmente au sein du béton (Figure 8).

La précontrainte au niveau du béton ne dépasse pas 4 N/mm^2 , ce qui est conforme à ce qui a été avancé dans le rapport de l'ISE (1992) (Figure 9). Connaissant les contraintes de compression au niveau du béton, on a voulu comparer nos résultats avec ceux d'essais d'expansion sous charge uniaxiale effectués par Clayton et al. (1990) et Ng (1991) (Figure 10). L'effet de la précontrainte chimique due à la RAS semble moins efficace qu'une charge en compression, ce qui n'est toutefois pas surprenant puisqu'il s'agit ici d'un phénomène évolutif dans le temps. Les réductions d'expansion mesurées par Ng (1991) nous semblent toutefois trop élevées, une charge de seulement 1 MPa arrivant à réduire de 86% l'expansion due à la RAS, celle-ci ne diminuant plus beaucoup pour de plus fortes charges.

2.3.2 Déformations à partir des jauges à corde vibrante noyées dans le béton

Les cordes vibrantes ont été noyées dans le béton dans les directions longitudinale et transversale // au plan de coulée. Comme dans le cas des mesures de surface, la présence des aciers d'armatures a fait baisser l'expansion longitudinale du béton (Tableau 7 et Figure 7). Avec 1.58% d'armatures longitudinales, l'expansion longitudinale a diminué de 50% par rapport au bloc non armé fabriqué avec le calcaire de Québec et de 39% par rapport au bloc non armé contenant le granulats du Nouveau-Mexique. Les aciers d'armatures sont donc efficaces pour limiter les expansions longitudinales aussi bien à la surface qu'à l'intérieur du béton. On l'a déjà dit, les déformations mesurées à partir des jauges à corde vibrante sont fort comparables à celles obtenues par les autres méthodes, particulièrement celles obtenues à partir des plots de surface, sauf peut-être dans le cas du bloc non-armé fabriqué avec le gravier du Nouveau-Mexique (Figure 6).

2.3.3 Déformations à partir des jauges à fibre optique soudées aux aciers longitudinaux et aux étriers

Aciers longitudinaux – Dans l'ensemble, les déformations longitudinales mesurées à partir des jauges à fibre optique soudées aux aciers longitudinaux ont fourni des résultats légèrement inférieurs à ceux obtenus à partir des tiges soudées à ces aciers, quoique les écarts demeurent modestes (Figure 6)

Étriers – Les expansions obtenues à partir des jauges à fibre optique soudées sur les zones de compression (côté intérieur) et de traction (côté extérieur) des étriers démontrent clairement que ceux-ci sont sollicités non seulement en traction mais aussi en flexion (Tableau 8). Les déformations au niveau des étriers sont cependant beaucoup plus faibles que les déformations transversales mesurées dans la même direction à partir des plots de surface (Tableau 6) et des jauges à corde vibrante (Tableau 7), surtout dans le cas des jauges installées en zone de compression (souvent négatives). Ceci s'explique sans doute en bonne partie par le fait que les jauges sont emmaillotées d'un matériau mou autour des étriers (Figures 1A, 1C). Un autre facteur qui a pu aussi jouer est que les mesures de surface ne sont pas réalisées à la hauteur des étriers; il se peut alors que ceux-ci, en raison de leur faible diamètre et de leur surface lisse, permettent au béton en expansion de fluer tout autour d'eux (vers l'extérieur), et ce, sans trop les solliciter.

Afin de vérifier ces hypothèses, un certain nombre de blocs ont été récemment fabriqués en apportant les modifications suivantes (Figure 1D) : (1), des cordes vibrantes ont été installées parallèlement aux étriers, à la hauteur et entre ceux-ci ; (2), des étriers lisses mais aussi crénelés ont été utilisés, et (3), des tiges métalliques affleurant en surface ont aussi été soudées à certains étriers de manière à mesurer leur véritable déformation. Dans ce dernier cas, les jeux de (2) tiges servant à une mesure individuelle sont fixés sur un même segment d'étrier à des distances de 50 mm (au centre de l'étrier) et de 150 mm (à la hauteur des aciers longitudinaux) l'une de l'autre, ceci de manière à mieux percevoir l'effet de flexion (plus important au centre de l'étrier).

2.3.4 Discussion

Influence des armatures longitudinales – La présence d’armatures longitudinales fait diminuer l’expansion mesurée parallèlement à ces dernières, et ce, aussi bien à l’intérieur du béton (jauges à corde vibrante) qu’en surface (plots métalliques). Le rapport entre les expansions longitudinales obtenues avec et sans armatures longitudinales diminue avec le pourcentage d’armatures. En présence du calcaire très réactif de Québec, ce rapport chute jusqu’à 0.57 dans le cas des déformations de surface (plots) et jusqu’à 0.50 dans le cas des déformations internes (jauges à corde vibrante). En présence du gravier volcanique hyper-réactif du Nouveau-Mexique, ce rapport chute jusqu’à 0.50 en déformation de surface et jusqu’à 0.61 en déformation interne. La diminution de l’expansion longitudinale mesurée aussi bien en surface qu’à l’intérieur du béton indique clairement que celui-ci est précontraint, i.e. soumis à une contrainte de compression engendrée par les aciers longitudinaux. Plus la quantité d’acier augmente, plus la valeur de cette précontrainte augmente.

Les déformations dans les aciers longitudinaux mesurées à partir des tiges et des jauges à fibre optique soudées à ces aciers indiquent que ceux-ci sont sollicités en traction, et qu’ils le sont d’autant plus que le pourcentage d’armature est faible et que le granulats est plus réactif. Cette mise en traction pourrait éventuellement engendrer la plastification des aciers d’armature dans le cas de granulats extrêmement réactifs comme celui du sable du Texas, par exemple (Figure 8). Somme toute, les déformations longitudinales mesurées au niveau du béton (plots de surface et jauges à corde vibrante) sont très comparables à celles mesurées au niveau des aciers longitudinaux (tiges affleurantes et jauges à fibre optique soudées), ce qui témoigne d’une très bonne adhérence entre le béton et les aciers.

Par ailleurs, la déformation transversale mesurée perpendiculairement aux aciers longitudinaux dans le cas des blocs armés sans étrier fabriqués avec le calcaire de Québec est comparable à celle du bloc non armé, et ce, pour tous les pourcentages d’armatures utilisés. Cependant, en présence du gravier du Nouveau-Mexique, plus le % d’armatures augmente, plus la déformation transversale augmente aussi. En d’autres mots, empêchée dans une direction, l’expansion augmente dans les autres directions.

Influence des étriers – La présence d’étriers ne semble pas influencer outre mesure l’expansion transversale perpendiculaire aux aciers longitudinaux quoique les mesures internes (jauges à corde vibrante) et de surface (plots), toutes deux prises entre des étriers et non à leur hauteur, suggèrent que la déformation est légèrement augmentée par rapport aux blocs sans étrier, voire même par rapport aux blocs non armés, et ce, pour les deux granulats testés. Encore une fois, il est possible que l’expansion transversale du béton soit quelque peu empêchée au niveau des étriers, le béton situé entre ces étriers (pris en compte par les mesures de surface et les mesures internes) ayant alors tendance à présenter encore plus d’expansion qu’en l’absence d’étriers. Une telle hypothèse est appuyée d’une certaine façon par le fait que les étriers présentent beaucoup moins de déformation (jauges à fibre optique) que ce qui est suggéré par les déformations transversales de surface ou internes, mais ceci pourrait également s’expliquer autrement (étriers lisses et emmaillotés).

Les étriers sont de toute évidence sollicités à la fois en traction et en flexion et l'expansion la plus importante est obtenue quand ils sont placés parallèlement au plan de coulée. Les contraintes de traction/flexion engendrée dans les étriers varient entre -26 MPa en compression et $+200$ MPa en traction. On constate également que la déformation des étriers est globalement plus élevée lorsque l'espacement entre-eux est plus élevé (i.e. 150 vs 100 mm), ce qui est normal.

On a cependant noté une variabilité très importante dans les données sans doute associée à la difficulté de souder une petite plaquette de 4 mm sur une surface ronde de 6 mm de diamètre, et à la sensibilité de la jauge à fibre optique lors de sa manipulation au moment de la soudure. Rappelons que les déformations mesurées dans les étriers demeurent douteuses, pour les raisons mentionnées précédemment (étriers lisses et emmaillotés), ce que des essais supplémentaires en cours permettront de clarifier.

Influence de l'orientation du plan de coulée – L'effet de l'orientation du plan de coulée est très évident, et ce, que les expansions soient mesurées en surface (plots) ou à l'intérieur (jauges à corde vibrante) du béton. Dans le cas des blocs non armés, quand la déformation est mesurée en surface, le rapport entre les expansions transversale \perp et transversale $//$ au plan de coulée est de 1.44 avec le calcaire de Québec et de 1.47 avec le gravier volcanique du Nouveau-Mexique (Tableau 10 : 0.00% d'armatures).

3. Propriétés mécaniques du béton atteint de RAS

3.1 Travaux antérieurs

Les mesures de la résistance et du module élastique du béton réalisées sur des carottes prélevées dans différents ouvrages affectés de RAS démontrent une chute du module élastique et de la résistance à la traction. Ces chutes mènent à une réduction de la rigidité flexionnelle ainsi que de la résistance au cisaillement des éléments structuraux. Les essais de chargement sur des structures affectées de RAS n'ont cependant révélé que de faibles pertes de rigidité pour l'ensemble des ouvrages. Ceci est dû partiellement à la redistribution dans les deux directions de la charge et à la présence des autres éléments qui vont contribuer à la rigidité globale de ces ouvrages (importance de la redondance).

Lors de l'investigation extensive de 25 ponts et d'autres structures souffrant de RAS, il a été observé que la résistance à la traction uniaxiale était extrêmement basse comparativement à la résistance à la compression uniaxiale et à la traction indirecte (essai de fendage Brésilien). La chute de résistance observée dans certains ponts était parfois supérieure à 85% pour une expansion variant entre 0.5 et 1.0 %. Par contre, il n'y avait pas de chute importante des résistance à la compression et au fendage (Siemes et Visser 2000).

Au laboratoire, bien que plusieurs études aient été menées sur les conséquences de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton, les résultats ne sont pas applicables automatiquement à tous les bétons. Le comportement mécanique d'un béton atteint de RAS dépend de plusieurs paramètres dont le degré de réactivité des granulats, le type, le dosage et la teneur en alcalis du ciment ainsi que les conditions d'exposition du béton. Notons aussi que plusieurs études ont été conduites

avec des granulats hyper-réactifs artificiels ou rares dans la nature, tels que la silice fondue ou l'opale (Swamy et Al Asali 1988), et risquent de ne pas représenter le vrai comportement mécanique d'un béton atteint de RAS. Ces granulats hyper-réactifs, contrairement à la plupart des granulats naturels utilisés dans le béton des ouvrages, ont tendance à se dissoudre au fur et à mesure de l'avancement de la réaction, ce qui modifie considérablement la rigidité des spécimens testés.

D'autre part, plusieurs études expérimentales portant sur le comportement mécanique du béton affecté de RAS ont été réalisées tantôt sur des cylindres de béton mis en place verticalement, tantôt sur des prismes de béton mis en place horizontalement, spécimens dont l'expansion est périodiquement mesurée longitudinalement et sur lesquels les essais mécaniques sont effectués à différentes échéances en expansion. Or les travaux de Smaoui et al. (2003) ont confirmé que l'expansion longitudinale d'un cylindre (perpendiculaire au plan de coulée) pouvait être deux fois plus élevée que l'expansion longitudinale d'un prisme de béton coulé à l'horizontale (direction parallèle au plan de coulée), toutes autres conditions étant constantes (même mélange de béton), et ce, particulièrement si les spécimens ont été mis en place par vibration.

Malgré tous ces différents, les chercheurs s'accordent sur le fait que l'essai brésilien donne plutôt une idée sur la résistance en compression que sur celle en traction. Cette dernière propriété n'est pas bien étudiée en littérature. On sait aussi que pour un béton sain, les modules en compression et en traction sont semblablement les mêmes, mais est ce le cas dans un béton affecté de RAS ? N'oublions pas que c'est le module en traction qui gère la fissuration et le fluage en traction, et nous avons cru très important d'étudier cette propriété en plus des autres propriétés déjà investiguées. Tel que déjà mentionné en introduction, un autre facteur nous a incité à initier cette étude : les premiers résultats des essais de traction avec mesure du module élastique effectués sur des carottes prélevées dans les ouvrages étudiés dans le cadre du projet mené en collaboration avec le MTQ suggéraient que le béton en cause était effectivement faible en traction (comparativement aux résultats obtenus en compression) tout en présentant un module mesuré en traction nettement plus faible que le module mesuré en compression. Considérant toutefois que les carottes ayant subi les essais en compression et en traction ne provenaient pas des mêmes éléments en service, nous avons jugé bon de vérifier le tout en laboratoire, tout en profitant de l'occasion pour étudier l'influence de la nature et de la granulométrie (i.e. sable vs gros granulats) du granulats réactif en cause.

3.2 Matériaux, échantillons et méthodologie

Un grand nombre de cylindres de béton de 100 x 200 mm de diamètre ont été fabriqués à partir du même ciment (Tableau 1) et deux des mêmes mélanges de béton que ceux utilisés pour les blocs, respectivement fabriqués avec le calcaire de Québec et le sable du Texas, alors qu'un mélange témoin non-réactif a aussi été fabriqué en utilisant cette fois des granulats grossiers (calcaire Limeridge) et fins (sable granitique) non réactifs (Tableau 2). Le béton a été mis en place en position verticale par pilonnage dans les moules cylindriques. Après une journée dans une chambre humide à 23°C et 100% HR, ils ont été démoulés, placés pendant 7 jours dans la même chambre, puis conservés par la suite dans des conditions favorisant le développement de la RAS, soit au-dessus de l'eau dans des contenants hermétiques ($\geq 95\%$ HR) placés dans une chambre à

38°C. Trois cylindres de chaque mélange de béton ont été munis de plots métalliques à leurs extrémités, pour des mesures périodiques d'allongement (expansion) à l'aide d'un comparateur en forme de demi-lune de marque Mitutoyo permettant des mesures comprises. À différentes échéances en expansion, variables d'un mélange à un autre, des cylindres ont subi les essais mécaniques suivants, à raison de 3 cylindres par essai : (1), compression uniaxiale avec mesure du module élastique; (2), traction indirecte (fendage Brésilien); (3), traction directe avec mesure du module élastique, et (4), chargement cyclique SDT (« Stiffness Damage Test ») modifié.

3.3 Résultats et discussion

3.3.1 Essai de chargement cyclique SDT modifié

Cet essai comporte 5 cycles de chargement/déchargement où la charge appliquée est de 10 MPa (comparativement à 5.5 MPa dans la procédure proposée par Chrisp et al. 1993). Nous avons étudié cet essai afin de vérifier s'il pouvait permettre d'évaluer l'expansion déjà atteinte par un béton affecté de RAS, ce qui s'avère le cas. Les résultats obtenus sont présentés ailleurs en détail (Smaoui et al. 2003b) et ont aussi été appliqués aux trois ouvrages affectés de RAS de la région de Québec mentionnés précédemment ainsi qu'à des éléments de béton (6 blocs et 14 dalles) fabriqués en laboratoire avec différents granulats réactifs et exposés à l'extérieur (Bérubé et al. 2003, Smaoui et al. 2003c). Mentionnons toutefois que l'aire des hystérésis (énergie dissipée) et la déformation résiduelle mesurés après les cycles de chargement/déchargement augmentent avec l'expansion due à la RAS (Figure 11), les deux paramètres retenus pour évaluer l'expansion atteinte étant l'aire de l'hystérésis après le premier cycle et la déformation résiduelle après les 5 cycles.

3.3.2 Résistance à la compression uniaxiale

La figure 12 montre que la résistance à la compression du béton non réactif augmente continuellement dans le temps dû à l'hydratation progressive. Cependant, les bétons réactifs présentent une chute plutôt graduelle de résistance atteignant 19% pour une expansion de 0.16% en présence du calcaire de Québec (Figure 13) et 29% pour une expansion de 0.39% en présence du sable du Texas (Figure 14). Dans les deux cas, la chute de résistance semble vouloir se poursuivre par la suite. On note toutefois que la chute de résistance (en %) tend à s'accélérer dans le temps avec le sable alors qu'elle est rapide au début en présence du calcaire, tout en s'atténuant par la suite. Pour un niveau d'expansion intermédiaire de 0.1%, on note aussi que la chute de résistance est moins importante avec le sable du Texas (6%) qu'en présence du calcaire de Québec (15%). Ceci n'est peut-être pas étranger au fait que la fissuration observée à la surface des éprouvettes testées est, dans le cas de celles fabriquées avec le calcaire, surtout perpendiculaire à l'axe des cylindres et à la direction de la contrainte appliquée lors de l'essai de compression, alors que les cylindres fabriquées avec le sable du Texas présentent à leur surface une fissuration polygonale plus régulière avec autant de fissures verticales qu'horizontales. Ceci pourrait aussi s'expliquer par le fait que les granulats calcaires réactifs ont tendance à se fissurer en cours de réaction, contrairement aux particules réactives du sable, et aussi par la différence de taille des particules réactifs en jeu (granulat grossier vs sable).

3.3.3 Résistance au fendage (essai Brésilien)

Lors de l'essai de fendage Brésilien, malgré certaines perturbations, le béton non réactif n'accuse pas de chute de résistance en fonction du temps (Figure 12), contrairement aux deux bétons réactifs qui montrent une chute progressive de résistance dans le temps, chute atteignant 19% avec le calcaire de Québec (Figure 13) et 36% avec le sable du Texas (Figure 14) et comparable aux chutes globales observées lors de l'essai de compression. La chute de résistance au fendage est toutefois moins régulière que celle en compression, étant plus rapide en début d'expansion, tout en s'atténuant progressivement dans le temps. Pour un niveau intermédiaire d'expansion de 0.1%, la chute est ici plus importante avec le sable (e.g. 24%) qu'en présence du calcaire (15%), contrairement à ce qui a été observé lors de l'essai en compression. Cette différence pourrait s'expliquer par la plus grande sensibilité de l'essai Brésilien à la fissuration longitudinale des éprouvettes testées (parallèle à la contrainte appliquée), laquelle est beaucoup plus importante à la surface des éprouvettes fabriquées avec le sable.

3.3.4 Résistance à la traction directe

Très peu d'études se sont intéressées à la résistance à la traction directe du béton atteint de RAS, sans doute parce que l'essai correspondant est relativement plus onéreux et plus complexe à réaliser, sans compte sur le problème d'excentricité qui est toujours présent. Toutefois, de l'avis de plusieurs, la résistance à la traction directe est la propriété la plus influencée par la RAS. À cet égard, malgré certaines perturbations, le béton non réactif n'accuse pas de chute de résistance en fonction du temps (Figure 12). Dans le cas du calcaire de Québec, on note toutefois une importante chute de résistance à la traction de 29% à une expansion très faible de l'ordre de 0.02%, soit avant même l'apparition de fissures en surface. Cette chute est plus rapide en début de réaction et tend à s'atténuer de plus en plus dans le temps, pour atteindre un peu plus de 50% à une expansion de 0.16%. Dans le cas du sable de Texas, la perte de résistance atteint 26% à 0.04% d'expansion et continue à chuter plus ou moins régulièrement par la suite pour atteindre 64% à 0.39% d'expansion. Pour un niveau intermédiaire d'expansion, par exemple de 0.1%, comme dans le cas de la résistance à la compression, la chute de résistance à la traction directe est plus importante avec le calcaire (e.g. 48%) qu'en présence du sable réactif (31%). Ceci pourrait s'expliquer encore une fois par le fait que l'essai de traction directe est particulièrement sensible aux fissures perpendiculaires à la charge appliquée (i.e. à l'axe des éprouvettes), les cylindres fabriqués avec le calcaire de Québec présentant surtout des fissures de ce type, contrairement à ceux fabriqués avec le sable. La présence de gros granulats réactifs et de plus en plus fissurés pourrait aussi expliquer la résistance à la traction directe relativement plus faible du béton contenant le calcaire de Québec, pour un même niveau d'expansion.

3.3.5 Modules élastiques en compression et en traction

Pour tous les granulats utilisés dans cette étude (réactifs ou non), malgré certaines perturbations, les modules élastiques déterminés à partir de l'essai de compression et de traction directe sont semblablement les mêmes (Figures 11, 12 et 13). Dans le cas du béton non réactif, le module demeure relativement constant dans le temps. En présence du calcaire réactif de Québec, la chute du module, aussi bien en compression qu'en traction directe, est graduelle dans le temps. La perte globale à 0.16% d'expansion est de 32% en traction et de 42% en compression. En présence du sable de Texas, le module élastique présente une chute très importante avant même d'atteindre 0.04% d'expansion (chute de 32% en traction et de 34% en compression) et continue à chuter graduellement par la suite, la chute totalisant 52% en traction et 53% en compression à une expansion de 0.39%. Pour un niveau intermédiaire d'expansion de 0.1%, la chute du module élastique est moins importante avec le calcaire (e.g. 19% en traction et 23% en compression, pour une moyenne de 21%) qu'en présence du sable réactif (41% en traction et 35% en compression).

La différence de comportement entre ces deux bétons est sans doute associé à des mécanismes de réaction relativement différents, les dommages engendrés avec les deux granulats réactifs testés n'étant d'ailleurs pas les mêmes. À une expansion voisine de 0.04%, par exemple, les principaux signes de réaction sont, dans le cas du béton fabriqué avec le sable, associés à la pâte de ciment (fissures plus ou moins remplies de gel de réaction, pores avec gel) alors qu'ils se limitent aux granulats dans le cas du béton incorporant le calcaire (fissures fermées et ouvertes avec gel ou non, auréoles de réaction, granulats désenrobés) (Smaoui et al. 2003b). Des mesures de module élastique ont été aussi réalisées sur du béton fabriqué avec un grès réactif (grès de Potsdam) dont les particules n'ont pas tendance à se fissurer en cours de réaction, contrairement aux particules du calcaire de Québec. Le module élastique du béton correspondant mesuré en compression et en traction a chuté de 35% avant même d'atteindre 0.04% d'expansion axiale, se comparant alors au au béton fait avec le sable de Texas.

4. Conclusions

4.1 Influence des aciers d'armatures sur l'expansion due à la RAS

Le suivi des déformations engendrées par la RAS dans des blocs en béton armé de 230 x 230 x 810 mm et fabriqués avec différents granulats réactifs et divers pourcentages d'armatures longitudinales, ceinturées ou non d'étriers, nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- La présence d'aciers d'armature dans un béton affecté de RAS diminue l'expansion parallèlement à ces aciers et cette diminution est d'autant plus importante que le pourcentage d'armatures est élevé et que les granulats utilisés sont moins réactifs. Par contre, l'expansion du béton n'est pas nécessairement réduite dans les deux autres directions, étant même légèrement augmentée. L'addition d'étriers relativement espacés n'a pas eu d'effet significatif sur l'expansion mesurée perpendiculairement aux barres d'armatures.
- Les déformations mesurées par les différentes techniques, et ce, aussi bien au niveau du béton (plots collés à la surface, jauges à corde vibrante noyées dans le béton) que des aciers

longitudinaux (tiges soudées aux armatures principales et affleurant à la surface du béton, jauges à fibre optique soudées aux armatures principales) ont fourni des résultats fort comparables, ce qui témoigne d'une bonne adhérence entre le béton et les aciers.

- Les aciers d'armatures sont en fait fortement sollicités en traction et le sont d'autant plus que le pourcentage d'armatures est faible et que le granulat utilisé est plus réactif. En contrepartie, le béton est mis en précontrainte, celle-ci étant d'autant plus importante que l'expansion est élevée. C'est le pourcentage (ou la section totale) d'acier d'armature qui compte et non pas le nombre et la distribution des armatures. Par exemple, pour un même pourcentage d'armatures, soit 0.80%, des déformations semblables ont été observées en utilisant 4 barres de 10 mm \varnothing au lieu de 8 barres de 8 mm \varnothing . En présence de granulats hyper-réactifs tels le sable du Texas et le gravier du Nouveau-Mexique et de faibles pourcentages d'armature, l'effort de traction générée par la RAS dans les barres d'armature pourrait éventuellement entraîner la plastification des aciers.
- Les déformations et les contraintes générées dans les étriers demeurent fort douteuses, les mesures réalisées à l'aide de jauges à fibre optique soudées à ceux-ci ayant fourni des résultats relativement faibles par rapport aux déformations transversales obtenues à partir des plots de surface et des cordes vibrantes. Plusieurs raisons peuvent expliquer ces différences (étriers lisses, fixation difficile des jauges sur les étriers, emmaillottage des jauges et des étriers).
- Cette étude a une fois de plus démontré que, toutes autres conditions étant constantes (i.e. état des contraintes), l'expansion du béton affecté de RAS est plus importante perpendiculairement au plan de coulée que parallèlement à celui-ci.

4.2 Influence de la RAS sur les propriétés mécaniques du béton

Les essais mécaniques réalisés à différentes échéances en expansion sur des cylindres en béton de 100 x 200 mm fabriqués avec différents granulats réactifs et conservés dans des conditions favorisant la RAS nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Le comportement mécanique d'un béton atteint de RAS dépend du type et de la taille du granulat réactif en cause.
- Toutes les propriétés mécaniques mesurées (résistances à la compression, au fendage et à la traction directe; module élastique en compression et en traction) sont affectées à la baisse par la RAS, et ce, de façon plus ou moins graduelle au fur et à mesure de l'avancement de la réaction.
- Les essais de résistance à la compression et à la traction indirecte (fendage Brésilien) sont moins intéressants que l'essai de résistance à la traction directe pour évaluer le dommage engendré par la RAS. À une expansion de 0.1%, par exemple, le béton fabriqué avec le calcaire de Québec montre une chute de résistance de 15% en compression et de 16% en fendage mais de 50% en traction directe.

- Le module élastique est lui aussi fortement affecté par la RAS. Il chute toutefois plus ou moins rapidement en début de réaction en fonction de la nature des granulats réactifs en présence, notamment de leur tendance ou non à se fissurer progressivement en cours de réaction.
- La valeur du module élastique est la même que celui-ci soit mesuré lors d'un essai de compression ou de traction directe, ce qui répond clairement à une importante interrogation soulevée au début de notre étude.

Références

Bérubé, M.A., Smaoui, N., Bissonnette, B., Fournier, B. (2003) : Évaluation du comportement structural des infrastructures routières affectées de réactions alcalis-granulats - Rapport d'étape no. 4. Soumis au Ministère des transports du Québec, Janvier 2003, 111 p. + annexes.

Chrisp, T.M., Waldron, P., Wood, J.G.M. (1993) : Development of a Non-Destructive Test to Quantify Damage in Deteriorated Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 45, No. 165.

Clayton, N., Currie, R.J., Moss, R.M. (1990) : The Effects of Alkali-Silica Reaction on the Strength of Prestressed Concrete Beams. The Structural Engineer, 68 (15) (1990) 287-292.

Hobbs, D.W. (1990) : Cracking and Expansion Due to Alkali-Silica Reaction: its Effect on Concrete. Structural Engineering Review, 2 (1990) 65-79.

ISE (1992) : Structural Effects of Alkali-Silica Reaction - Technical Guidance on the Appraisal of Existing Structures. The Institution of Structural Engineers, London (U.K.), 45 p.

Jones, A.E.K., Clark, L.A. (1996) : A Review of the Institution of Structural Engineers Report "Structural Effect of Alkali-Silica Reaction (1992)". Compte rendus de la 10^{ème} Conférence Internationale sur la RAG, Melbourne (Australie), 1996, pp. 394-401.

Larive, C. (1998) : Combined Contribution of Experiments and Modeling to the Understanding of Alkali-Aggregate Reaction and its Mechanical Consequences. OA 28, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris (France), 1998, 325 p.

Ng, K.E. (1991) : Effect of Alkali-Silica Reaction on the Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. PhD Thesis, The University of Birmingham, 1991.

Siemes, T., Visser, J. (2000) : Low Tensile strength in Older Concrete Structures With Alkalis-Silica Reaction. 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Québec, Canada, 2000, pp. 1029-1038.

Smaoui, N., Bérubé, M.A., Bissonnette, B., Fournier, B., Durand, B., Bouchard, D., Savard, M., Vézina, D. (2002) : Évaluation structurale et réparation des ouvrages routiers atteints de réactivité

alcalis-granulats, Comptes-rendus du 9^e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Québec, Mai 2002, 18 p.

Smaoui, N., Bérubé, M-A., Fournier, B., Bissonnette, B. (2003a) : Influence of Specimen Geometry, Orientation of casting Plane, and Mode of Concrete Consolidation on Expansion Due to ASR. Soumis à Cement, Concrete and Aggregates.

Smaoui, N., Bérubé, M-A., Fournier, B., Bissonnette, B., Durand, B. (2003b) : Evaluation of the Expansion to Date Suffered by Concrete Affected by ASR – Part I : Experimental Study on Laboratory Concrete. Soumis à Canadian Journal of Civil Engineering.

Smaoui, N., Bérubé, M-A., Fournier, B., Bissonnette, B., Durand, B. (2003c) : Evaluation of the Expansion to Date Suffered by Concrete Affected by ASR – Part II : Application to Field Concrete. Soumis à Canadian Journal of Civil Engineering.

Swamy, R.N, Al-Asali, M.M. (1988) : Engineering Properties of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction. ACI Materials Journal, 85 (Nov.-Déc. 1988) 367-374.

Swamy, R.N. (1995) : Effects of Alkali Aggregate Reactivity on Material Stability and Structural Integrity. CANMET/ACI International Workshop on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete, Dartmouth, (Nova Scotia, Canada), Octobre 1995, p. 293-310.

Tableau 1 – Composition du ciment de type 10 utilisé.

Oxyde (%)									PAF (%)
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	Na ₂ O _e	
19.8	5.20	2.30	62.1	2.75	3.02	0.26	0.86	0.83	2.63

Tableau 2 – Caractéristiques des mélanges de béton.

Caractéristiques	Granulat réactif utilisé dans le béton			Mélange témoin non réactif
	Sable du Texas (hyper-réactif)	Calcaire de Québec (très réactif)	Gravier du Nouveau-Mexique (hyper-réactif)	
Volets de l'étude	Aciers d'armatures et propriétés mécaniques	Aciers d'armatures et propriétés mécaniques	Aciers d'armatures	Propriétés mécaniques
Affaissement (mm)	35	45	45	55
Air (%)	2.4	2.3	2.3	2.4
Eau (kg/m³)	168	168	168	168
Ciment (kg/m³)	420	420	420	420
Sable (kg/m³)	745 (sable du Texas)	745 (sable granitique non réactif)	750 (sable granitique non réactif)	751 (sable granitique non réactif)
Pierre (kg/m³)	1075 (calcaire non réactif de Limeridge)	1092 (calcaire de Québec)	1064 (gravier du Nouveau-Mexique)	1093 (calcaire non réactif de Limeridge)
Masse volumique (kg/m³)	2408	2425	2402	2434

Tableau 3 – Caractéristiques structurales des spécimens de béton.

Granulat réactif	Pourcentage d'armatures longitudinales (section d'acier / section de béton)	Présence d'étriers et espacement s'il y a lieu
Calcaire de Québec	0%	Non
	0.4 % (4 φ 8)	Non
	0.8 % (4 φ 10)	Non
	1.58 % (4 φ 15)	Non
	1.58 % (4 φ 15)	Oui (φ 6) : espacement de 150 mm
	1.58 % (4 φ 15)	Oui (φ 6) : espacement de 100 mm
Gravier volcanique du Nouveau-Mexique	0%	Non
	0.4 % (4 φ 8)	Non
	0.8 % (4 φ 10)	Non
	1.58 % (4 φ 15)	Non
	1.58 % (4 φ 15)	Oui (φ 6) : espacement de 150 mm
	1.58 % (4 φ 15)	Oui (φ 6) : espacement de 100 mm
	0.80 % (8 φ 8)	Oui (φ 6) : espacement de 150 mm
Sable du Texas	1.58 % (4 φ 15)	Non
	1.58 % (4 φ 15)	Oui (φ 6) : espacement de 150 mm

Tableau 4 – Description de l'instrumentation utilisée pour les mesures d'expansion.

Bloc (armatures longitudinales et étriers)	Plots collés à la surface du béton		Plots/tiges soudées aux barres longitud. (250mm) ³	Cordes vibrantes noyées dans le béton		Fibres optiques soudées aux barres longitud.	Fibres optiques soudées aux étriers
	Mesures longitud. (200mm) ¹	Mesures transv. (150mm) ²		Mesures longitud. (125mm) ⁵	Mesures transvers. (125mm) ⁵		
Calcaire de Québec							
0%	12 mesures // au plan de coulée	6 mesures (3 // et 3 ⊥ au plan de coulée)	1 mesure // au plan de coulée	1 corde // au plan de coulée; 1 corde à 45° ⁶	2 cordes (⊥ et // au plan de coulée)	-	-
0.4% (4φ8)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // au plan de coulée ⁷	-
0.8% (4φ10)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	-
1.58% (4φ15)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	-
1.58% (4φ15) étriers 100 mm (φ6)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	3 fibres // (2 barres) ⁸	2 fibres // au plan de coulée ¹⁰
1.58% (4φ15) étriers 150 mm (φ6)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	3 fibres // (2 barres) ⁸	2 fibres // ¹⁰
Roche volcanique du Nouveau-Mexique							
0%	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	-	-
0.4% (4φ8)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	-
0.8% (4φ10)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	-
1.58% (4φ15)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	-
1.58% (4φ15) étriers 100 mm (φ6)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	4 fibres // (2 barres) ⁹	2 fibres // ¹¹ 2 fibres ⊥ ¹²
1.58% (4φ15) étriers 150 mm (φ6)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	4 fibres // (2 barres) ⁹	2 fibres // ¹¹ 2 fibres ⊥ ¹²
1.58% (8φ8) étriers 150 mm (φ6)	idem	idem	2 mesures // ⁴	1 corde //	1 corde //	4 fibres // (2 barres) ⁹	2 fibres // ¹¹ 2 fibres ⊥ ¹²
Sable du Texas							
1.58% (4φ15)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	-
1.58% (4φ15) étriers 150 mm (φ6)	idem	idem	1 mesure //	1 corde //	1 corde //	1 fibre // ⁷	2 fibres // ¹⁰

¹ 3 lignes de 3 plots distants de 200 mm sur 2 faces adjacentes, au centre et près de chacune des deux arêtes; 2 mesures de 200 mm par ligne; 6 mesures de 200 mm par face; 12 mesures de 200 mm par bloc.

² 3 lignes de 2 plots distants de 150 mm sur 2 faces adjacentes, à 125, 325 et 525 mm du sommet du bloc; 1 mesure de 150 mm par ligne; 3 mesures de 150 mm par face; 6 mesures de 150 mm par bloc (3 ⊥ et 3 // au plan de coulée).

³ Distance centre en centre de 250 mm entre deux barres longitudinales.

⁴ 1 mesure sur 2 barres longitudinales, 1 barre centrale et 1 barre en coin.

⁵ Longueur d'influence de la corde vibrante = 125 mm.

⁶ Corde installée à 45° par rapport à l'axe du bloc.

⁷ 1 barre : 1 fibre, côté extérieur, selon la diagonale du bloc.

⁸ Barre 1 : 1 fibre, côté extérieur; barre 2 : 2 fibres, côtés extérieur et intérieur, selon la diagonale du bloc.

⁹ 2 barres : 2 fibres par barre, côtés extérieur et intérieur, selon la diagonale du bloc.

¹⁰ 2 étriers, 1 fibre par étrier, côté extérieur; mesures parallèles au plan de coulée.

¹¹ 1 étrier, 2 fibres, côtés extérieur et intérieur; mesures parallèles au plan de coulée.

¹² 1 étrier, 2 fibres, côtés extérieur et intérieur; mesures perpendiculaires au plan de coulée.

Tableau 5 – Caractéristiques des jauges de déformation utilisées.

Cordes vibrantes	
Modèle	EM-5
Étendue de mesure	3000 microdéformations
Résolution	0.1 µm/m
Étendue de température d'opération	-50 °C à +60 °C
Câble électrique	IRC-41A : 2 paires torsadées 22 AWG, blindées, 6.20 mm de diamètre extérieur, gaine extérieure en PVC
Fibres optiques	
Modèle	SFO-W "spot weldable strain gage"
Étendue de mesure	3000 microdéformations
Résolution	0.01%
Étendue de température d'opération	-55 °C à +85 °C
Câble électrique	Câble de polyuréthane, 4 mm de diamètre

Tableau 6 – Déformations moyennes mesurées à 228 jours à l'aide des plots fixés à la surface du béton et aux tiges soudées aux aciers longitudinaux.

Bloc (armatures longitudinales et étriers)	Plots fixés à la surface du béton				Tiges soudées aux armatures longitudinales
	Déformation longitudinale // au plan de coulée (%)	Déformation transversale ⊥ au plan de coulée (%)	Déformation transversale // au plan de coulée (%)	Déformation transversale // moyenne (%)	Déformation longitudinale // au plan de coulée (%)
Calcaire de Québec					
0.00%	0.091	0.154	0.105	0.129	-
0.40%	0.070	0.126	0.104	0.115	0.081
0.80%	0.062	0.159	0.120	0.140	0.063
1.58%	0.052	0.122	0.098	0.110	0.047
1.58%, étriers 100 mm	0.056	0.144	0.142	0.143	0.052
1.58%, étriers 150 mm	0.062	0.147	0.129	0.138	0.053
Roche volcanique du Nouveau-Mexique					
0.00%	0.193	0.301	0.209	0.255	-
0.40%	0.137	0.353	0.327	0.340	0.140
0.80%	0.094	0.303	0.287	0.295	0.101
1.58%	0.082	0.364	0.197	0.280	0.063
0.80% (8 barres), étriers 150 mm	0.130	0.406	0.265	0.335	Barre centrale 0.102 Barre en coin 0.074
1.58%, étriers 100 mm	0.079	0.356	0.272	0.314	0.079
1.58%, étriers 150 mm	0.086	0.345	0.270	0.307	0.046
Sable du Texas					
1.58%	0.130	0.635	0.442	0.539	0.104
1.58%, étriers 150 mm	0.147	0.574	0.444	0.509	0.083

**Tableau 7 – Déformations moyennes internes mesurées à 228 jours
à l'aide des jauges à corde vibrante noyées dans le béton.**

Bloc (armatures longitudinales et étriers)	Déformation longitudinale // (%)	Déformation transversale ⊥ (%)	Déformation transversale // (%)	Déformation transversale moyenne (%)
Calcaire de Québec				
0.00%	0.094	0.147	0.090	0.119
0.40%	0.068	-	0.096	0.096
0.80%	0.060	-	0.066	0.066
1.58%	0.047	-	0.065	0.065
1.58%, étriers 100 mm	0.052	-	0.107	0.107
1.58%, étriers 150 mm	0.049	-	0.113	0.113
Roche volcanique du Nouveau-Mexique				
0.00%	0.153	-	0.178	0.178
0.40%	0.106	-	0.230	0.230
0.80%	0.100	-	0.222	0.222
1.58%	0.093	-	0.220	0.220
0.80% (8 barres), étriers 150 mm	0.099	-	0.260	0.260
1.58%, étriers 100 mm	0.068	-	0.230	0.230
1.58%, étriers 150 mm	0.072	-	0.272	0.272
Sable du Texas				
1.58%	0.110	-	0.442	0.442
1.58%, étriers 150 mm	0.133	-	0.500	0.500

**Tableau 8 – Déformations moyennes mesurées à 228 jours à l'aide
des jauges à fibre optique soudées aux aciers longitudinaux.**

Bloc (armatures longitu- dinales et étriers)	Déformation (%)			
	Barre côté extérieur	Barre côté intérieur	Étrier côté extérieur	Étrier côté intérieur
Calcaire de Québec				
0.40%	0.074	-	-	-
0.80%	0.054	-	-	-
1.58%	0.039	-	-	-
1.58%, étriers 100 mm	No. 1 : 0.053 No. 2 : 0.060	0.066	No. 1 (//) : 0.007 No. 2 (//) : 0.007	-
1.58%, étriers 150 mm	No. 1 : 0.037 No. 2 : 0.052	0.052	No. 1 (//) : 0.030	No. 1 (//) : -0.003
Roche volcanique du Nouveau-Mexique				
0.40%	0.141	-	-	-
0.80%	0.074	-	-	-
1.58%	0.060	-	-	-
0.80% (8 barres), étriers 150 mm	Barre centrale : 0.082 Barre en coin : 0.091	Barre centrale : 0.072 Barre en coin : 0.093	No. 1 (//) : 0.100 No. 1 (⊥) : 0.069	No. 1 (//) : -0.013 No. 1 (⊥) : 0.058
1.58%, étriers 100 mm	No. 1 : 0.055 No. 2 : 0.052	No. 1 : 0.029 No. 2 : 0.034	No. 1 (//) : 0.071 No. 1 (⊥) : 0.049	No. 1 (//) : 0.001 No. 1 (⊥) : 0.009
1.58%, étriers 150 mm	No. 1 : 0.041 No. 2 : 0.069	0.045	No. 1 (//) : 0.056 No. 1 (⊥) : 0.017	No. 1 (//) : 0.025 No. 1 (⊥) : 0.000
Sable du Texas				
1.58%	0.112	-	-	-
1.58%, étriers 150 mm	0.070	-	No. 1 (//) : 0.066 No. 2 (//) : 0.049	-

Tableau 9 – Contrainte de traction dans les aciers d’armature et précontrainte dans le béton calculées à partir des déformations mesurées à 228 jours à l’aide des plots collés aux tiges soudées aux aciers longitudinaux.

Granulat réactif	Bloc (armatures longitudinales)	Contrainte de traction dans les aciers (MPa)	Précontrainte dans le béton (MPa)
Calcaire de Québec	0.40%	162	0.63
	0.80%	126	0.98
	1.58%	94	1.47
Roche volcanique du Nouveau-Mexique	0.40%	280	1.09
	0.80%	202	1.57
	1.58%	126	1.97
Sable du Texas	1.58%	208	3.25

Tableau 10 – Comparaison des déformations transversales et longitudinales mesurées à 228 jours à l’aide des plots collés à la surface du béton et des jauges à corde vibrante noyées dans celui-ci.

Bloc (armatures longitudinales et étriers)	Plots fixés à la surface du béton			Cordes vibrantes noyées dans le béton
	Déf. transversale // / déf. longitudinale	Déf. transversale ⊥ / déf. longitudinale	Déf. transversale ⊥ / déf. transversale //	Déf. transversale // / déf. longitudinale
Calcaire de Québec				
0.00%	1.15	1.69	1.47	0.96
0.40%	1.48	1.80	1.21	1.41
0.80%	1.93	2.56	1.33	1.10
1.58%	1.82	2.34	1.24	1.38
1.58%, étriers 100 mm	2.53	2.57	1.01	2.05
1.58%, étriers 150 mm	2.08	2.37	1.14	2.30
Roche volcanique du Nouveau-Mexique				
0.00%	1.08	1.56	1.44	1.16
0.40%	2.38	2.57	1.08	2.17
0.80%	3.05	3.22	1.06	2.22
1.58%	2.40	4.44	1.85	2.37
0.80% (8 barres), étriers 150 mm	2.04	3.12	1.53	2.62
1.58%, étriers 100 mm	3.44	4.50	1.31	3.38
1.58%, étriers 150 mm	3.14	4.01	1.28	3.77
Sable du Texas				
1.58%	4.15	4.88	1.44	4.02
1.58%, étriers 150 mm	3.46	3.90	1.29	3.76

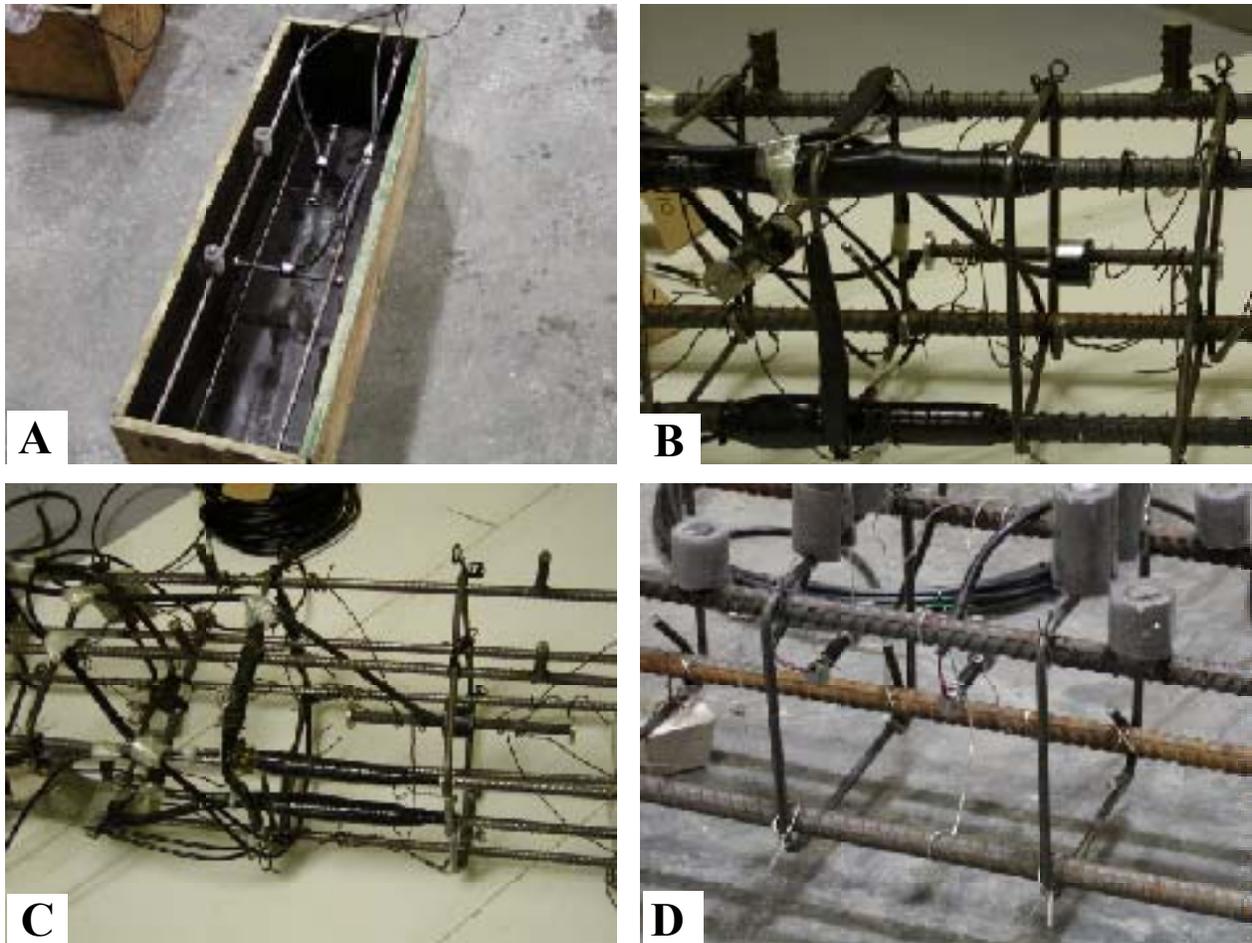


Figure 1 — Installation des tiges métalliques et des jauges à fibre optique soudées aux armatures longitudinales et aux étriers ainsi que des jauges à corde vibrante noyées dans le béton. A) Préparation du moule pour un bloc comportant 4 armatures longitudinales mais pas d'étrier; deux cordes vibrantes sont installées parallèlement et perpendiculairement aux barres, une fibre optique a été soudée à une barre et deux courtes tiges métalliques ont été soudées à une autre barre. B) Assemblage pour un bloc comportant 4 armatures longitudinales et des étriers; deux jauges à corde vibrante sont installées parallèlement et perpendiculairement aux barres, deux tiges métalliques ont été soudées à une barre, des fibres optiques ont été soudées à deux barres et à un étrier, selon deux directions dans ce dernier cas. C) Même description si ce n'est que l'assemblage comprend 8 armatures longitudinales et que des tiges métalliques sont soudées à une barre centrale et à une barre en coin. D) Assemblage d'un bloc comportant 4 armatures longitudinales et des étriers; des jauges à corde vibrante sont installées à l'intérieur de la boucle d'un étrier et entre deux étriers et des tiges métalliques ont été soudées à la fois sur des barres et des étriers, près du centre et près des barres dans ce dernier cas.

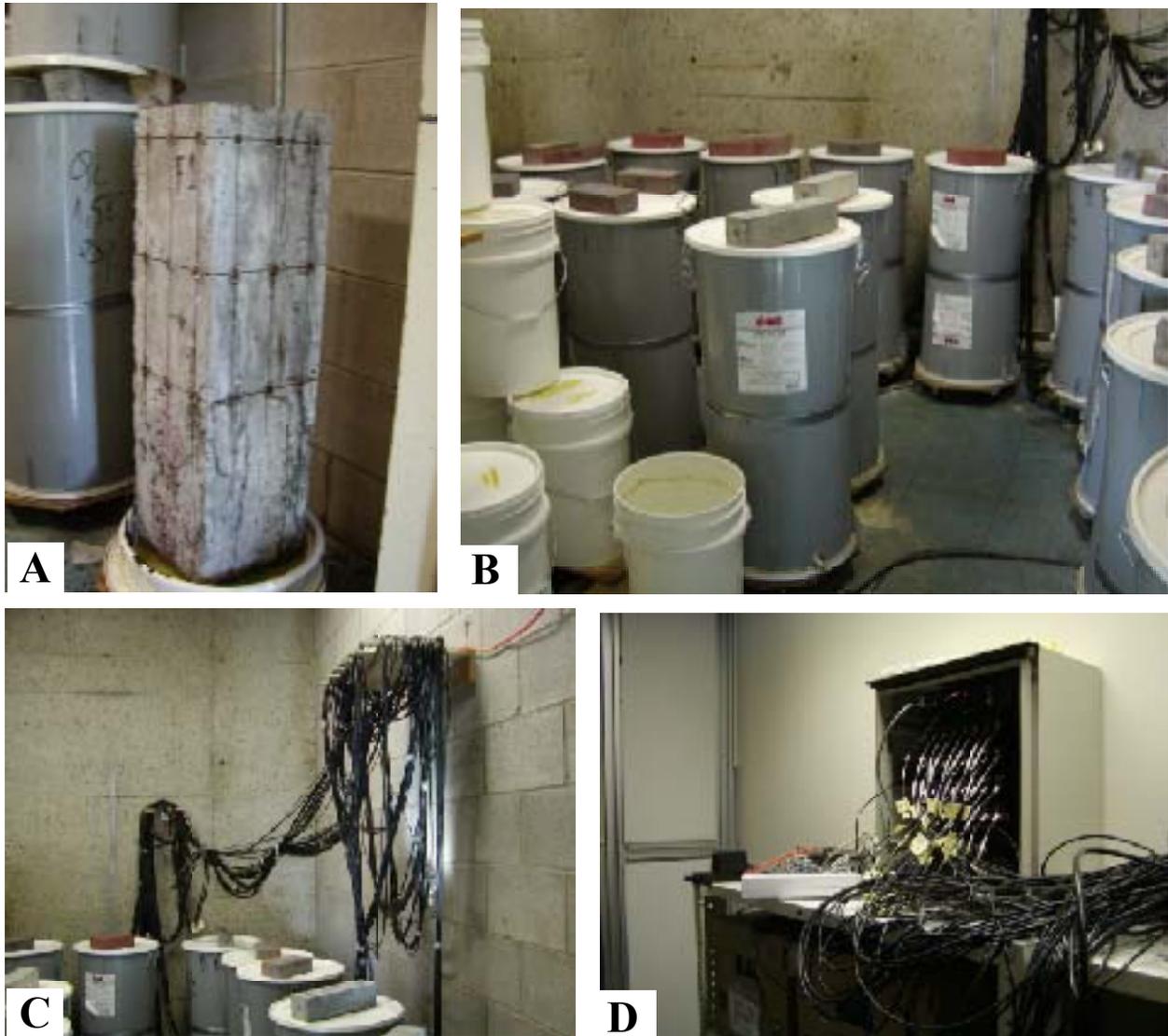


Figure 2 – Conservation des blocs et systèmes d’acquisition automatique. A) Vue d’un bloc montrant la disposition des plots collés à la surface du béton sur deux des 4 faces de chacun des blocs (9 plots par face), respectivement parallèle et perpendiculaire au plan de coulée du béton, le tout permettant un total de 12 mesures longitudinales de 200 mm et de 6 mesures transversales de 150 mm par bloc (3 parallèles et 3 perpendiculaires au plan de coulée). B) Groupe de chaudières utilisées pour la conservation des blocs dans la chambre à 38°C du Laboratoire des chaussées du MTQ ; chaque bloc est placé au-dessus de l’eau dans un bac situé à la base de la chaudière ; une base en bois munie de roulettes permet le déplacement des chaudières lors des mesures manuelles de déformation (plots de surface, tiges soudées aux armatures et aux étriers, certaines fibres optiques). C) Vue des câbles fixés aux jauges à corde vibrante et à fibre optique qui sont lues par deux systèmes d’acquisition. D) Systèmes d’acquisition pour la lecture automatique des jauges à corde vibrante et à fibre optique localisés dans une petit local de rangement adjacent à la chambre chaude ; ces systèmes sont régulièrement interrogés par modem à partir de l’Université Laval.

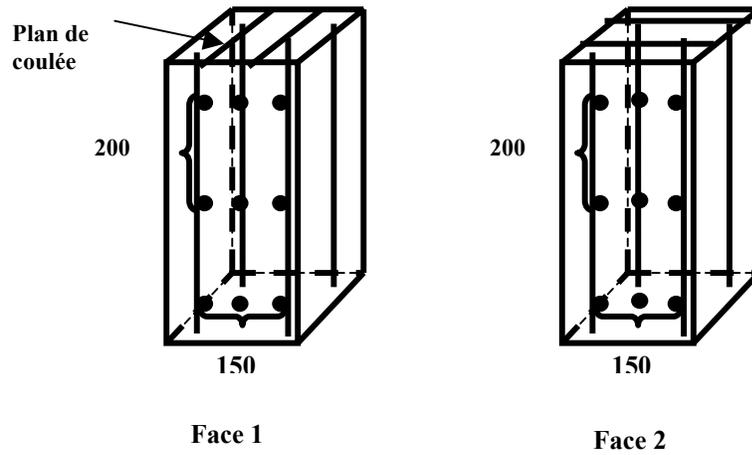


Figure 3 – Schéma illustrant l'emplacement des plots de mesure fixés à la surface du béton, permettant 12 mesures longitudinales de 200 mm // au plan de coulée (6 mesures sur chacune des faces 1 et 2), 3 mesures transversales de 150 mm \perp au plan de coulée (face 1) et 3 mesures transversales de 150 mm // au plan de coulée (face 2).

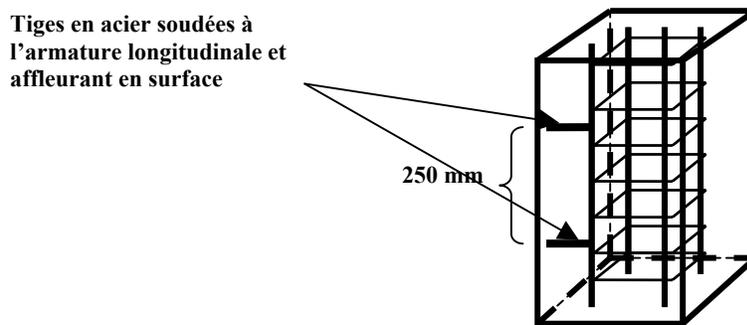


Figure 4 – Schéma illustrant l'emplacement des plots de mesure fixés au bout de courtes tiges métalliques soudées aux armatures longitudinales, permettant des mesures longitudinales de 250 mm, // au plan de coulée.

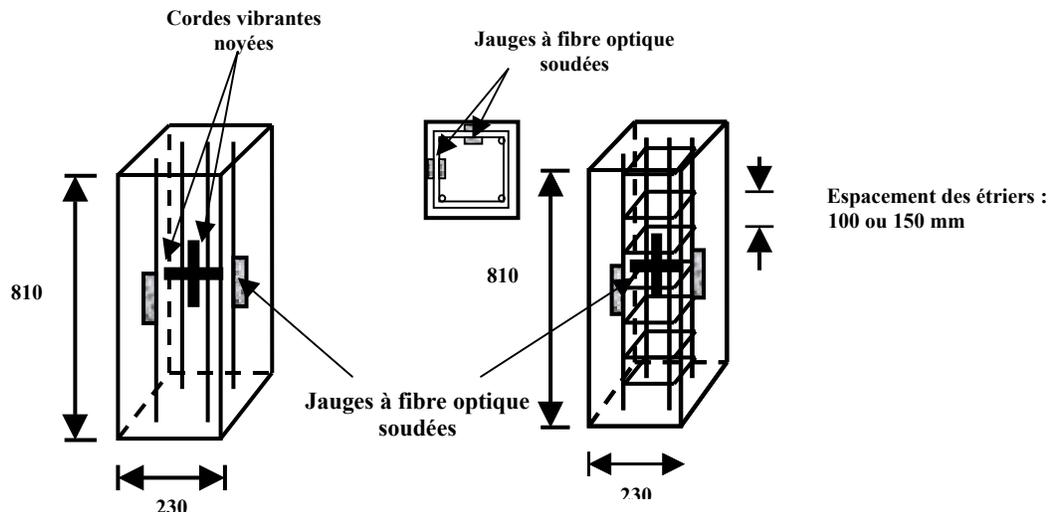


Figure 5 – Schéma illustrant la position des armatures longitudinales et des étriers dans les blocs ainsi que celle des jauges à corde vibrante et à fibre optique soudées aux éléments métalliques, généralement du côté extérieur et du côté intérieur d'une même barre (à la diagonale du bloc) ou d'un même étrier.

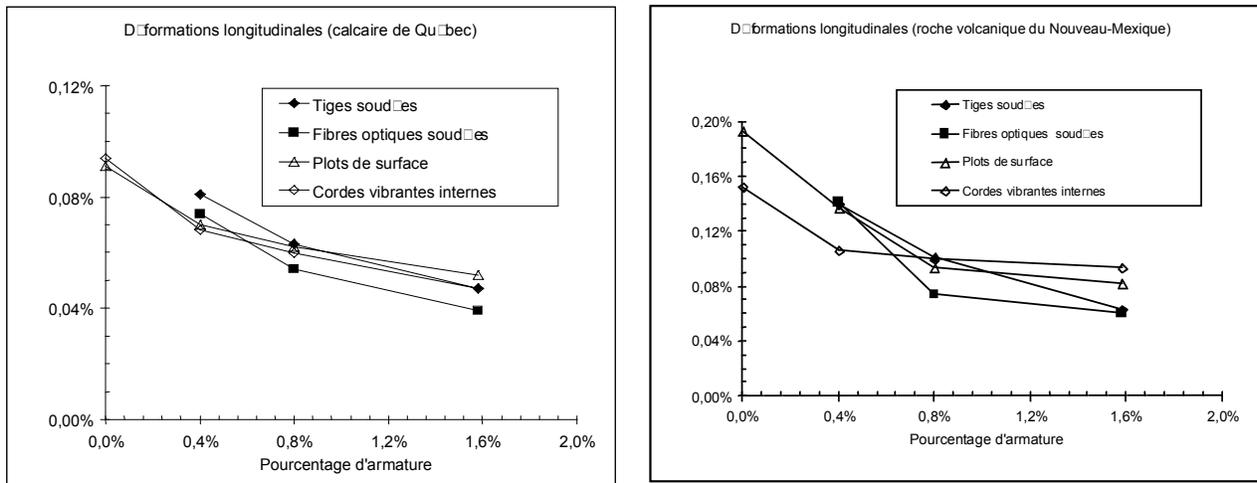


Figure 6 – Expansions longitudinales // au plan de coulée en fonction du % d'armatures longitudinales, mesurées à 228 jours dans le cas des bétons fabriqués avec les granulats de Québec et du Nouveau-Mexique au moyen des différentes méthodes utilisées (plots à la surface du béton, jauges à corde vibrante noyées dans le béton, plots sur tiges métalliques soudées aux armatures longitudinales et jauges à fibre optique soudées à ces mêmes armatures).

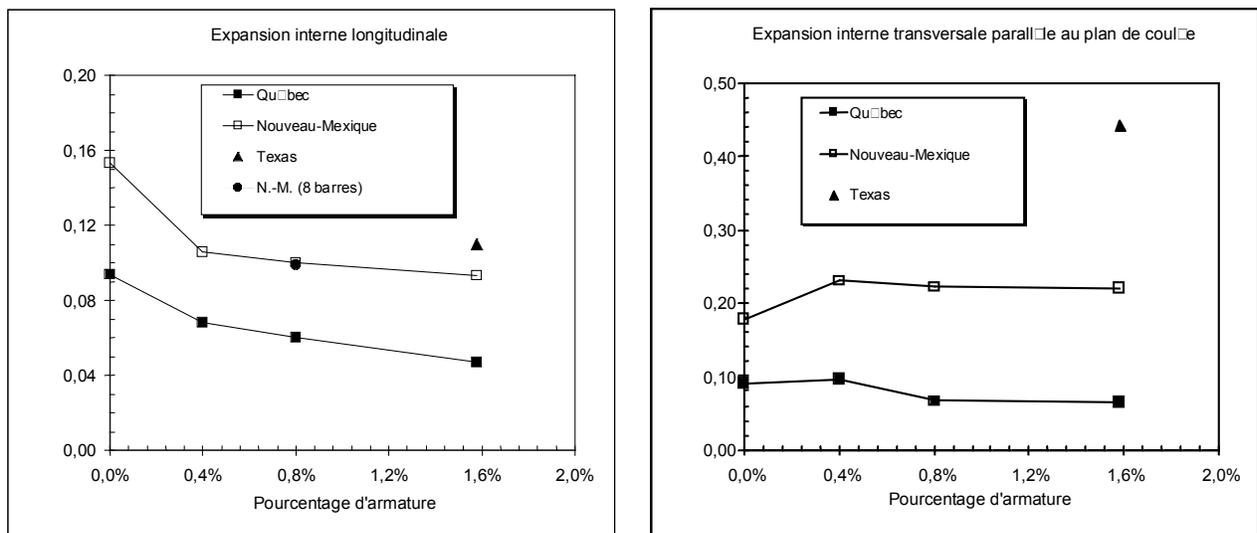


Figure 7 – Expansions internes longitudinales et transversales // au plan de coulée, mesurées à 228 jours à l'aide des jauges à corde vibrante noyées dans le béton.

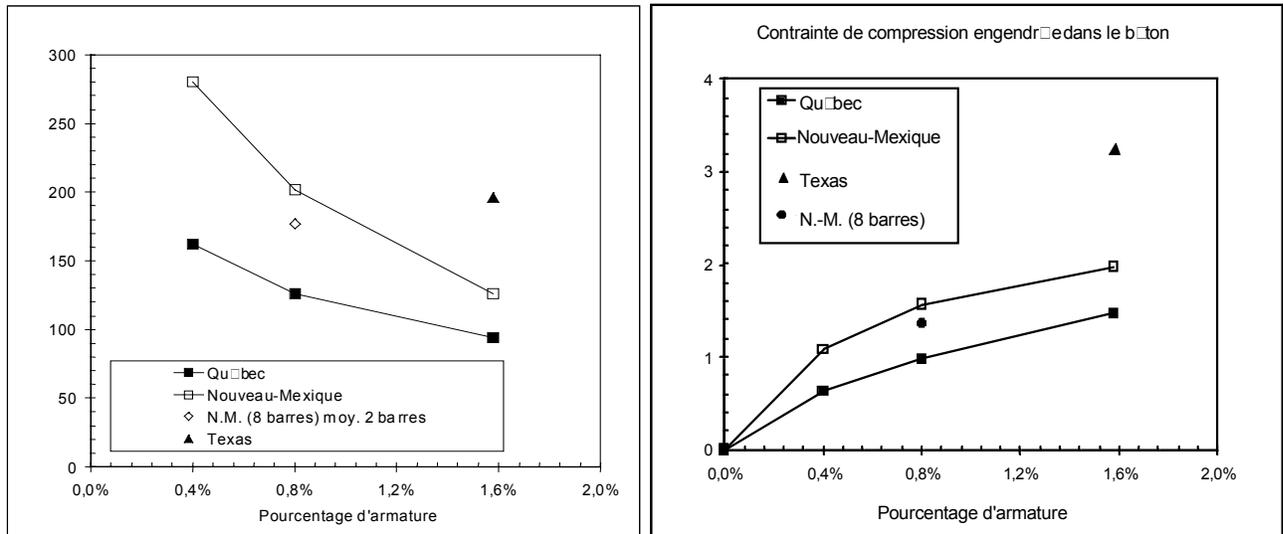


Figure 8 – Contrainte de traction dans les aciers et précontrainte dans le béton engendrées après 228 jours par la RAS, en fonction du pourcentage d’armatures longitudinales.

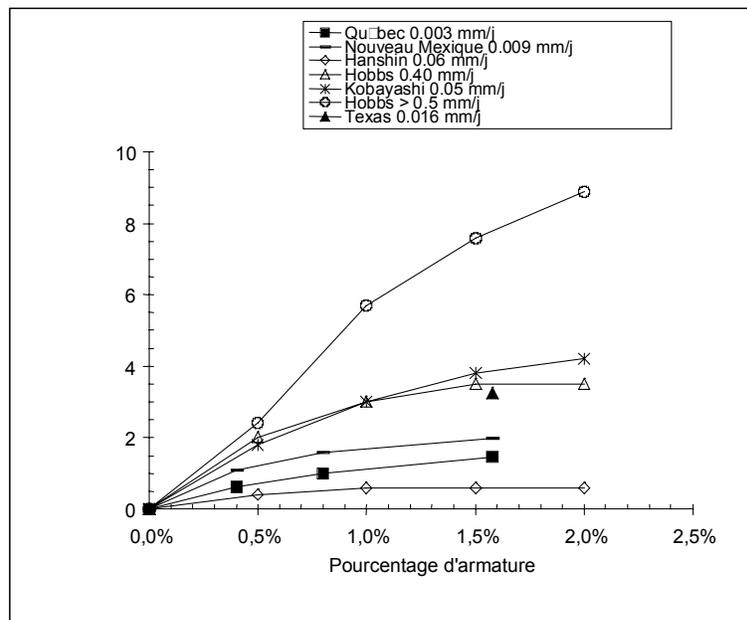


Figure 9 – Comparaison des contraintes générées par la RAS après 228 jours en fonction du % d’armature par rapport aux résultats d’autres études antérieures (tiré de ISE 1992).

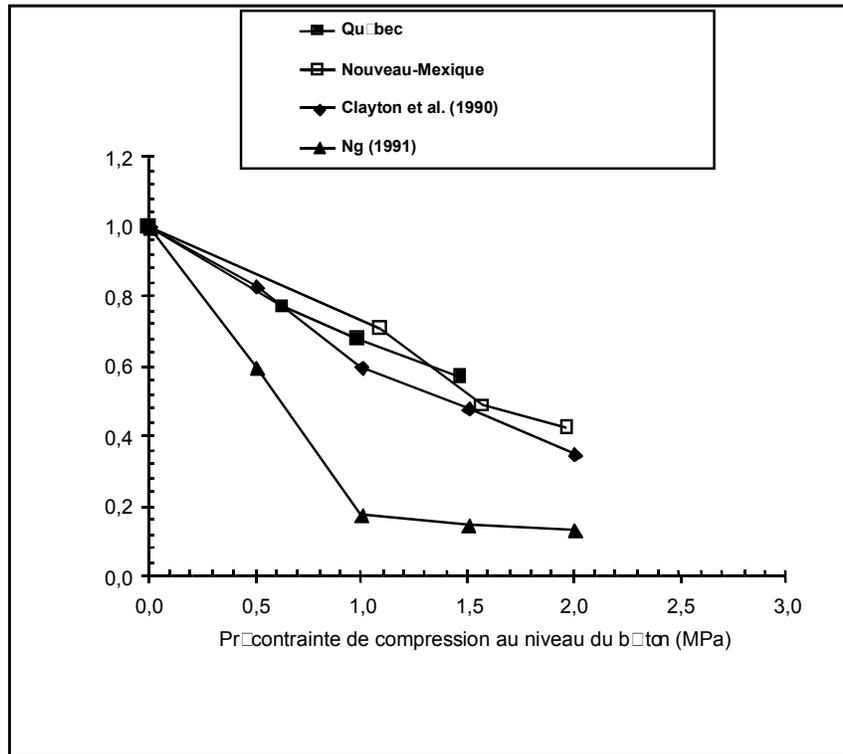


Figure 10 – Comparaison des résultats obtenus après 228 jours avec ceux de Clayton et al. (1990) et de Ng (1991).

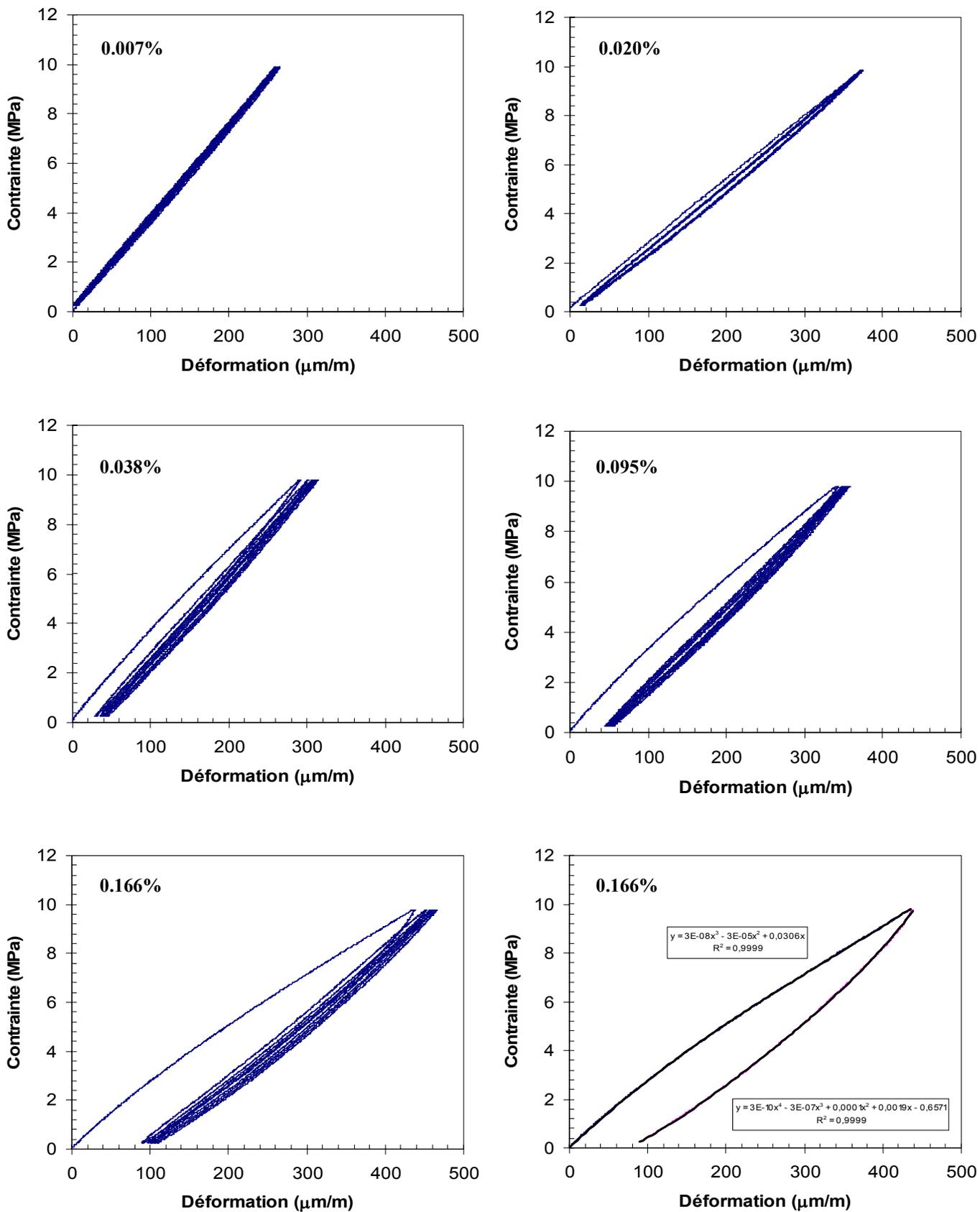


Figure 11 – Résultats de l'essai SDT modifié obtenus pour différentes échéances dans le cas de cylindres de béton fabriqués avec le calcaire de Québec.

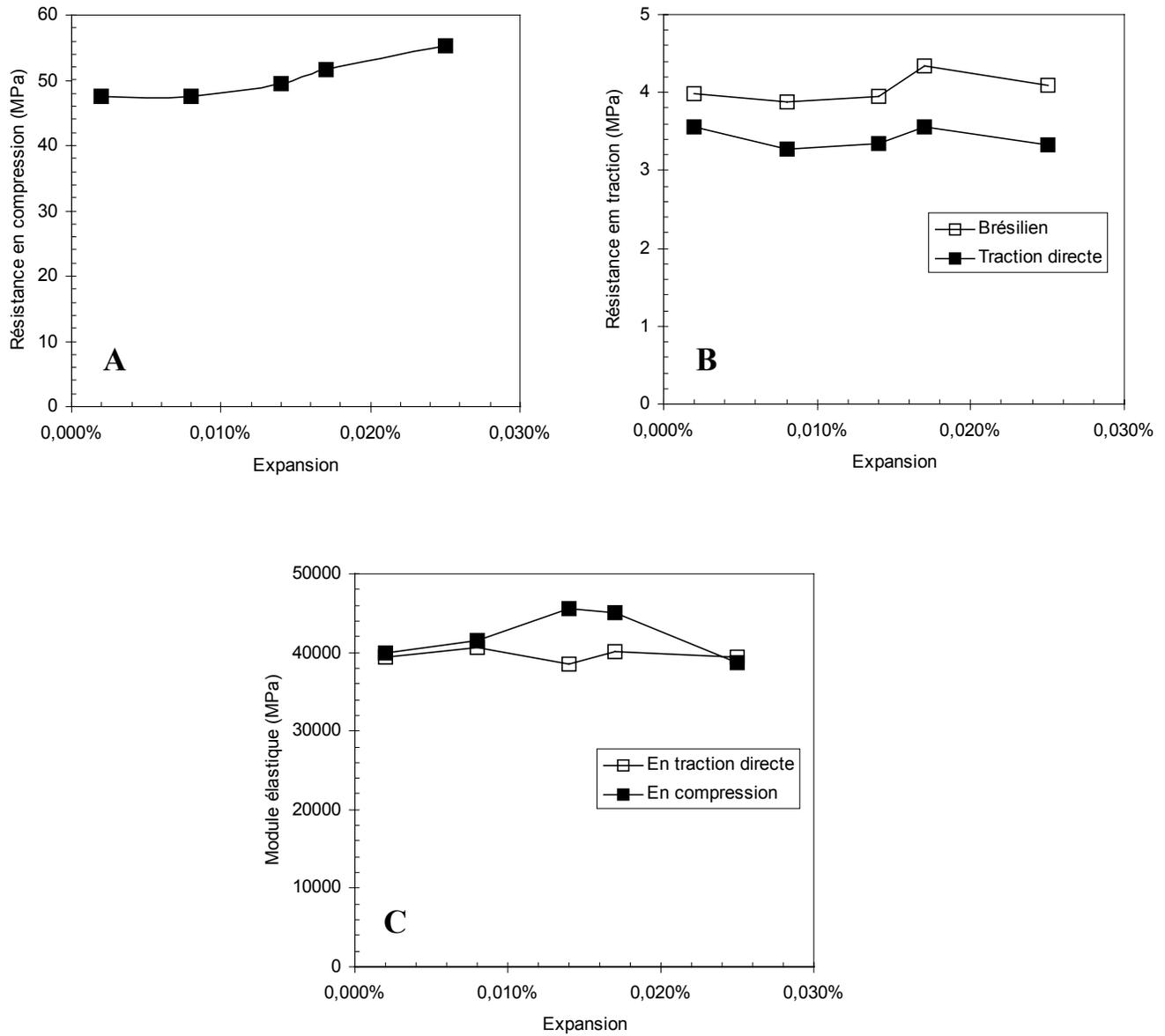


Figure 12 – Résultats des essais mécaniques en fonction de l’expansion pour le béton non réactif: (A) Résistance à la compression. (B) Résistance à la traction indirecte (fendage Brésilien) et à la traction directe. (C) Modules élastiques en compression et en traction directe.

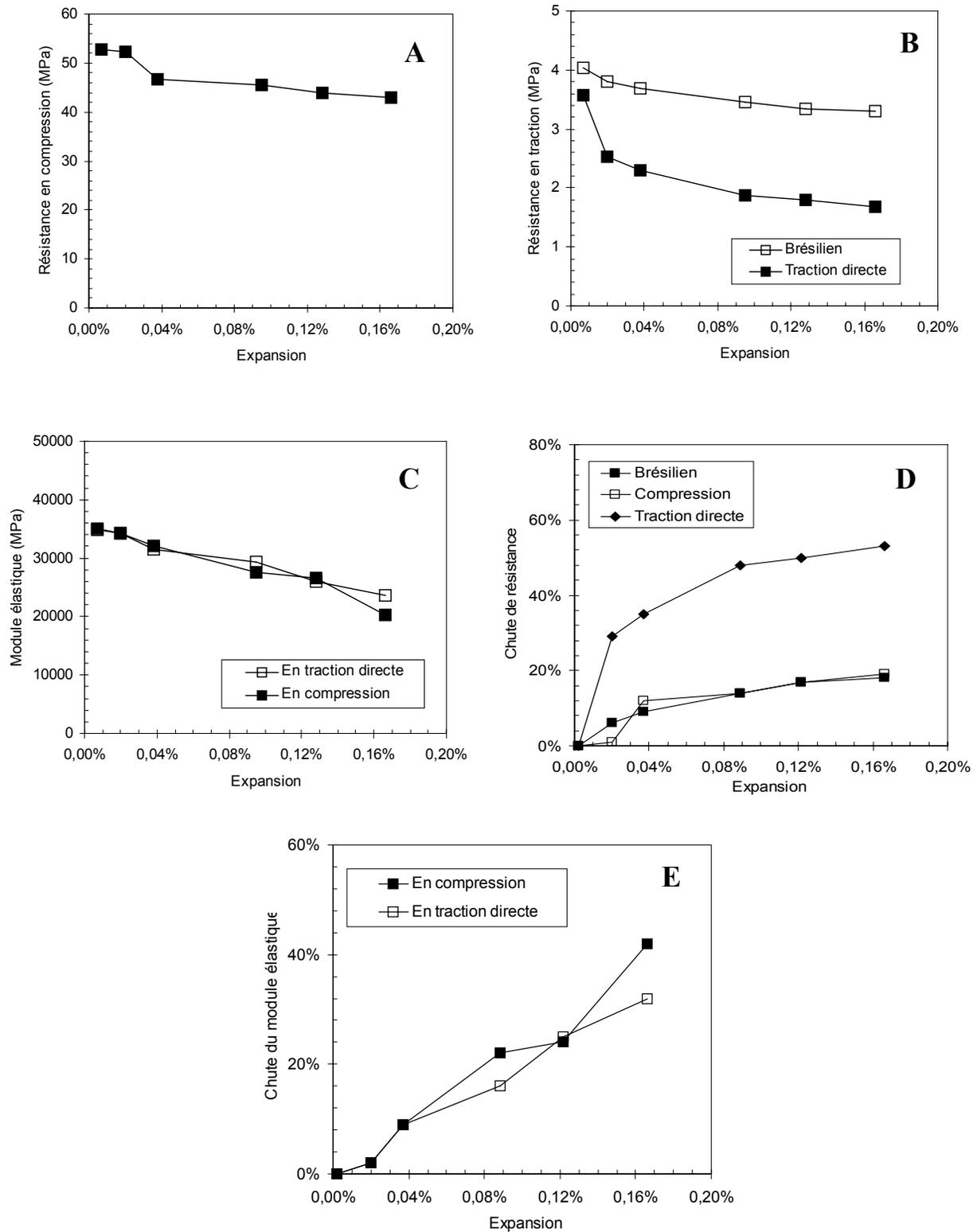


Figure 13 – Résultats des essais mécaniques en fonction de l'expansion pour le béton réactif fabriqué avec le calcaire de Québec: (A) Résistance à la compression. (B) Résistance à la traction indirecte (fendage Brésilien) et à la traction directe. (C) Modules élastiques en compression et en traction. (D) Chute des résistances à la compression, à la traction indirecte et à la traction directe. (E) Chute des modules élastiques en compression et en traction.

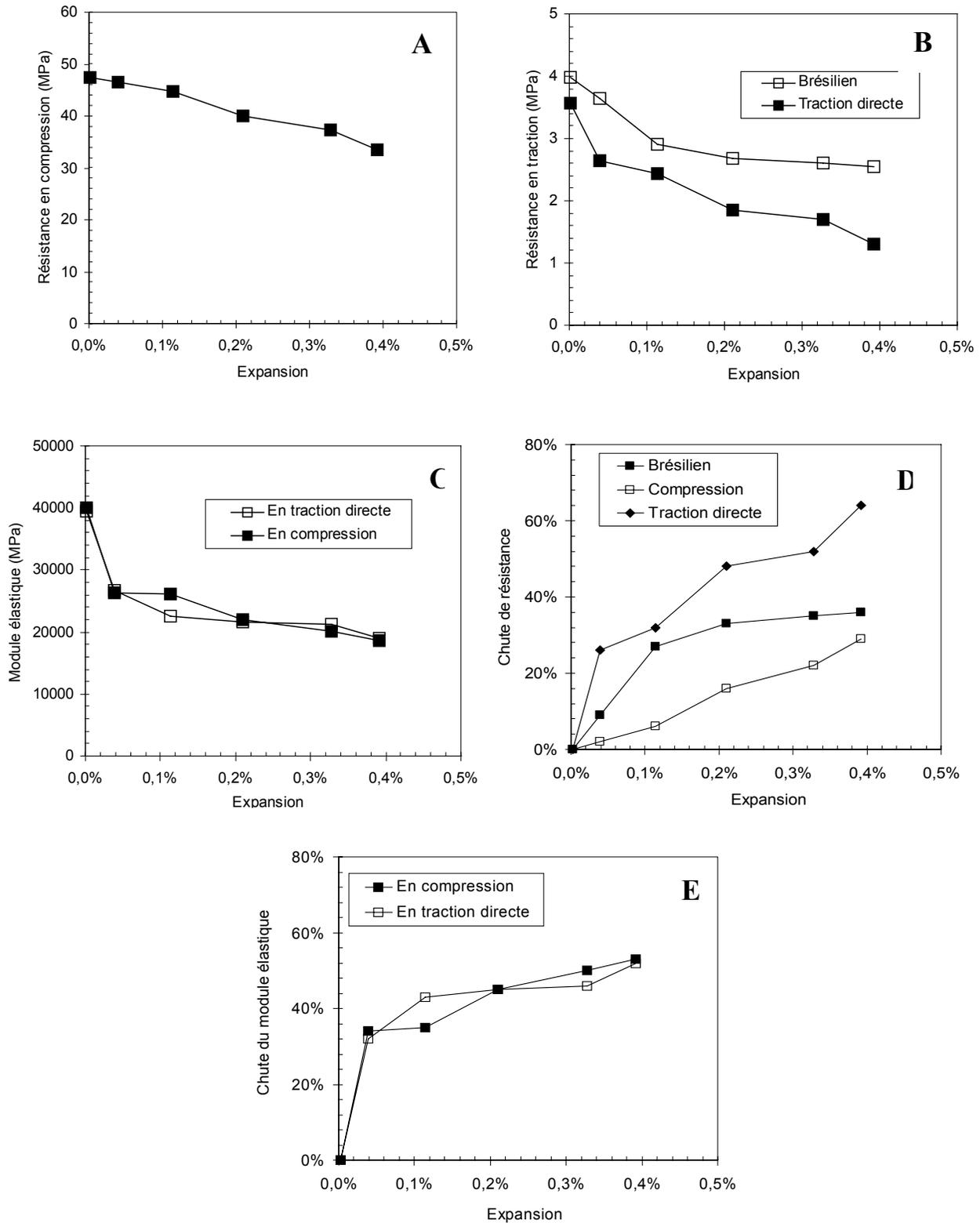


Figure 14 – Résultats des essais mécaniques en fonction de l’expansion pour le béton réactif fabriqué avec le sable du Texas: (A) Résistance à la compression. (B) Résistance à la traction indirecte (fendage Brésilien) et à la traction directe. (C) Modules élastiques en compression et en traction. (D) Chute des résistances à la compression, à la traction indirecte et à la traction directe. (E) Chute des modules élastiques en compression et en traction.